



Colpa Matara, 30 de enero del 2025.

C.O. N° 05-2025-UI-EPIC

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El que suscribe, Jefe 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: **“ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA”**, elaborado por los bachilleres en ingeniería civil: **EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES Y EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE**, para optar el Título Profesional de ingeniero civil, presenta un índice de similitud de 10% excluyendo texto citado, bibliografía y fuentes que tengan coincidencias de menos de 10 palabras; 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
Jefe de la unidad de investigación
FCI-UNACH

EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES EDWIN NÚÑEZ B...

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL ...

-  Informe final de tesis
-  UNIDAD DE INVESTIGACION FIC 2025
-  Universidad Nacional Autónoma de Chota

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3139676514

Fecha de entrega

28 ene 2025, 8:21 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

29 ene 2025, 9:26 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

Inf.Final.Tesis.Alternativas.Socavación.Puente_Chota_Cochabamba.20.01.24_1.docx

Tamaño de archivo

58.2 MB

217 Páginas

39,123 Palabras

215,308 Caracteres




10% 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

- 10%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 4%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

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

- 10% Fuentes de Internet
- 1% Publicaciones
- 4% 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	2%
2	Internet	hdl.handle.net	1%
3	Internet	repositorio.upao.edu.pe	<1%
4	Internet	www.repositorio.unach.edu.pe	<1%
5	Internet	www.slideshare.net	<1%
6	Internet	ar.scribd.com	<1%
7	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Autonoma de Chota	<1%
8	Internet	repositorio.unc.edu.pe	<1%
9	Trabajos del estudiante	Universidad Ricardo Palma	<1%
10	Internet	documents.mx	<1%
11	Internet	vsip.info	<1%

12	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Santa María	<1%
13	Internet	repositorioacademico.upc.edu.pe	<1%
14	Internet	repositorio.unfv.edu.pe	<1%
15	Internet	core.ac.uk	<1%
16	Internet	www.scribd.com	<1%
17	Internet	pdfs.semanticscholar.org	<1%
18	Internet	repositorio.ucv.edu.pe	<1%
19	Internet	repositorio.unap.edu.pe	<1%
20	Internet	expertouniversitario.es	<1%
21	Internet	www.coursehero.com	<1%
22	Internet	repo.sibdi.ucr.ac.cr:8080	<1%
23	Internet	fr.slideshare.net	<1%
24	Trabajos del estudiante	Universidad Industrial de Santander UIS	<1%
25	Trabajos del estudiante		<1%

26	Internet	upcommons.upc.edu	<1%
27	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Agraria La Molina	<1%
28	Internet	upc.aws.openrepository.com	<1%
29	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo	<1%
30	Trabajos del estudiante	Universidad Manuela Beltrán Virtual	<1%
31	Internet	repositorio.uss.edu.pe	<1%
32	Internet	es.slideshare.net	<1%
33	Internet	issuu.com	<1%
34	Internet	sired.udenar.edu.co	<1%
35	Internet	ribuni.uni.edu.ni	<1%
36	Internet	s3.amazonaws.com	<1%
37	Internet	repositorio.ucsm.edu.pe	<1%
38	Internet	repositorio.uc.cl	<1%
39	Trabajos del estudiante	UNIV DE LAS AMERICAS	<1%

40	Trabajos del estudiante	Universidad Cooperativa de Colombia	<1%
41	Trabajos del estudiante	Aliat Universidades	<1%
42	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnologica de los Andes	<1%
43	Internet	chota.regioncajamarca.gob.pe	<1%
44	Trabajos del estudiante	colpos	<1%
45	Internet	doi.org	<1%
46	Internet	laccei.org	<1%
47	Internet	repositorio.utelesup.edu.pe	<1%
48	Trabajos del estudiante	Universidad Privada del Norte	<1%
49	Internet	tesis.usat.edu.pe	<1%
50	Trabajos del estudiante	unasam	<1%
51	Publicación	CONSULRORIA CARRANZA E.I.R.L.. "PMA del Proyecto de Construcción y Funciona...	<1%
52	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Federico Villarreal	<1%
53	Trabajos del estudiante	Universidad Pontificia Bolivariana	<1%

54	Trabajos del estudiante	Universidad TecMilenio	<1%
55	Internet	bibliotecas.ucasal.edu.ar	<1%
56	Internet	qdoc.tips	<1%
57	Internet	renati.sunedu.gob.pe	<1%
58	Internet	repositorio.lamolina.edu.pe	<1%
59	Internet	repositorio.undac.edu.pe	<1%
60	Internet	siaia.apambiente.pt	<1%
61	Internet	www.lfp.uba.ar	<1%
62	Internet	www.serraniavirtual.com	<1%
63	Publicación	CONSORCIO FICHTNER GMBH & CO. KG - CONSULTORIA Y DIRECCION DE PROYEC...	<1%
64	Trabajos del estudiante	Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales (FLACSO) - Sede Ecuador	<1%
65	Publicación	LUCAS PUJOL REIG. "Predicción de caudales en tiempo real en grandes cuencas ut...	<1%
66	Internet	doku.pub	<1%
67	Internet	es.unionpedia.org	<1%

68	Internet	proceedings.laccei.org	<1%
69	Internet	pt.scribd.com	<1%
70	Internet	repositorio.ucss.edu.pe	<1%
71	Internet	repositorio.udh.edu.pe	<1%
72	Internet	repositorio.uncp.edu.pe	<1%
73	Internet	www.unifr.ch	<1%
74	Publicación	Claros, María Fernanda Mendoza. "Estudio comparativo del uso de oraciones sub..."	<1%
75	Internet	cloud.google.com	<1%
76	Internet	dspace.unitru.edu.pe	<1%
77	Internet	limnetica.info	<1%
78	Internet	neticoop.org.uy	<1%
79	Internet	patents.google.com	<1%
80	Internet	repositorio.uladech.edu.pe	<1%
81	Internet	repositorio.unal.edu.co	<1%

82	Internet	repositorio.unasam.edu.pe	<1%
83	Internet	repositorio.unesum.edu.ec	<1%
84	Internet	saber.ucv.ve	<1%
85	Internet	uvadoc.uva.es	<1%
86	Internet	www.burgoscomunero.org	<1%
87	Internet	www.gobcan.es	<1%
88	Internet	www.icfes.gov.co	<1%
89	Internet	www.once.es	<1%
90	Internet	www.yumpu.com	<1%

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN
DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL
PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA
TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Presentado por:

Bach. Ing. EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES

Bach. Ing. EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

Asesor:

Dr. Ing. LUIS ALBERTO ORBEGOSO NAVARRO

Línea de Investigación:

Diseño y Gestión de sistemas hidráulicos

Chota – Perú

2025



FORMATO DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN DE TESIS Y TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN, PARA OPTAR GRADOS ACADÉMICOS Y TÍTULOS PROFESIONALES EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DIGITAL – UNACH

1. DATOS DEL AUTOR:

Apellidos y nombres: Rojas Gonzáles Ever Manuel

Código del alumno: 2016051026

Correo electrónico: ever2201rq@gmail.com

Teléfono: 910359059

DNI: 75340387

Apellidos y nombres: Núñez Bustamante Edwin

Código del alumno: 2016052025

Correo electrónico: olgaeliseo97@gmail.com

Teléfono: 970021011

DNI: 75675693

2. MODALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

Trabajo de investigación

Trabajo de suficiencia profesional

Trabajo académico

Tesis

3. TÍTULO PROFESIONAL O GRADO ACADÉMICO:

Bachiller

Licenciado

Título

Magister

Segunda especialidad

Doctor

4. TÍTULO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cause del Rio Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota, Distrito de Cochabamba.

5. FACULTAD DE: CIENCIAS DE LA INGENIERIA

6. ESCUELA PROFESIONAL DE: INGENIERIA CIVIL

7. ASESOR:

Apellidos y Nombres: Luis Alberto Orbegoso Navarro

Correo electrónico: laorbegoson@unach.edu.pe

Teléfono: 939185560

D.N. I: 31664516

A través de este medio autorizo a la Universidad Nacional Autónoma de Chota publicar el trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional Digital, Repositorio Nacional Digital de Acceso Libre (ALICIA) y el Registro Nacional de Trabajos de Investigación (RENATI).

Asimismo, por la presente dejo constancia que los documentos entregados a la UNACH, versión digital, son las versiones finales del trabajo sustentado y aprobado por el jurado y son de autoría del suscrito en estricto respeto de la legislación en materia de propiedad intelectual.

FIRMA: Ever Manuel Rojas Gonzáles
DNI.75340387

FIRMA: Edwin Núñez Bustamante
DNI: 75675693

**ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA
SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL
EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO
DE COCHABAMBA**

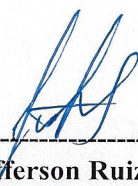
POR:

EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES

EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

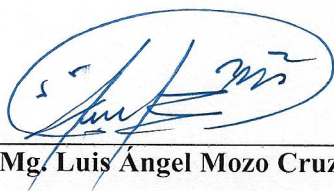
**Presentada a la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la
Universidad Nacional Autónoma de Chota para optar el título
de
INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR



Mg. Jefferson Ruiz Cachi

PRESIDENTE



Mg. Luis Angel Mozo Cruz

SECRETARIO



Dra. Carmen Rosa Cárdenas Rosales

VOCAL



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 09:00 am del día 07 de febrero del año 2025, reunidos en la sala de docentes de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, los miembros del jurado de tesis que suscriben, para escuchar y evaluar la sustentación de tesis presentado por los Bachilleres: **Ever Manuel Rojas Gonzales y Edwin Núñez Bustamante**, denominada: **“ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA”**; escuchada la sustentación, y absueltas las preguntas a las observaciones formuladas, la declaramos:

APROBADA


CON EL CALIFICATIVO (*)

16

APROBADO CON MENCIÓN HONROSA

En consecuencia, se le declara **EXPEDITO** para conferirle el Título de Ingeniero civil, elevando la presente acta al coordinador 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, 07 de febrero del 2025.


Mg. Jefferson Ruiz Cachi
PRESIDENTE


Mg. Luis Angel Mozo Cruz
SECRETARIO


Dra. Carmen Rosa Cárdenas Rosales
VOCAL


Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro.
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: “**ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA**”; presentado por los Bachilleres: **Ever Manuel Rojas Gonzales y Edwin Núñez Bustamante**, sustentada el día 07 de febrero del 2025, según Resolución de Coordinación N°026-2025-FCI/UNACH, la declaramos **CONFORME**.

Chota, 07 de febrero del 2025.

Mg. Jefferson Ruiz Cachi.
PRESIDENTE

Mg. Luis Angel Mozo Cruz
SECRETARIO

Dra. Carmen Rosa Cárdenas Rosales
VOCAL

Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro.
ASESOR

DEDICATORIA

Con gratitud y profundo reconocimiento, dedicamos esta investigación a Dios, quien nos guio y fortaleció durante todo este proceso.

Para mi amada madre e hijo, En cada paso de este largo trayecto, ustedes han sido mi mayor apoyo, mi fuente de inspiración y mi razón de ser. Sin su amor incondicional y su constante apoyo, no habría sido posible obtener los resultados que hoy presento en esta tesis. A ti, madre mía, has sido mi compañera de vida y mi confidente en cada dificultad que se ha presentado en el camino. Tu paciencia, dedicación y comprensión han sido fundamentales para que pudiera dedicar largas horas de estudio e investigación, y siempre has estado ahí para apoyarme en cada instante. Gracias por creer en mí y por ser mi mayor motivación. A mis hermanos y esposa, ustedes son mi mayor orgullo. Han sido testigos de las infinitas noches en vela y de los sacrificios que hemos tenido que hacer para que hoy pueda celebrar este logro. Espero que esta tesis les inspire a seguir sus propios sueños y a nunca rendirse ante las adversidades.

Ever Rojas

A mis queridos padres, Les dedico este logro con gratitud y admiración por todo lo que han hecho por mí. Desde mi más tierna infancia, ustedes me inculcaron valores como la disciplina, el esfuerzo y la perseverancia, virtudes que hoy me han permitido llegar hasta aquí. Gracias por su constante apoyo y por ser mis guías en cada paso del camino. Este logro es también suyo. A todos los profesores y compañeros de estudio que me han acompañado en este viaje, mi más sincero agradecimiento por su apoyo y por compartir su valioso conocimiento conmigo. Han sido fundamentales en mi formación académica y profesional.

Edwin Nuñez

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestro más sincero agradecimiento al Dr. Ing. Luis Alberto Orbegoso Navarro, nuestro asesor, por su invaluable guía, conocimientos y apoyo durante el desarrollo de esta investigación. Su compromiso y dedicación fueron esenciales para alcanzar los objetivos propuestos.

Agradecemos también al Gobierno Regional de Cajamarca por facilitarnos la información del expediente técnico de la construcción del camino vecinal, el cual incluyó datos referenciales del puente Chota, fundamentales para el desarrollo del proyecto. Nuestro reconocimiento se extiende a los pobladores aledaños, quienes con disposición y hospitalidad nos brindaron facilidades para la realización de los estudios de campo, como el levantamiento topográfico.

De igual manera, agradecemos al SENAMHI por proporcionar los datos necesarios acerca de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas de las estaciones ubicadas en la cuenca, los cuales fueron imprescindibles para nuestro análisis. Finalmente, a nuestros familiares y amigos, por su apoyo constante, aliento y comprensión, que fueron nuestra fuente de fortaleza en todo momento. A todos, nuestro eterno agradecimiento.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	18
1.1. Planteamiento del problema.....	18
1.2. Formulación del problema	21
1.2.1. Problema general	21
1.2.2. Problemas específicos.....	21
1.3. Justificación	22
1.4. Delimitación de la investigación.....	24
1.5. Limitaciones.....	25
1.6. Objetivos	26
1.6.1. Objetivo general.....	26
1.6.2. Objetivos específicos	26
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	27
2.1. Antecedentes	27
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	27
2.1.2. Antecedentes nacionales	30
2.1.3. Antecedentes regionales	33
2.2. Bases teórico – científicas	34
2.2.1. Teoría de la incertidumbre del modelamiento hidrológico e hidráulico.....	34
2.2.2. Teoría del equilibrio dinámico del río	36
2.2.3. Parámetros hidro geomorfológicos que influyen en el caudal máximo y socavación de un río	37
2.2.4. Aplicación del polígono de Thiessen para la selección de estaciones meteorológicas en una cuenca hidrográfica.....	39

2.2.5. Método de Water Resources Council (datos dudosos Outliers)	41
2.2.6. Modelos de distribución y prueba de bondad de ajuste	42
2.2.7. Métodos para calcular el tiempo de concentración.....	44
2.2.8. Hietograma de diseño por el método del bloque alterno	45
2.2.9. Método del hidrograma unitario sintético triangular del SCS	46
2.2.10. Método de Muskingum para tránsito de avenidas	47
2.2.11. Coeficiente de rugosidad (n de Manning) según observaciones de campo	48
2.2.12. Socavación por el método de Lischtvan – Levediev para suelos cohesivos.....	49
2.2.13. Enrocados: métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.....	50
2.2.14. Gaviones: Método de Maza Alvarez (1989) para el cálculo del tamaño de roca	53
2.3. Marco conceptual	54
2.3.1. Socavación de puentes	54
2.3.2. Socavación general	56
2.3.3. Socavación local	57
2.3.4. Río y cauce del río	59
2.3.5. Lecho móvil del río (sedimentos)	61
2.3.6. Estudio hidrológico e hidráulico en un río	62
2.3.7. Puentes	69
2.3.8. Alternativas de protección	73
2.3.9. Revestimiento del lecho: Enrocados de protección	75
2.3.10. Muros de contención.....	78
2.3.11. Gaviones	81
2.4. Hipótesis	83
2.4.1. Hipótesis general	83
2.4.2. Hipótesis específicas.....	83
2.5. Operacionalización de variables	84
2.5.1. Variable codependiente 1: Socavación del cauce del río.....	84
2.5.2. Variable codependiente 2: Alternativas de protección	85
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	87
3.1. Tipo y nivel de investigación	87
3.2. Diseño de investigación	88
3.3. Métodos de investigación.....	89

3.4. Población, muestra y muestreo	91
3.4.1. Población	91
3.4.2. Muestreo	92
3.4.3. Muestra	92
3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	94
3.5.1. Técnicas de recolección de datos	94
3.5.2. Instrumentos de recolección de datos	95
3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos	97
3.6.1. Proceso de obtención de los datos	97
3.6.2. Procesamiento de datos.....	174
3.6.3. Análisis de datos	175
3.7. Aspectos éticos	176
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	178
4.1. Descripción de resultados.....	178
4.1.1. Socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota	178
4.1.2. Alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota.....	186
4.1.3. Ajuste del diseño del puente Chota	204
4.2. Contrastación de hipótesis.....	207
4.2.1. Criterio de evaluación.....	207
4.2.2. Datos utilizados en el análisis estadístico	207
4.2.3. Prueba de normalidad	207
4.2.4. Hipótesis general planteada	209
4.2.5. Prueba ANOVA.....	209
4.2.6. Prueba t-student de dos muestras.....	210
4.2.7. Verificación de hipótesis	212
4.3. Discusión de resultados.....	213
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	222
5.1. Conclusiones	222
5.2. Recomendaciones y/o sugerencias	223

CAPÍTULO VI. REFERENCIAS	224
CAPÍTULO VII. ANEXOS	234
Anexo A. Matriz de consistencia.....	234
Anexo B. Panel fotográfico	235
Anexo C. Documentación.....	243
Anexo D. Resultado de ensayos de mecánica de suelos.....	246
Anexo E. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Chota.....	247
Anexo F. Socavación en el río natural.....	248
Anexo G. Socavación en el puente	249
Anexo H. Pre dimensionamiento de los muros de contención	250
Anexo I. Socavación en el cauce con muros de contención	251
Anexo J. Análisis de estabilidad de los muros de contención	252
Anexo K. Pre dimensionamiento y socavación de los gaviones	253
Anexo L. Análisis de estabilidad de los gaviones	254
Anexo M. Diseño del puente	255
Anexo N. Planos	256

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Manning “n” Coeficiente de Rugosidades	48
Tabla 2	Factor de Corrección por Contracción del Cauce u	49
Tabla 3	Categoría de la Cuenca de Acuerdo a su Tamaño.....	63
Tabla 4	Riesgo Admisible en Obras Hidráulicas	66
Tabla 5	Selección del Período de Retorno T en años.....	66
Tabla 6	Matriz de Operacionalización de Variables	86
Tabla 7	Tipos de Investigación	88
Tabla 8	Criterios de Inclusión y Exclusión	92
Tabla 9	Características del Puente Chota.....	100
Tabla 10	Modificaciones en las Dimensiones del Puente Chota.....	101
Tabla 11	Ubicación de las Calicatas en el Cauce Fluvial.....	106
Tabla 12	Ubicación de las Calicatas en el Cauce Lateral (Talud).....	106
Tabla 13	Propiedades Físicas del Sedimento Fluvial	108
Tabla 14	Propiedades Físico Mecánicas del Suelo del Borde del Cauce (Talud)	109
Tabla 15	Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca del Río Chotano	114
Tabla 16	Parámetros Geomorfológicos de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano	115
Tabla 17	Ubicación de las Estaciones Meteorológicas de la Cuenca del Río Chotano.....	118
Tabla 18	Ubicación Geográfica de la Estación Chota.....	119
Tabla 19	Precipitación Máxima en 24 Horas Estación Chota (1971-2024).....	120
Tabla 20	Umrales de Datos Dudosos de la Estación Chota	121
Tabla 21	Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación Chota	122
Tabla 22	Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Chota.....	124
Tabla 23	Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Chota.....	124
Tabla 24	Ubicación Geográfica de la Estación Chotano Lajas	126
Tabla 25	Precipitación Máxima en 24 h, Estación Chotano Lajas (1986-2023).....	127
Tabla 26	Umrales de Datos Dudosos de la Estación Chotano Lajas.....	128
Tabla 27	Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación Chotano Lajas	130
Tabla 28	Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Chotano Lajas	131
Tabla 29	Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Chotano Lajas	131
Tabla 30	Ubicación Geográfica de la Estación Cochabamba.....	133
Tabla 31	Precipitación Máxima en 24 Horas Estación Cochabamba (1986-2023).....	134
Tabla 32	Umrales de Datos Dudosos de la Estación Cochabamba	135
Tabla 33	Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación Cochabamba	137

Tabla 34	Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Cochabamba	138
Tabla 35	Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Cochabamba	139
Tabla 36	Curva Número de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano	142
Tabla 37	Abstracciones Iniciales de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano	143
Tabla 38	Tc y Tr de la Cuenca del Río Chotano	144
Tabla 39	Parámetros para el Tránsito de Avenidas por el Método Muskingum	145
Tabla 40	Pesos de las Estaciones dentro de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano...	146
Tabla 41	Caudales Máximos Obtenidos del HEC-HMS para la Cuenca del Río Chotano por el Método de Muskingum de Tránsito de Avenidas	148
Tabla 42	Coefficiente de Rugosidad de Manning (n) por Tramos y Zonas de Inundación	150
Tabla 43	Valores del HEC-RAS para las Relaciones de Contracción (CR)	157
Tabla 44	Valores del HEC-RAS para las Relaciones de Expansión (ER)	157
Tabla 45	Criterios de las Alternativas de Protección	166
Tabla 46	Socavación según Lischtvan Levediev para Tr 500 años.....	178
Tabla 47	Nivel del Agua para Tr de 140 años, Aguas Abajo.....	183
Tabla 48	Nivel del Agua para Tr de 140 años, Aguas Arriba	183
Tabla 49	Selección de Tramos de Acuerdo a la Altura del Nivel de Agua, Aguas Abajo del Puente Chota	186
Tabla 50	Selección de Tramos de Acuerdo a la Altura del Nivel de Agua, Aguas Arriba del Puente Chota	187
Tabla 51	Pre dimensionamiento del Muro en Voladizo de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	188
Tabla 52	Análisis de Estabilidad del Muro en Voladizo para el Río Chotano.....	189
Tabla 53	Socavación del Muro en Voladizo sin Enrocado en el Fondo del Cauce.....	190
Tabla 54	Socavación en el Fondo del Cauce con Propuesta de Enrocado	191
Tabla 55	Socavación del Muro en Voladizo con Enrocado en el Fondo del Cauce (Solo en las Secciones que lo Requiere)	192
Tabla 56	Pre dimensionamiento del Gavión de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	193
Tabla 57	Análisis de Estabilidad del Gavión de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	194
Tabla 58	Comparación del Nivel de Agua con las Alternativas de Protección de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	197
Tabla 59	Comparación de la Socavación con las Alternativas de Protección de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	199
Tabla 60	Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Muro de Contención Sin Enrocado en el Fondo del Cauce.....	199

Tabla 61 Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Muro de Contención Con Enrocado en el Fondo del Cauce	200
Tabla 62 Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Gavión	201
Tabla 63 Eficiencia en la Reducción de la Socavación de las Alternativas de Protección	201
Tabla 64 Selección de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota	202
Tabla 65 Dimensiones del Puente Chota luego del Ajuste al Diseño Planteado de Acuerdo al Estudio Hidrológico e Hidráulico	204
Tabla 66 Datos Utilizados en el Análisis Estadístico	207
Tabla 67 Información de los Factores de Análisis ANOVA	210
Tabla 68 Análisis de Varianza (ANOVA) de la Profundidad de Socavación	210
Tabla 69 Estadísticas Descriptivas de la Profundidad de Socavación según Alternativa de Protección.....	212
Tabla 70 Análisis t-student para Dos Muestras, de Acuerdo a la Profundidad de Socavación según Alternativa de Protección.....	212

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Microlocalización Del Proyecto de Construcción del Camino Vecinal Cochabamba – Puente Quebrada Salas	19
Figura 2 Ejemplo de Polígono de Thiessen (izquierda) e Isoyetas (derecha)	40
Figura 3 Modelo de Hietograma de Diseño por el Método del Bloque Alterno	45
Figura 4 Modelo de Enrocado en Talud y Pie de Talud para Proteger el Estribo de un Puente	52
Figura 5 Modelo de Gavión para Proteger el Estribo de un Puente	53
Figura 6 Socavación en Puentes	54
Figura 7 Tipos de Socavación en el Estribo de un Puente	55
Figura 8 Clasificación Morfológica de los Ríos	59
Figura 9 Tipos de Ríos según su Régimen Hídrico	60
Figura 10 Flujo de los Ríos y Grado de Libertad	60
Figura 11 Cuenca Hidrográfica	62
Figura 12 Curva e Integral Hipsométrica de la Cuenca	63
Figura 13 Categoría de la Cuenca en Relación a la Forma e Índice de Compacidad	64
Figura 14 Modelo de Hidrograma Unitario para Análisis de Máximas Avenidas	68
Figura 15 Tipos de Puentes de Acuerdo a su Utilidad, Geometría, Tiempo de Viga y Material de la Estructura	70
Figura 16 Tipos de Puentes según su Sistema Estructural	70
Figura 17 Tipos de Puentes Viga Losa	71
Figura 18 Elementos del Puente Tipo Viga Losa	72
Figura 19. Diques Enrocados	73
Figura 20. Muros de Concreto	74
Figura 21. Gaviones	74
Figura 22 Dimensionamiento de Muros en Voladizo	78
Figura 23 Dimensionamiento de Muros en Voladizo con Contrafuerte	78
Figura 24 Diagrama de Esfuerzos en Gaviones	82
Figura 25 Diseño de Investigación Descriptivo Causal Simple	90
Figura 26 Mapa de Ubicación de los Ríos y Quebradas en el Camino Vecinal Cochabamba – Valle Callacate	91
Figura 27 Mapa de Ubicación del Puente Chota, en el Camino Vecinal Cochabamba – Valle Callacate	93
Figura 28 Vista del Puente Chota, antes del Proyecto	99
Figura 29 Vista del emplazamiento del Puente Chota, después del Proyecto	99
Figura 30 Vista en Elevación del Puente Chota	100

Figura 31	Pre dimensionamiento de los Estribos del Puente Chota.....	101
Figura 32	Representación Gráfica de la Toma de Puntos en la Sección del Río	102
Figura 33	Equipo de Campo para la Realización del Levantamiento Topográfico	104
Figura 34	Toma de BMS y Puntos Fijos en los Bordos del Río.....	104
Figura 35	Gradación del Sedimento Fluvial	108
Figura 36.	Perfil Estratigráfico del Suelo CA-01	109
Figura 37.	Perfil Estratigráfico del Suelo CA-02.....	109
Figura 38	Ensayo de Granulometría Fluvial	110
Figura 39	Ensayo de Corte Directo del Suelo del Borde del Cauce (Talud).....	110
Figura 40	Mapa de Ubicación de la Cuenca del Río Chotano	111
Figura 41	Delimitación de la Cuenca del Río Chotano en HEC-HMS	112
Figura 42	Cuenca del Río Chotano en ArcGIS 10.8	113
Figura 43	Cuenca del Río Chotano	114
Figura 44	Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano.....	115
Figura 45	Ubicación de Estaciones Meteorológicas	116
Figura 46	Polígono de Thiessen de la Cuenca del Río Chotano	118
Figura 47	Ubicación de la Estación Meteorológica Chota.....	119
Figura 48	Pmáx. 24 horas (1971-2024) en la Estación Chota.....	121
Figura 49	Análisis de Datos Atípicos, Estación Chota	122
Figura 50	Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 50 años), Estación Chota	125
Figura 51	Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 140 años), Estación Chota	125
Figura 52	Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 500 años), Estación Chota	125
Figura 53	Ubicación de la Estación Meteorológica Chotano Lajas	126
Figura 54	Pmáx. 24 horas (1986-2023) en la Estación Chotano Lajas	128
Figura 55	Análisis de Datos Atípicos, Estación Chotano Lajas.....	129
Figura 56	Hietograma (Tr 50 años), Estación Chotano Lajas.....	132
Figura 57	Hietograma (Tr 140 años), Estación Chotano Lajas.....	132
Figura 58	Hietograma (Tr 500 años), Estación Chotano Lajas.....	132
Figura 59	Ubicación de la Estación Meteorológica Cochabamba	133
Figura 60	Pmáx. 24 horas (1969-2023) en la Estación Cochabamba	135
Figura 61	Análisis de Datos Atípicos, Estación Cochabamba	136
Figura 62	Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 50 años), Estación Cochabamba.....	139
Figura 63	Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 140 años), Estación Cochabamba	140
Figura 64	Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 500 años), Estación Cochabamba	140

Figura 65	Representación del Método de Pérdidas y Transformación en HEC-HMS.....	141
Figura 66	Número de Curva para la Cuenca del Río Chotano en Condiciones Húmedas	142
Figura 67	Número de Curva en el Programa HEC-HMS de la Cuenca del Río Chotano	143
Figura 68	Cargado del Tr según Estación al Programa HEC-RAS.....	144
Figura 69	Aplicación del Tránsito de Avenidas por el Método Muskingum.....	145
Figura 70	Vista del Polígono de Thiessen para la Definición de Pesos de cada Subcuenca...	147
Figura 71	Asignación de Pesos en el Programa HEC-HMS	147
Figura 72	Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 50 años	148
Figura 73	Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 140 años	149
Figura 74	Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 500 años	149
Figura 75	Manning en el Lado Izquierdo del km 0+000 al km 1+000 con “n” promedio 0.040	151
Figura 76	Manning en el Lado Derecho del km 0+000 al km 1+000 con “n” 0.050.....	151
Figura 77	Vista en Planta de la Topografía del Terreno y las Secciones.....	152
Figura 78	Exportación de las Secciones al Formato HEC-RAS	153
Figura 79	Visualización de la Geometría y Secciones Transversales en HEC-RAS	153
Figura 80	Valores de Manning en el Eje y Llanuras.....	154
Figura 81	Valores de Caudales para Diferentes Tiempos de Retorno	155
Figura 82	Ingreso de Condiciones de Frontera	155
Figura 83	Diagrama de Detalle de los Efectos del Puente sobre el Flujo	156
Figura 84	Longitud de Contracción y Expansión en el Emplazamiento del Puente	158
Figura 85	Vista de la Sección Creada en HEC-RAS para el Análisis con el puente	159
Figura 86	Ingreso de los Datos del Tablero del Puente en “Deck/Roadway”.....	159
Figura 87	Ingreso de las Áreas de Obstrucción o Áreas Inefectivas.....	160
Figura 88	Visualización del Modelo en HEC-RAS	161
Figura 89	Vista del Tablero en Planta en HEC-RAS	161
Figura 90	Geometría del Puente.....	162
Figura 91	Reacciones de Carga Muerta en el Puente en CSIBridge.....	163
Figura 92	Reacciones del Camión en el Puente en CSIBridge	163
Figura 93	Reacciones del Asfalto en el Puente en CSIBridge	164
Figura 94	Diseño de Muro de Concreto en Voladizo, GEO5	169
Figura 95	Incorporación de Dimensiones del Gavión en el Programa GawacWin.....	171
Figura 96	Incorporación de Datos del Terraplén en el Programa GawacWin	172
Figura 97	Incorporación de Datos de la Fundación en el Programa GawacWin	172
Figura 98	Análisis del Diseño de los Gaviones.....	173
Figura 99	Cálculo de la Socavación – Método de Lischtván Lebediev en el Cauce Natural..	179

Figura 100 Cálculo de la Socavación – Método de Lischtvan Lebediev con Interacción del Puente.....	179
Figura 101 Velocidad del Flujo de Agua en el Cauce del Río Chotano para Tr 500 años.....	180
Figura 102 Tirante de Agua en el Cauce del Río Chotano Tr 500 años.....	180
Figura 103 Altura del Agua con Respecto al Terreno Natural TR:500.....	181
Figura 104 Vista de la Socavación en la Sección del Eje del Puente para Caudal de Tr 500 años	181
Figura 105 Vista del Puente con el Caudal de Tr 140 años	184
Figura 106 Velocidad del Flujo de Agua en el Río Chotano Tr 140 años	184
Figura 107 Tirante de Agua en el Río Chotano Tr 140 años	185
Figura 108 Altura del Agua con Respecto al Terreno Natural TR:140.....	185
Figura 109 Vista 3D del Muro de Contención en Voladizo.....	192
Figura 110 Gavión Aguas Abajo Km 0+800 – Km 1+012	195
Figura 111 Gavión Aguas Abajo Km 1+023.80 – Km 1+026.80	195
Figura 112 Gavión Aguas Abajo Km 1+040– Km 1+060	195
Figura 113 Gavión Aguas Abajo Km 1+080 – Km 1+100	196
Figura 114 Gavión Aguas Abajo Km 1+120 – Km 1+180	196
Figura 115 Detalle del Gavión Tipo Caja	196
Figura 116 Vista General de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	202
Figura 117 Vista 3D de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota	203
Figura 118 Vista De los Muros de Contención + Enrocado y Gaviones para la Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota.....	203
Figura 119 Pre dimensionamiento del Estribo	205
Figura 120 Vista en Planta del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano	206
Figura 121 Vista en Elevación del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano	206
Figura 122 Vista 3D del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano	206
Figura 123 Prueba de Normalidad Anderson Darling para Profundidad de Socavación	208
Figura 124 Prueba de Normalidad Kolmogorov-Smirnov para Profundidad de Socavación .	209

RESUMEN

La investigación aborda la problemática de la socavación en el cauce del río Chotano, que ha impedido la construcción del puente Chota, limitando la conectividad entre diversos centros poblados de Cochabamba y Cutervo. El objetivo principal fue diseñar y analizar las alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba. Se utilizó un enfoque cuantitativo de tipo aplicada y nivel descriptivo, analizando el tramo del río donde se proyecta el puente Chota (en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S), ubicado a 1,639 msnm en el distrito de Cochabamba. Los resultados evidenciaron que la profundidad de socavación para un tiempo de retorno de 500 años alcanza 3.52 m en condiciones naturales y 3.22 m considerando la interacción con el puente. El diseño de muros de concreto en voladizo, combinado con enrocado, logró reducir la profundidad de socavación hasta 2.30 m, con factores de seguridad superiores a los mínimos requeridos. Por su parte, los gaviones, complementados con colchones antisocavantes, alcanzaron profundidades de socavación entre 2.77 m y 3.00 m, mostrando también efectividad en la protección. Se concluyó que la combinación de alternativas es la solución más eficiente: gaviones en tramos iniciales, muros de concreto con enrocado en tramos críticos y gaviones con colchón antisocavante en los tramos finales; además, se debe ajustar el diseño del puente, incrementando su luz a 23 m y la altura del tablero a 1641.6 m para garantizar la funcionalidad y seguridad de la estructura.

Palabras clave: gaviones, muros en voladizo, enrocado en fondo del cauce.

ABSTRACT

The research addresses the problem of scour in the Chotano riverbed, which has prevented the construction of the Chota bridge, limiting connectivity between various population centers in Cochabamba and Cutervo. The main objective was to design and analyze alternatives for protection against scour of the Chotano riverbed at the site of the Chota bridge, Cochabamba district. A quantitative, applied and descriptive approach was used, analyzing the section of the river where the Chota bridge is planned (at UTM coordinates WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S), located at 1,639 masl in the Cochabamba district. The results showed that the scour depth for a return time of 500 years reaches 3.52 m under natural conditions and 3.22 m considering the interaction with the bridge. The design of cantilevered concrete walls, combined with rockfill, reduced the scour depth to 2.30 m, with safety factors higher than the minimum required. On the other hand, gabions, complemented with scour mattresses, reached scour depths between 2.77 m and 3.00 m, also showing effectiveness in protection. It was concluded that the combination of alternatives is the most efficient solution: gabions in the initial sections, concrete walls with rockfill in critical sections and gabions with anti-scour mattresses in the final sections; in addition, the bridge design should be adjusted, increasing its span to 23 m and the deck height to 1641.6 m to guarantee the functionality and safety of the structure.

Key words: gabions, cantilever walls, riverbed rockfill.

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Los puentes son las obras de mayor importancia en la construcción de una carretera ya que permiten mantener el flujo continuo de vehículos (Capacci & Biondini, 2020). Sin ellos, cruzar cuerpos de agua, como ríos o quebradas, se vuelve imposible. (Biswas & Banerjee, 2018). Por esta razón, es fundamental prestar especial atención a su diseño hidrológico e hidráulico, poniendo énfasis en aspectos críticos como la profundidad de socavación (Aureli et al., 2021). La socavación en los cauces de los ríos se refiere a la erosión y remoción de los materiales del lecho por la acción del flujo de agua (Príncipe, 2019). Este fenómeno puede clasificarse en socavación general, por contracción o local, siendo esta última la más dañina para los estribos de un puente (Wang et al., 2019).

La socavación es uno de los factores que más impacta la estabilidad de puentes y pontones, llegando incluso a provocar su colapso (Rodríguez, 2019), según Moya (2017) la mayoría de colapsos de puentes no están relacionados con problemas estructurales, sino con temas hídricos. Países industrializados han desarrollado diferentes soluciones para la protección de infraestructuras fluviales, como espigones, revestimientos de lecho, defensas ribereñas y otras estructuras de disipación de energía, las cuales buscan mitigar la erosión y proteger las cimentaciones de los puentes (Jaramillo-Mejía & Reyes-Salazar, 2020).

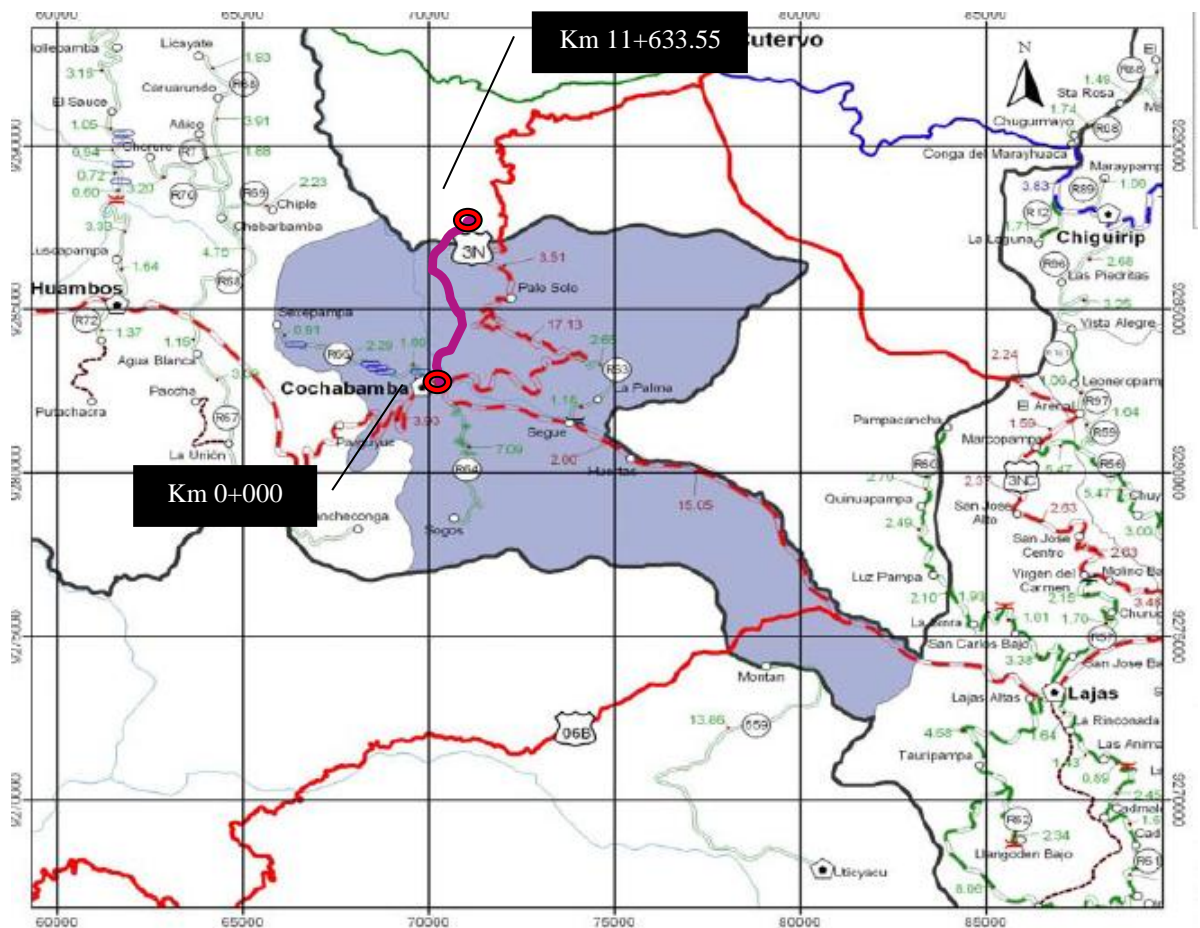
En Perú, durante la última década, numerosos puentes y pontones han colapsado debido al aumento del caudal de los ríos y a los efectos de la socavación hidráulica, como lo documentan diversos medios de comunicación, entre ellos RPP (2020), Andina (2019) y TVPerú (2017). En la región de Cajamarca, en el

año 2017, seis puentes fueron completamente destruidos y ocho más resultaron seriamente afectados como consecuencia del incremento del flujo de agua, la erosión, la socavación y la sedimentación en los cauces de los ríos. Estos eventos, originados por fuertes precipitaciones pluviales, también dejaron intransitables 916 kilómetros de carreteras (Cabral, 2017). Estas afectaciones podrían haberse prevenido mediante la implementación de alternativas adecuadas de protección contra la socavación en los cauces fluviales.

Figura 1

Microlocalización Del Proyecto de Construcción del Camino Vecinal

Cochabamba – Puente Quebrada Salas



Nota: Punto de Inicio: Km 0+000: Cochabamba: Coordenadas UTM (733631.739E; 9284237.018N), Punto Final: Km 11+633.55: Cruce a Valle Callacate Coordenadas UTM (731166.873E; 9293359.296N)

En Cajamarca, con el objetivo de mejorar el acceso a los centros de producción ubicados en la cuenca del río Chotano, especialmente en las inmediaciones del Centro Poblado Valle Callacate y sus alrededores, hacia los centros de comercialización más cercanos y rentables, como la ciudad de Cochabamba en la provincia de Chota, se planteó en agosto de 2020 el diseño, construcción y mejoramiento de la carretera Cochabamba (distrito de Chota) al cruce del Valle Callacate (distrito de Cutervo) (Figura 1). Este proyecto contemplaba la construcción de dos puentes y dos pontones para salvar los cruces más complejos del trazado vial.

En la progresiva 1+900, sobre el río Chotano, se proyectó un puente de 20.00 m de luz; en la progresiva 5+725, en la quebrada Salas, un puente de 17.50 m; en la progresiva 7+540, en la quebrada Sánchez, un pontón de 13.00 m; y en la progresiva 9+320, en la quebrada El Valle, un pontón de 12.00 m. Sin embargo, las intensas precipitaciones pluviales de los últimos años, según reportan AndinaRadio (2021), el Instituto de Defensa Civil (INDECI, 2023), Municipalidad Distrital de Cochabamba (2023) y Hora trece (2024), han causado graves procesos de erosión y socavación en el cauce del río Chotano, afectando el emplazamiento del puente Chota (ver Anexo B, panel fotográfico). Esta situación llevó inicialmente a los proyectistas a redimensionar la luz libre del puente, aumentando su longitud a 22 m para adaptarse a las nuevas condiciones del cauce. No obstante, la persistencia de los problemas de socavación obligaría a rediseñar nuevamente la estructura, incrementando aún más su longitud.

Estas condiciones adversas han paralizado la construcción del puente Chota, según lo expuesto por el gerente de la Gerencia Subregional Chota – Cajamarca. Esta situación ha dejado incomunicadas a diversas comunidades,

como Sanicullo Alto, San Juan de la Lianga, Callacate Sahual, La Pauca, Yacancate, Cuguid, y El Rejo, privándolas de una vía de conexión directa entre Cochabamba y el Valle Callacate. Ante este panorama, resulta prioritario analizar alternativas de protección contra la socavación en el cauce del río Chotano. La falta de soluciones técnicas pertinentes ha llevado a proponer un enfoque que considere la variabilidad de las características hidrológicas e hidráulicas del lugar para diseñar estrategias efectivas de contención y reducción de la socavación.

En el distrito de Cochabamba, el río Chotano representa un desafío crítico para la ingeniería civil, ya que su comportamiento dinámico y las fuertes lluvias estacionales generan condiciones de erosión que comprometen la estabilidad y durabilidad de la infraestructura proyectada. Sin medidas de protección adecuadas, la construcción y funcionalidad del puente Chota permanecerán en riesgo, afectando la conectividad y el desarrollo local, por lo que, frente a lo descrito se tiene como objetivo, proponer las alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Las alternativas de protección lograrán disminuir la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuánto es la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para Tr de 500 años?

- ¿Cuál es la mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, evaluando su efectividad en la reducción de la socavación?
- ¿Cómo se ha ajustado el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas?

1.3. Justificación

El fenómeno del Niño en 2017 evidenció la vulnerabilidad de las infraestructuras viales en el Perú, particularmente de los puentes, frente a condiciones hidrológicas extremas. Según Moya (2017), gran parte de los fallos registrados en estas estructuras no se debieron a problemas estructurales, sino a deficiencias en su diseño hidráulico, como el manejo inadecuado de parámetros clave como la socavación, la sobre erosión y la altura de gálibo. Además, la ausencia de obras de contención que protegieran los lechos de los ríos contribuyó al colapso de numerosas estructuras. En este contexto, el caso del puente Chota, proyectado sobre el río Chotano en el distrito de Cochabamba, adquiere relevancia. Las crecientes dificultades generadas por la erosión y la socavación en el emplazamiento de este puente han impedido su construcción, afectando la conectividad entre Cochabamba y el Valle Callacate en Cutervo. Dada la imposibilidad de modificar el emplazamiento debido al trazado preexistente de la carretera, el estudio de alternativas de protección para mitigar la socavación en el cauce del río Chotano resulta urgente y necesario para garantizar el diseño y ejecución adecuados de esta obra clave para el desarrollo regional.

Desde un enfoque científico, esta investigación aporta al conocimiento teórico sobre alternativas de protección contra la socavación en el lecho de ríos y en emplazamientos de puentes. Este trabajo busca llenar un vacío en la

comprensión de la socavación en el río Chotano bajo condiciones con y sin medidas de protección. La metodología empleada se basará en la teoría de la incertidumbre predictiva en simulaciones hidrológicas, lo que permitirá mejorar la precisión en el análisis mediante datos más detallados, como batimetría del río y el uso de métodos múltiples para caracterizar geomorfológicamente la cuenca. Adicionalmente, se analizarán intensidades máximas para aproximarse a las condiciones reales del cauce. Los resultados generados tendrán aplicabilidad en ríos con características geomorfológicas e hidrológicas similares, contribuyendo al avance del conocimiento en el análisis de socavación y las estrategias de contención en cauces fluviales. Este enfoque fortalecerá el desarrollo de metodologías más robustas para abordar problemas en infraestructura hidráulica.

En el ámbito técnico-práctico, esta investigación se centró en resolver problemas concretos asociados al puente Chota. En primer lugar, aborda la presencia de socavación en el cauce del río Chotano, que ha impedido la construcción de esta estructura, dejando incomunicados varios centros poblados de Cochabamba y Cutervo. En segundo lugar, responde a la variabilidad de las características geomorfológicas e hidrológicas del río, las cuales dificultan la determinación precisa de la magnitud de la socavación. Finalmente, busca suplir la ausencia de propuestas técnicas de protección para mitigar este fenómeno en el río Chotano. Aunque existen estudios previos sobre socavación, el análisis local con datos específicos es esencial para garantizar la validez del diseño. Los beneficiarios incluyen a los pobladores que dependen de esta vía, las municipalidades involucradas, la Gerencia Regional de Cajamarca, y demás entes gubernamentales responsables del proyecto. Además, la investigación servirá como guía metodológica para estudiantes, docentes e investigadores interesados

en el estudio y solución de problemas relacionados con la socavación y la protección de infraestructuras hidráulicas.

1.4. Delimitación de la investigación

El estudio se desarrolló en dos etapas principales: durante el año 2023, se llevaron a cabo los estudios básicos, incluyendo la recopilación de datos, levantamiento topográfico, delimitación de la cuenca, análisis geomorfológico y determinación de parámetros hidrológicos. Posteriormente, en el año 2024, se realizaron los modelamientos y cálculos correspondientes al diseño y análisis de alternativas de protección, considerando las características del emplazamiento y la evaluación de su efectividad frente a los procesos de socavación.

La investigación estuvo enfocada exclusivamente en el cauce del río Chotano, en el emplazamiento propuesto para la construcción del puente Chota, ubicado en el distrito de Cochabamba, provincia de Chota, región Cajamarca en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S, a 1639 msnm.

El estudio se centró en el análisis de alternativas de protección contra la socavación, considerando tanto la socavación general como la socavación local en el cauce del río Chotano. Esto incluyó la determinación de parámetros geomorfológicos e hidrológicos de la cuenca, el análisis de intensidades máximas de precipitaciones utilizando datos meteorológicos de los últimos 50 años provenientes de las estaciones Cochabamba, Chotano Lajas y Chota, y la estimación de caudales correspondientes. Se evaluó la socavación actual en el emplazamiento del puente y se diseñaron tres alternativas principales de protección: revestimiento del lecho, defensa ribereña con gaviones, y defensa ribereña con muros de concreto armado, además de una propuesta mixta que

integró estas medidas. Cada alternativa fue sometida a modelamiento hidráulico para verificar su efectividad frente a los procesos erosivos en el cauce.

La investigación adoptó una metodología integral cuantitativa basada en el análisis hidrológico-hidráulico. Inicialmente, se realizó la delimitación de la cuenca utilizando herramientas SIG para caracterizar la topografía y determinar los parámetros geomorfológicos. Posteriormente, se analizaron las intensidades máximas de lluvia y se estimaron los caudales de diseño utilizando métodos estadísticos y datos históricos de las estaciones meteorológicas seleccionadas. La socavación del cauce en el emplazamiento del puente Chota fue calculada aplicando las fórmulas empíricas, de Levediev para suelos cohesivos. A partir de estos análisis, se diseñaron las tres alternativas de protección y la propuesta mixta, evaluándose mediante modelación y cálculos de socavación para verificar si reduce la erosión y garantizar la estabilidad hidráulica del puente. Este enfoque permitió no solo proponer soluciones técnicamente viables, sino también adaptadas a las condiciones particulares del río Chotano y su dinámica fluvial.

1.5. Limitaciones

Se restringió al área del emplazamiento del puente Chota y al tramo del río Chotano directamente afectado por la infraestructura propuesta. Aunque la investigación incluyó la delimitación de la cuenca para obtener una perspectiva integral, el estudio detallado de la dinámica fluvial se limitó al sector específico del cauce, en un tramo de 500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo.

La investigación se basó en modelos hidrológicos e hidráulicos ampliamente aceptados que, dependen de simplificaciones y supuestos que tratan de capturar completamente la complejidad dinámica del río Chotano, por ello, se

utilizó únicamente el modelo que mejor representará las condiciones del lugar, siendo este el modelo de Levediev para suelos cohesivos.

1.6. Objetivos

1.6.1. *Objetivo general*

Determinar las mejores alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

1.6.2. *Objetivos específicos*

- Determinar la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para Tr de 500 años.
- Proponer la mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, evaluando su efectividad en la reducción de la socavación.
- Ajustar el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. *Antecedentes internacionales*

Baranwal & Das (2024) tuvieron como objetivo analizar la erosión y socavación alrededor de pilares de puentes con contramedidas de protección. La investigación correspondió a una revisión bibliográfica de la viabilidad técnica de diferentes alternativas de protección, para el blindaje del lecho como, escollera, placa de collar, recubrimiento del cauce, y para mitigación como gaviones, muros de concreto, entre otras. Determinó que, la selección de contramedidas depende de la velocidad de flujo, el tipo de sedimento del lecho del río y la geometría del puente. Cuando utilizaron medidas de blindaje como, paletas sumergidas, placa de collar y riprap redujeron la socavación en hasta 50%, 70% y 20%, y al aplicar medidas de mitigación, como los gaviones y muros reducen la profundidad de socavación en 40% y 60%, respectivamente, mientras que, la combinación de un método de blindaje y un método de mitigación reduce la socavación en 87.7% aproximadamente. Concluyeron que, la combinación de dispositivos que alteran el flujo como placa de collar y ranura, con elementos de mitigación, como gaviones, son la solución más eficiente porque permiten una mayor reducción de la erosión y socavación en el cauce del río de agua clara y lecho vivo.

Shafai et al. (2024) tuvieron como objetivo analizar las características de las contramedidas contra la erosión de estribos en puentes, pero que sean respetuosas con el medio ambiente. Para ello, modelaron el cauce con y sin la instalación de paletas triangulares hechas de concreto (TV-SPC), a diferentes distancias del estribo (L), tal como, 0.5L, 1L y 1.5L, en filas simples, dobles y

triples. Determinaron que, al ubicar la contramedida TV-SPC a una distancia de 0.75 o 1L se reduce mejor la profundidad de socavación hasta en 68% y 78% en condiciones caudal alto (Tr 500 años) y bajo (Tr 140 años), respectivamente. Así mismo, si se instalan tres filas de TV-SPC la reducción de profundidad de socavación se puede aumentar hasta en 82%.

Karriqi et al. (2024) 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.

Maroni et al. (2023) 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.

Huarca-Pulcha et al. (2023) tuvieron como objetivo analizar hidrológicamente y de forma multidimensional los puentes fluviales del río Chili para verificar la priorización de su intervención. Su muestra estuvo conformada por seis puentes ubicados en el emplazamiento del río Chili, y utilizaron datos hidrológicos de 63 años (1960-2022) del Autodema, determinando que, el caudal en el río Chili para tiempos de retorno (T_r) de 100, 140, 200, 500 y 1000 años es igual a 247.52, 259.32, 271.54, 301.90 y 323.78 m^3/s , respectivamente. Mientras que, el caudal en los puentes 1, 2, 3 y 4 fue 590.5 m^3/s , en los puentes 5 y 6 fue 623.3 m^3/s , y en los puentes 7 y 8 fue 766.1 m^3/s , respectivamente. Así mismo, luego de aplicar la matriz de evaluación, los puentes en estudio fueron priorizados para intervención en el siguiente orden: San Martín, Bajo Grau, Grau, Tingo, Bolognesi, Bailey, De Fierro y San Isidro, con un puntaje de vulnerabilidad de 3.56, 3.25, 3.19, 3.13, 3, 2.94, 2.88 y 2.75 respectivamente. Concluyeron que, los puentes necesitan medidas de contención frente a la socavación y erosión.

Elshahat (2023) tuvo como objetivo analizar la reducción de la erosión y socavación alrededor del pilar de un puente rectangular por medio de gaviones. Los resultados indican que, el pilar que utiliza gaviones reduce significativamente la profundidad de socavación. Utilizaron para la cama arena gruesa geométrica de tamaño medio (d_{50}) de 0.52 mm, longitud de malla $L_g=0.5B$, ancho de malla (B), y tamaños de piedra de 0.80, 1.2, 1.8 y 2.2 mm para representar a escala a un gavión de forma experimental en el laboratorio de la Universidad de Zagazig, con una relación del tamaño de la piedra con el ancho del pilar (d_g/B) de 0.20, 0.30, 0.45 y 0.50. El pilar con tamaño de gavión de $d_g/B=0.3$ redujo la profundidad de socavación al 57%, y la mejor longitud relativa fue $d_g/B=0.50$ (75%). Concluyó que, el gavión de malla de alambre es eficiente en la reducción de la socavación.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Cueva & Gutierrez (2024) tuvieron como objetivo analizar la socavación en las subestructuras de los puentes Conache, Cacique, Santa Rosa y Moche, ubicados en Trujillo. Para ello, estimaron el caudal de máxima avenida correspondiente a Tr de 500 años, obteniendo 1010.02 m³/s. Los resultados para la socavación local fueron 1.37, 1.75, 1.94 y 2.71 m para el puente Moche, Santa Rosa, Cacique y Conache, respectivamente. En cuanto a la socavación general, los valores obtenidos fueron: 1.51, 1.16, 1.98 y 1.81 m para el puente Moche, Santa Rosa, Cacique y Conache. Finalmente, al combinar ambos efectos, se obtuvo la socavación total de 2.88, 2.91, 3.92 y 4.52 m para el puente Moche, Santa Rosa, Cacique y Conache, correspondientemente. Concluyeron que el puente Conache es el más afectado por la socavación total, siendo vulnerable a los efectos de erosión, por lo que, requiere medidas de protección.

Miranda & Vásquez (2024) tuvieron como objetivo realizar la evaluación hidráulica del puente Shilla, ubicado sobre la quebrada Ulta en Carhuaz, frente a diferentes periodos de retorno (Tr). La quebrada Ulta, que cuenta con un área de cuenca de 5.41 km², un índice de compacidad de 1.16, una pendiente de 15.36% y una longitud de 3.48 km, fue estudiada utilizando datos meteorológicos de la estación Sihuas, la única con influencia directa en la zona. A partir de estos datos, se calcularon los caudales máximos para diferentes periodos de retorno: 62.46 m³/s para Tr de 10 años, 83.44 m³/s para Tr de 50 años, 94.53 m³/s para Tr de 100 años, 100.30 m³/s para Tr de 140 años y 126.29 m³/s para Tr de 500 años. El análisis de socavación en el puente Shilla para un Tr de 140 años indicó una profundidad de 1.259 m. A partir de este resultado, concluyeron que el estribo del puente requiere medidas de protección para evitar daños.

Polo-Campos et al. (2023) tuvieron como objetivo analizar la propuesta de refuerzo con encamisado de concreto para proteger estribos y evitar la socavación en el puente Morón de Chaclacayo, Lima. La profundidad máxima de socavación en el emplazamiento del puente (río Rimac) para Tr de 500 años (caudal de 648 m³/s) fue de 5.50 y 10.50 m para el estribo derecho e izquierdo, por lo que, consideraron estas dimensiones como altura de refuerzo para las propuestas de escollera y encamisado de concreto, determinando que, en ambos casos se reduce la socavación, pero el encamisado o revestimiento de lecho con enrocado de 1.80 m de espesor tiene un costo 50% inferior que, las escolleras, además que estas no son viables técnicamente en el cauce debido a que su forma interfiere en parte con la zona situada por debajo del pilar más próximo al estribo. Concluyeron que, el refuerzo con revestimiento de concreto tiene ventajas técnicas y económicas.

Salinas & Pinedo (2023) tuvieron como objetivo evaluar alternativas para reducir los efectos de la socavación en la cimentación del puente Morón, situado en Chaclacayo sobre el río Rímac. El estudio se centró en la cuenca del río Rímac, que tiene área de 3503.95 km², altitud promedio de 2,979 msnm, pendiente del 47% y coeficiente de compacidad de 2. Para el análisis, utilizaron datos hidrométricos de la estación Chosica recopilados entre 1921 y 2016, donde el caudal máximo histórico fue de 325 m³/s. A partir de estos registros, calcularon los caudales máximos para periodos de retorno de 50, 100 y 500 años, obteniendo 398, 452 y 584 m³/s, respectivamente. Con estos datos, estimaron una profundidad de socavación general de 4.33 m y una socavación local de 2.35 m para un Tr de 500 años, resultando en una socavación total de 6.68 m. Como solución, propusieron dos alternativas: gaviones de caja con dimensiones de 5 x 2 m y un espesor de 0.30 m, y geoceldas rellenas de concreto. Concluyeron que los

gaviones representan una opción más económica, mientras que las geoceldas ofrecen una mayor resistencia. Ambas alternativas se consideran adecuadas al sitio, brindando soluciones efectivas para mitigar la socavación y proteger los estribos del puente Morón, aunque los autores se inclinan por el uso de geoceldas.

Mayhua & Salazar (2023) tuvieron como objetivo evaluar las defensas ribereñas para proteger los estribos del puente Dueñas, situado sobre el río Rímac. Utilizaron datos de 1988 a 2013 de las estaciones Ñaña, Arahuy, Carampoma, Río Blanco y Santiago de Tuna. Estimaron los caudales máximos para la cuenca del río Rímac, que abarca 3208.90 km², con pendiente de 2.7% y tiempo de concentración de 12.40 h. Los caudales máximos obtenidos fueron de 718.01 m³/s para un Tr de 500 años mediante el método racional y 882.82 m³/s con el hidrograma triangular. El estudio determinó que el tirante de agua en el puente era de 5.99 m, con velocidad de flujo de 5.9 m/s y ancho promedio del río de 30 m, condiciones que generaban socavación de más de 2 m. Para abordar este problema, diseñaron defensas ribereñas de enrocado y gaviones. El enrocado incluyó rocas de diámetro medio (D50) de 1.28 m, ancho de corona de 1 m, cimentación de 3 m y talud de 33.7°. Los gaviones, por su parte, fueron diseñados con alturas de 9.5 y 9.82 m en el margen derecho e izquierdo, base de 6 m, colchón de roca con diámetro de 0.085 a 0.125 m y cajas tipo A y B con dimensiones de 1 m x 1 m y 1.5 m x 1 m, respectivamente, utilizando rocas D50 de 0.15 a 0.19 m. Los resultados mostraron que las defensas de gaviones y enrocados redujeron la socavación en 100% y 25%. Además, en los gaviones mostraron coeficientes pseudoestáticos superiores al enrocado en 5%. Concluyeron que los gaviones ofrecen mejor desempeño, convirtiéndose en la opción más efectiva para proteger los estribos; pero, también se pueden combinar ambas alternativas.

2.1.3. Antecedentes regionales

Chegne (2024) tuvo como objetivo evaluar la socavación local en el puente Yaminchad, situado en San Pablo, Cajamarca. El análisis se centró en la cuenca del río Yaminchad, que abarca 85.58 km², y en un tramo de 167 m correspondiente al emplazamiento del puente. Empleó datos meteorológicos de la estación de San Pablo, recopilados entre 1977 y 2022. Calculó que el caudal máximo para un periodo de retorno de 131 años era de 32.16 m³/s. A partir de esta información, realizó el modelamiento hidráulico del puente, aplicando el método de Lischtvan y Levediev, específico para suelos gravosos. Los resultados mostraron que las profundidades de socavación alcanzaban 2.56 m en el estribo derecho y 1.96 m en el estribo izquierdo. Para un periodo de retorno de 380 años, estas profundidades aumentaban a 3.01 m y 2.26 m, respectivamente, lo que representa un riesgo crítico para la estabilidad de la cimentación del puente. Como medida de mitigación, el estudio concluyó que es fundamental implementar gaviones tipo colchón reno, como medida de mitigación.

Delgado (2024) 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.

2.2. Bases teórico – científicas

2.2.1. Teoría de la incertidumbre del modelamiento hidrológico e hidráulico

La incertidumbre es un concepto que no tiene una definición universal y puede interpretarse como la confianza en la información usada para tomar decisiones (Hernández M. R., 2012). En los sistemas fluviales, el modelamiento hidrológico e hidráulico implica una serie de simplificaciones y suposiciones que, combinadas con la variabilidad natural y las limitaciones de los datos disponibles, generan incertidumbres inevitables (Beven & Binley, 1992).

2.2.1.1. Fuentes de incertidumbre en el modelamiento

Existen diversas fuentes de incertidumbre en los modelos hidrológicos e hidráulicos. Entre ellas destacan las asociadas a las entradas del modelo (datos de precipitación, caudales históricos, características del terreno), la estructura del modelo (algoritmos y ecuaciones utilizadas) y los parámetros calibrados (coeficientes de rugosidad, tasas de infiltración, entre otros) (Renard et al., 2010). Además, la incertidumbre puede aumentar debido a las escalas temporales y espaciales de los datos utilizados, ya que los fenómenos hidrológicos son altamente dinámicos y variables (Montanari, 2007).

2.2.1.2. Modelos determinísticos versus estocásticos

En la práctica, muchos modelos hidráulicos e hidrológicos son determinísticos y se desarrollan bajo la suposición de que los datos y parámetros son fijos. Sin embargo, esta aproximación puede ser limitada, ya que ignora la variabilidad inherente y los errores en las mediciones. En contraste, los modelos estocásticos, basados en la teoría de la probabilidad, permiten incorporar la incertidumbre en las predicciones, proporcionando intervalos de confianza en lugar de valores únicos (Todini, 2007).

2.2.1.3.Métodos para manejar la incertidumbre

La incertidumbre puede ser reducible, derivada de errores en los datos o en el conocimiento de los procesos simulados, o irreducible, asociada a la variabilidad inherente de un proceso. Caracterizándose en cuatro formas: puramente irreducible, donde la variabilidad es inherente y no contiene errores; parcialmente reducible, cuando la variabilidad incluye errores de muestreo; puramente reducible, donde no hay variabilidad, pero existen errores de muestreo; y cierta, donde no hay errores ni variabilidad (Hernández M. R., 2012)

Diversos enfoques han sido desarrollados para manejar la incertidumbre en el modelamiento. Uno de los más utilizados es el marco GLUE (Generalized Likelihood Uncertainty Estimation), que emplea múltiples realizaciones del modelo para generar distribuciones de probabilidad de los resultados (Beven & Freer, 2001). Otros enfoques incluyen el uso de análisis de Monte Carlo, donde se simulan miles de escenarios aleatorios para explorar la variabilidad en las predicciones (Wagener & Gupta, 2005). Y enfoques más generales, implican el análisis detallado de todas las variables hidrológicas e hidráulicas pertinentes para el modelamiento, siendo este uno de los enfoques más representativos.

2.2.1.4.Implicaciones para la infraestructura hidráulica

En el diseño y análisis de infraestructuras hidráulicas, como puentes y defensas ribereñas, incorporar la incertidumbre es esencial para garantizar su seguridad y funcionalidad. Ignorar la variabilidad de los parámetros hidrológicos e hidráulicos puede conducir a diseños subóptimos o fallos estructurales. Por ejemplo, un análisis de socavación que no considere la incertidumbre en los caudales máximos podría subestimar las profundidades de erosión, exponiendo las estructuras a riesgos no previstos (Hernández M. R., 2012).

2.2.2. Teoría del equilibrio dinámico del río

La teoría del equilibrio dinámico del río describe el estado en el que un río ajusta su perfil longitudinal, su sección transversal y su capacidad de transporte de sedimentos para mantener un balance entre las fuerzas hidráulicas y la resistencia ofrecida por el lecho y las márgenes (Leopold & Wolman, 1957). Este concepto es fundamental para comprender la interacción entre los procesos fluviales y el diseño de infraestructura hidráulica, ya que influye directamente en la estabilidad de los cauces y en los procesos de erosión y sedimentación.

La teoría se basa en la idea de que los ríos tienden hacia un estado de equilibrio donde la energía disponible del flujo (determinada por el caudal y la pendiente del río) es suficiente para transportar la carga de sedimentos sin generar acumulación excesiva (agradación) ni erosión significativa (degradación). Este equilibrio depende de factores clave, como el régimen de caudales, la granulometría de los sedimentos, la vegetación ribereña y las características geomorfológicas del río (Garde & Raju, 2000).

Un río en equilibrio dinámico no implica un estado estático, sino un continuo ajuste entre sus componentes. Por ejemplo, durante eventos extremos, como inundaciones, el río puede experimentar cambios temporales en su perfil, pero a largo plazo tiende a restaurar su condición de equilibrio.

Así mismo, existen factores que afectan el equilibrio dinámico, como el transporte de sedimentos, donde una carga excedente genera agradación y una capacidad mayor a la carga produce degradación; pendientes altas facilitan la erosión y el transporte, mientras que pendientes bajas favorecen la sedimentación; las intervenciones humanas y los eventos extremos como inundaciones y sequías (Leopold et al., 2020).

2.2.3. Parámetros hidro geomorfológicos que influyen en el caudal máximo y socavación de un río

El caudal máximo y la socavación de un río son fenómenos complejos que dependen de múltiples parámetros hidro geomorfológicos. Estos factores no solo determinan la dinámica del flujo, sino también los procesos de erosión, transporte y sedimentación en el cauce (Díaz, 2023). Algunos de los parámetros hidro geomorfológicos a tener en cuenta para reducir la incertidumbre del modelo hidrológico e hidráulico son: (Delgado, 2024)

2.2.3.1. Parámetros geomorfológicos

Los parámetros geomorfológicos, como la pendiente del cauce, el coeficiente de Gravelius y la forma de la cuenca, también son determinantes. Una pendiente alta aumenta la energía cinética del flujo, incrementando la capacidad erosiva y la profundidad de la socavación. Asimismo, cuencas con formas alargadas tienden a distribuir el flujo de manera más uniforme, mientras que las circulares concentran los caudales, generando mayores picos de flujo (Bras, 1990).

2.2.3.2. Número de estaciones hidrológicas y su distribución

El número y la distribución de estaciones hidrológicas en una cuenca son críticos para obtener datos representativos de la variabilidad espacial de la precipitación y el escurrimiento. Una cobertura adecuada de estaciones permite mejorar la precisión en la estimación de los caudales máximos, ya que minimiza los errores asociados a la interpolación de datos. Sin embargo, en muchas regiones, las estaciones están mal distribuidas, lo que genera incertidumbre en el análisis hidrológico (Robinson & Ward, 2017).

2.2.3.3.Métodos de estimación del caudal máximo

Los métodos para estimar el caudal máximo influyen directamente en los resultados del análisis hidrológico. Métodos empíricos, como el racional, son útiles para cuencas pequeñas, pero pueden ser limitados en escenarios complejos. Modelos más avanzados, como los hidrogramas unitarios y simulaciones hidráulicas en software como HEC-RAS, ofrecen mayor precisión, especialmente cuando se utilizan en combinación con series de datos históricos (Fetter, 2018). Estos enfoques permiten integrar variabilidad temporal y espacial, mejorando la estimación del caudal.

2.2.3.4.Coeficiente de rugosidad de Manning (n)

El coeficiente de Manning representa las condiciones del lecho del cauce y la resistencia que ofrece al flujo. Factores como el tipo de vegetación ribereña, la granulometría del material del lecho y la irregularidad del cauce influyen en su valor. Un coeficiente alto ($n > 0.04$) indica mayor resistencia, lo que reduce la velocidad del flujo y puede aumentar la socavación en puntos críticos. Por el contrario, valores bajos ($n < 0.02$) están asociados con cauces lisos y mayor velocidad de flujo, intensificando la socavación local (Chow V. T., 1988).

2.2.3.5.Tipo de suelo del cauce

El tipo de suelo del lecho influye directamente en los procesos de socavación. Suelos arenosos o limosos tienen menor resistencia al flujo y son más susceptibles a la erosión, mientras que cauces con gravas o rocas presentan mayor estabilidad. Además, la granulometría del material afecta la movilidad de los sedimentos. Según la ecuación de Shields, partículas más pequeñas comienzan a moverse a velocidades críticas más bajas, intensificando la socavación (Delgado, 2024).

2.2.4. Aplicación del polígono de Thiessen para la selección de estaciones meteorológicas en una cuenca hidrográfica

El método de los polígonos de Thiessen es una técnica geométrica ampliamente utilizada en hidrología para estimar precipitaciones promedio en una cuenca hidrográfica, basado en los datos de estaciones meteorológicas. Esta metodología es especialmente útil en regiones donde la distribución espacial de las estaciones no es uniforme, proporcionando un enfoque eficiente para ponderar la influencia relativa de cada estación según su proximidad a un área específica (Thiessen & Alter, 1911).

El principio básico del polígono de Thiessen consiste en dividir el área de interés, en este caso, una cuenca hidrográfica, en zonas de influencia asociadas a cada estación meteorológica. Estas zonas se determinan mediante el trazado de líneas perpendiculares a los puntos medios de los segmentos que conectan estaciones adyacentes. Cada polígono resultante representa el área dentro de la cual cualquier punto está más cerca de una estación específica que de cualquier otra (Chow V. T., 1988). Esta aproximación permite asignar un peso a cada estación basado en la proporción del área total que representa su polígono.

En el contexto de las cuencas hidrográficas, el método de Thiessen es fundamental para seleccionar estaciones meteorológicas representativas que capturen con precisión las condiciones de precipitación de la cuenca. Por ejemplo, en cuencas de grandes dimensiones o con una topografía compleja, la distribución espacial de las precipitaciones puede variar significativamente. Este método ayuda a identificar las estaciones que mejor reflejan las variaciones espaciales de la precipitación dentro de la cuenca, garantizando que las zonas con mayor influencia estén adecuadamente representadas (Linsley et al., 1975).

La precipitación media ponderada de la cuenca (P_{cuenca}) se calcula como:

$$P_{cuenca} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i P_i}{A_{total}} \quad (1)$$

Donde, P_{cuenca} precipitación promedio ponderada en la cuenca, P_i precipitación media en la estación i , A_i área del polígono de Thiessen asociado a la estación i , A_{total} área total de la cuenca, n número de estaciones meteorológicas.

El peso (w_i) asignado a la estación i se calcula como la relación entre el área de su polígono y el área total de la cuenca:

$$w_i = \frac{A_i}{A_{total}} \quad (2)$$

$$P_{cuenca} = \sum_{i=1}^n w_i P_i \quad (3)$$

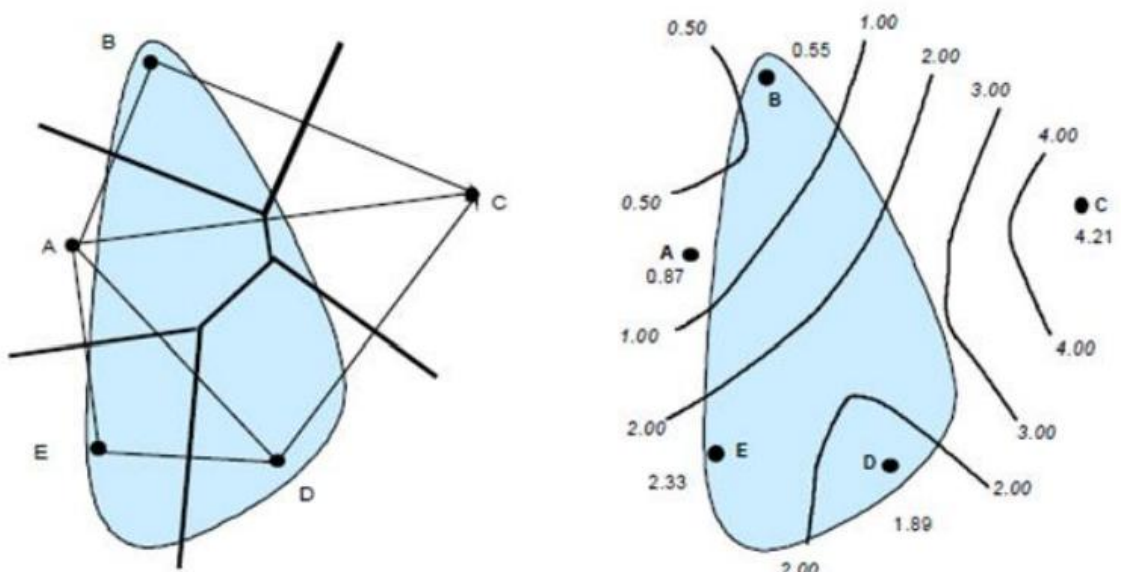
La delimitación del polígono de Thiessen se puede representar por:

$$\sqrt{(x - x_i)^2 + (y - y_i)^2} \leq \sqrt{(x - x_j)^2 + (y - y_j)^2}, \forall j \neq i \quad (4)$$

Esto indica que cualquier punto (x,y) dentro del polígono de Thiessen asociado a la estación i está más cerca de i que de cualquier otra estación j .

Figura 2

Ejemplo de Polígono de Thiessen (izquierda) e Isoyetas (derecha)



Nota: (Sandí, 2012).

2.2.5. Método de Water Resources Council (datos dudosos Outliers)

El análisis estadístico de series de datos hidrológicos, como las precipitaciones, frecuentemente enfrenta el desafío de manejar valores extremos o datos dudosos, conocidos como outliers. Estos valores pueden surgir por errores en la medición, eventos climáticos excepcionales, o problemas en la recopilación de datos (Chow V. T., 1988). El Water Resources Council (WRC) desarrolló un método robusto para identificar y manejar outliers en registros hidrológicos, proporcionando criterios claros para evaluar su impacto en los análisis de frecuencia y su inclusión o exclusión en el conjunto de datos.

Los outliers son identificados como valores significativamente apartados de la tendencia general de los datos, lo que puede distorsionar los resultados al calcular parámetros como la media, la desviación estándar y los cuantiles de diseño. El WRC utiliza un enfoque basado en límites superiores e inferiores que definen rangos aceptables para los datos. Estos límites son determinados mediante estadísticas de la serie y ajustados para considerar la asimetría inherente en las distribuciones de los datos (Lane, 2002).

Para identificar los outliers en una serie de datos de precipitación, el WRC define los límites utilizando las siguientes ecuaciones:

$$Kn = -3.622 + 6.28n^{\frac{1}{4}} - 2.49n^{1/2} + 0.491n^{3/4} - 0.0379n \quad (5)$$

Límite superior:

$$U = \bar{X} + K \times S \quad (6)$$

Límite inferior:

$$L = \bar{X} - K \times S \quad (7)$$

Donde, \bar{x} media de los datos, s desviación estándar, k coeficiente que depende del tamaño de la muestra (n) y el nivel de significancia (α).

2.2.6. Modelos de distribución y prueba de bondad de ajuste

El análisis de datos hidrológicos, como precipitaciones extremas, requiere seleccionar modelos de distribución estadística que representen adecuadamente la variabilidad y frecuencia de los eventos. La selección del modelo adecuado y la evaluación de su ajuste garantiza resultados confiables (Chow V. T., 1988).

2.2.6.1. Distribución normal

Se usa para datos simétricos alrededor de la media (MTC, 2018).

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{s}\right)^2} \quad (8)$$

Donde: x variable independiente, μ media, S desviación estándar.

2.2.6.2. Distribución Log Normal (2 y 3 parámetros)

Se emplea para datos positivos que muestran una distribución sesgada hacia la derecha. En este caso, se representa por: (MTC, 2018)

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(-\frac{(x-\bar{x})^2}{2s^2}\right)} \dots \quad (9)$$

Donde, función log normal 2 parámetros, x media, S desviación estándar.

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)\mu_y}{S_y}\right)} \quad (10)$$

Donde, x_0 posición, μ_y media, S_y^2 varianza, log 3 parámetros para $x > x_0$.

2.2.6.3. Distribución Gamma (2 y 3 parámetros)

Útil para representar datos positivos y asimétricos (MTC, 2018).

$$f(x) = \frac{x^{y-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^y \Gamma(y)} \quad (11)$$

Donde, para Gamma 2 parámetros, y parámetro de forma, β parámetro de escala,

$\Gamma(y)$ función gamma valido para: $0 \leq x < \infty$; $0 < y < \infty$; $0 < \beta < \infty$.

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{y-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^y \Gamma(y)} \quad (12)$$

Donde, para Gamma 3 parámetros, y de forma, β de escala, $\Gamma(y)$ función gamma valido para $x_0 \leq x < \infty$; $-\infty < x_0 < \infty$; $0 < \beta < \infty$; $0 < y < \infty$.

2.2.6.4. Distribución Log Pearson Tipo III

Este modelo es útil para caudales máximos. Combina la distribución gamma con un componente logarítmico. Su función incluye: (MTC, 2018)

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{y-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^y \Gamma(y)} \dots \quad (13)$$

Donde, y parámetro de forma, x_0 de origen, β de escala, $\Gamma(y)$ función log Pearson valido para $x_0 \leq x < \infty$; $-\infty < x_0 < \infty$; $0 < \beta < \infty$; $0 < y < \infty$.

2.2.6.5. Distribución Gumbel

Ideal para modelar eventos extremos. Su función de densidad es:

$$F(x) = -e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (14)$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}; \beta = \mu - 0.45\sigma \quad (15)$$

Donde: α configuración, β escala.

2.2.6.6. Distribución Log Gumbel

La variante logarítmica de la distribución de Gumbel se utiliza para datos positivos transformados logarítmicamente, adaptándose a eventos de alta magnitud en hidrología (Gupta et al., 1996).

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}; G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (16)$$

2.2.6.7. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov

Evalúa la diferencia entre la distribución empírica de los datos y la distribución teórica seleccionada. Su estadístico se define como: (MTC, 2018)

$$D = \text{máx}|F_o(xm) - F(xm)| \quad (17)$$

$$F_o(xm) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (18)$$

Donde, $F_o(xm)$ probabilidad observada, $F(xm)$ probabilidad estimada.

2.2.7. Métodos para calcular el tiempo de concentración

El tiempo de concentración (T_c) representa el tiempo requerido para que una gota de lluvia recorra la distancia desde el punto más alejado de una cuenca hasta su salida o punto de interés. Este parámetro es esencial para el diseño de infraestructura hidráulica, como sistemas de drenaje, presas, y estructuras de control de inundaciones, ya que afecta directamente los cálculos de caudales máximos mediante métodos como el racional y los hidrogramas unitarios (Chow V. T., 1988). Diversos métodos empíricos han sido desarrollados para estimar el tiempo de concentración, ajustándose a diferentes condiciones geomorfológicas, hidrológicas y climáticas. Entre los más utilizados destaca el métodos de Temez.

2.2.7.1. Método de Temez

El método de Temez es ampliamente utilizado en cuencas de tamaño moderado, especialmente en regiones con características topográficas y climáticas variadas. Este método, desarrollado en España, considera parámetros clave como la pendiente media de la cuenca (S), la longitud máxima del cauce (L), y un coeficiente ajustado a las condiciones del terreno. La fórmula general es:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{(1.5+L)^{0.76}}{H} \right)^{0.19} \quad (19)$$

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{1/4}} \right)^{0.75} \quad (20)$$

Donde, T_c tiempo de concentración en horas, L longitud máxima del río (Km), H desnivel entre el punto más alto y más bajo de la cuenca (m), S pendiente en %.

El método de Temez es reconocido por su simplicidad y adaptabilidad, permitiendo una estimación razonable del tiempo de concentración en condiciones donde se dispone de información básica de la cuenca. Sin embargo, es menos preciso en áreas con pendientes muy pronunciadas o cuencas altamente urbanizadas (Salimi et al., 2017).

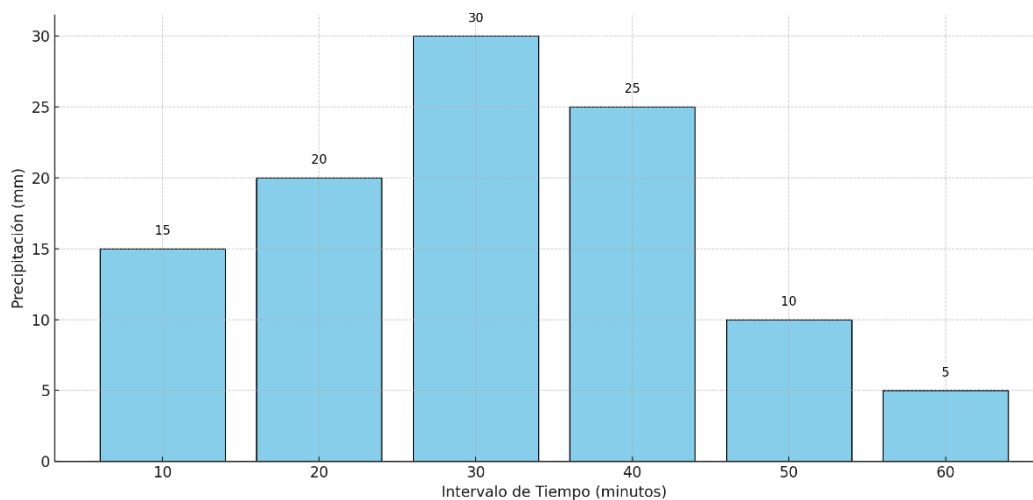
2.2.8. *Hietograma de diseño por el método del bloque alterno*

El hietograma de diseño representa la distribución temporal de la intensidad de la precipitación durante un evento extremo. Este gráfico permite estimar la respuesta hidrológica de una cuenca bajo condiciones críticas. Entre los métodos más empleados para generar hietogramas de diseño destaca el método del bloque alterno, conocido por su simplicidad y eficacia para distribuir los valores de intensidad de precipitación a lo largo del evento (Chow V. T., 1988).

El método del bloque alterno organiza los valores de intensidad de precipitación obtenidos de un análisis de frecuencias (por ejemplo, basado en un periodo de retorno específico) en un orden alternado, con el bloque de mayor intensidad colocado en el centro del evento. Los bloques de menor intensidad se distribuyen simétricamente antes y después del bloque central. Este enfoque representa la estructura temporal típica de las tormentas, donde la mayor intensidad ocurre cerca del centro del evento garantizando una representación conservadora de la precipitación (Lane, 2002).

Figura 3

Modelo de Hietograma de Diseño por el Método del Bloque Alterno



Nota: Adaptado de (Lane, 2002).

2.2.9. Método del hidrograma unitario sintético triangular del SCS

El hidrograma unitario sintético triangular del Soil Conservation Service (SCS) es un modelo utilizado para estimar la respuesta de una cuenca ante un evento de precipitación efectiva. Este método, desarrollado por el SCS (ahora NRCS), proporciona una aproximación simplificada pero efectiva del hidrograma unitario, ideal para cuencas con datos limitados o cuando no se dispone de hidrogramas unitarios observados (Chow V. T., 1988). Su forma triangular representa el flujo generado por una unidad de precipitación (1 mm o 1 in) distribuida uniformemente sobre la cuenca durante un tiempo de duración constante.

El hidrograma triangular del SCS se construye a partir de tres componentes básicos: (Chow V. T., 1988)

- El caudal pico (Q_p), que corresponde al punto máximo del hidrograma.
- El tiempo al pico (T_p), que es el tiempo desde el inicio de la lluvia hasta el caudal pico.
- El tiempo base (T_b), que es la duración total del hidrograma.

El modelo asume que la forma del hidrograma es un triángulo isósceles, lo que simplifica el cálculo del volumen del flujo. Este volumen corresponde al total de la precipitación efectiva generada en la cuenca.

$$Q_p = \frac{484 \times A}{T_p} \quad (21)$$

$$T_p = T_c + \frac{\Delta t}{2} \quad (22)$$

$$T_b = 2.67 \times T_p \quad (23)$$

Donde, Q_p caudal pico, A área de la cuenca, T_p tiempo pico, T_c tiempo de concentración en horas de la cuenca, Δt duración de la precipitación efectiva en horas.

2.2.10. Método de Muskingum para tránsito de avenidas

El método de Muskingum es una 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):

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (24)$$

$$S = K[XI + (1 - X) O] \quad (25)$$

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 vaía 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.

$$K = 0.18 \times \left(\frac{\Delta x}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (26)$$

$$K = 0.6 t_c \quad (27)$$

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

$$\Delta t > \frac{2Kx}{n} \quad (28)$$

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.

2.2.11. Coeficiente de rugosidad (*n* de Manning) según observaciones de campo

El coeficiente de rugosidad de Manning (*n*) se utiliza para describir la resistencia al flujo generada por las características del lecho y las márgenes de un cauce. En cauces naturales, el valor *n* varía por factores como la composición del lecho, la presencia de vegetación, el nivel de irregularidad del cauce y las condiciones de flujo (Chow, 1959). La determinación precisa del *n* mediante observaciones de campo es esencial para la exactitud en el análisis de flujo.

Tabla 1

Manning “n” Coeficiente de Rugosidades

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
Canales principales			
a. Limpio, recto, lleno, sin fisuras, fondo profundo	0.025	0.03	0.033
b. Igual al anterior, pero con algo de piedras y hierba	0.03	0.035	0.04
c. Limpio, sinuoso, poco profundo y bancos	0.033	0.04	0.05
d. Igual al anterior, pero con algo de hierba y piedras	0.035	0.045	0.05
e. Igual al anterior, pero con más pendientes	0.04	0.048	0.055
f. Como el “d” pero más piedras	0.045	0.05	0.06
g. Tramo lento, hierbas, fondo profundo	0.05	0.07	0.08
h. Tramo con mayor maleza, fondo profundo, y arbustos	0.07	0.1	0.15
Llanura de inundación			
a. Pastura sin arbustos			
1. Pasto corto	0.025	0.03	0.035
2. Pasto alto	0.03	0.035	0.045
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.02	0.03	0.04
2. Cultivo maduro alineado	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivo maduro	0.03	0.04	0.05
c. Arbustos			
1. Arbustos escasos, mucha maleza	0.035	0.045	0.07
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.07
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.04	0.05	0.06
4. Arbustos mediano a denso, en invierno	0.045	0.06	0.07
5. Arbustos mediano a denso, en verano	0.07	0.07	0.11
d. Árboles			
1. Terreno despejado con tocones de árboles, sin brotes	0.03	0.04	0.05
2. Igual que el anterior, pero con muchos brotes	0.05	0.06	0.08
3. Algunos árboles caídos, flujo por debajo de las ramas	0.08	0.1	0.12
4. Igual al anterior, pero con flujo por encima de las ramas	0.1	0.12	0.16
5. Sauces densos, en verano, rectos	0.11	0.15	0.2

Nota: (Chow, 1959).

2.2.12. Socavación por el método de Lischtván – Levediev para suelos cohesivos

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 Lischtván & Levediev (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 – Levediev 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 partculares que resisten la acción del flujo (Hoffmans & Verheij, 2021).

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}} \quad (29)$$

Donde, H_s profundidad de socavación, h tirante de agua (m), γ peso específico del sedimento del lecho en T/m³, β coeficiente de frecuencia, u factor de contracción del cauce, φ factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

Tabla 2

Factor de Corrección por Contracción del Cauce u

V (m/s)	Luz libre (m)								
	10	13	16	18	21	25	30	42	52
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97

Nota: (MTC, 2018).

2.2.13. Enrocados: métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección

Los enrocados son una de las soluciones más utilizadas para la protección de cauces, taludes y estructuras fluviales contra la erosión causada por el flujo del agua. Estas estructuras están compuestas por piedras o bloques que forman una barrera resistente al flujo, disipando la energía del agua y reduciendo la velocidad cerca de las superficies expuestas (Chow V. T., 1988). Su diseño debe garantizar estabilidad hidráulica y estructural, considerando la velocidad del flujo, el tamaño de las rocas y las fuerzas que actúan sobre ellas. Existen diferentes métodos, como los propuestos por Maynard y el U.S. Department of Transportation (DOT), que permiten estimar el tamaño y disposición adecuados del enrocado.

a) Método de Maynard

El método de Maynard se basa en la relación entre las fuerzas hidrodinámicas y las propiedades del material del enrocado. Este método calcula el diámetro medio de las rocas (d_{50}) necesario para garantizar la estabilidad de la capa de protección: (MTC, 2018)

$$d_{50} = C_1(yF^3) \quad (30)$$

$$F = C_2 \left(\frac{v}{\sqrt{gy}} \right) \quad (31)$$

Donde, d_{50} diámetro medio de las rocas, y profundidad de flujo, v velocidad media del flujo, F número de Froude, C_1 y C_2 coeficientes de corrección.

$$C_1 \begin{cases} 0.28 & \text{Fondo plano} \\ 0.28 & \text{Talud } 1V:3H \\ 0.32 & \text{Talud } 1V:2H \end{cases} \quad (32)$$

$$C_2 \begin{cases} 1.5 & \text{Tramos curva} \\ 1.25 & \text{Tramos rectos} \\ 2.0 & \text{Extremos espigones} \end{cases} \quad (33)$$

b) Método del U.S. Department of Transportation

El U.S. DOT ha desarrollado lineamientos específicos para el diseño de enrocados, considerando tanto la estabilidad hidráulica como la resistencia estructural. Este método determina el tamaño del enrocado por medio de: (MTC, 2018)

$$d_{50} = \frac{0.001V^3}{\gamma^{0.5}k_1^{1.5}} \quad (34)$$

$$k_1 = \left[1 - \left(\frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}\right)\right]^{0.5} \quad (35)$$

$$C = C_{sg} C_{sf} \quad (36)$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}} \quad (37)$$

$$C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2}\right)^{1.5} \quad (38)$$

$$d_{50} = C d'_{50} \quad (39)$$

Donde, d_{50} diámetro medio de las rocas, V velocidad media del flujo, γ profundidad del flujo, K_1 factor de corrección, θ ángulo de inclinación del talud, ϕ ángulo de reposo del material del enrocado, C factor de corrección, peso específico del material del enrocado, FS factor de seguridad igual a 1-1.2 en tramos rectos, 1.3-1.6 en tramos de curvatura moderada, 1.6-2.0 en curvas cerradas.

c) Método del factor de seguridad

El método de factor de seguridad se deriva sobre la base de los conceptos de momentos alrededor de un punto de apoyo de una roca que se apoya en otra (MTC, 2018).

Enrocado para el talud

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5} \quad (40)$$

Donde, V_d velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo, α coeficiente de velocidad, V_1 velocidad aguas arriba del puente, g aceleración de la gravedad, Δh diferencia entre el nivel de agua, aguas arriba y abajo del estribo.

Enrocado para pie de talud

$$n_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (41)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{n_0 \tan \phi}{2 \sin \theta} \right\} \quad (42)$$

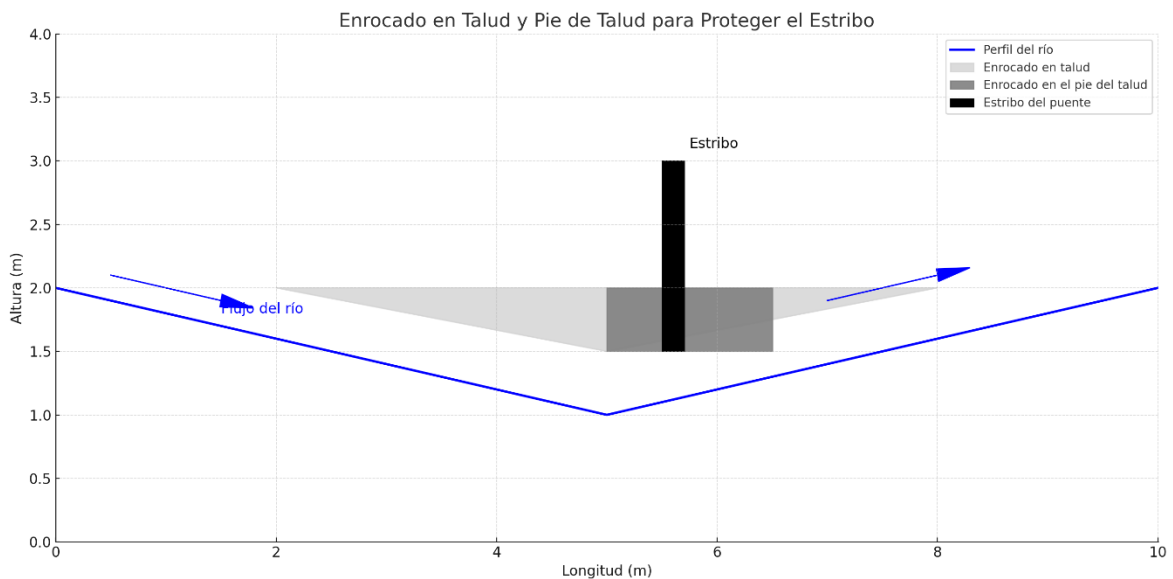
$$n_1 = n_0 \left(\frac{1 + \sin \beta}{2} \right) \quad (43)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n_1 \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (44)$$

Donde, $\lambda = 0$, V_r velocidad de referencia, S_s gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65, d_{50} diámetro medio de las rocas, ángulo de inclinación del talud, ángulo de reposo del material del enrocado.

Figura 4

Modelo de Enrocado en Talud y Pie de Talud para Proteger el Estribo de un Puente



Nota: Elaboración propia con información del (MTC, 2018).

2.2.14. Gaviones: Método de Maza Alvarez (1989) para el cálculo del tamaño de roca

Los gaviones son estructuras flexibles y permeables compuestas por cestas de malla metálica rellenas de rocas o piedras, ampliamente utilizadas para el control de erosión, estabilización de taludes y protección de estructuras como puentes. Su diseño permite disipar la energía del flujo y adaptarse a los movimientos del terreno (Chow V. T., 1988). Su eficacia depende del adecuado diseño, especialmente en lo que respecta al tamaño de las rocas.

a) Método de Maza Alvarez (1989) citado por el MTC (2018)

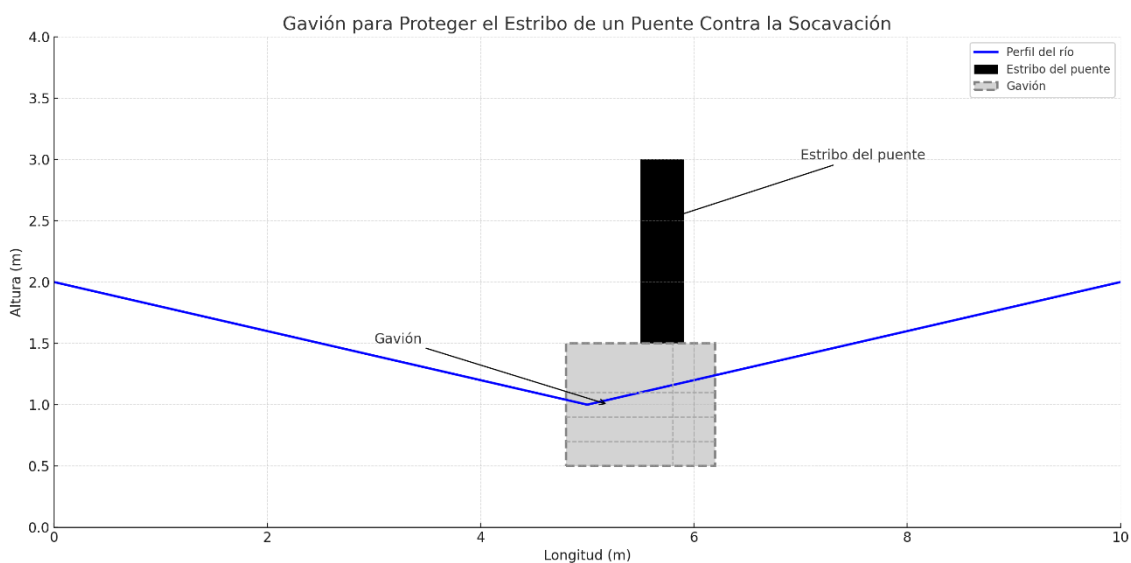
El método de Maza Álvarez (1989) se centra en la determinación del diámetro medio de las rocas (d_{50}) de los gaviones, según las fuerzas hidráulicas actuantes y las propiedades de las rocas y el material circundante (MTC, 2018).

$$D_m = \frac{135V}{\gamma_s^{1.03}(y^{1/(2+y)} - 0.15V)} \quad (45)$$

Donde, D_m diámetro medio de la roca m, V velocidad media del flujo menor a 4.5 m/s, y tirante del flujo en m, γ peso específico de la roca kg/m³.

Figura 5

Modelo de Gavión para Proteger el Estribo de un Puente



Nota: Elaboración propia con información del (MTC, 2018).

2.3. Marco conceptual

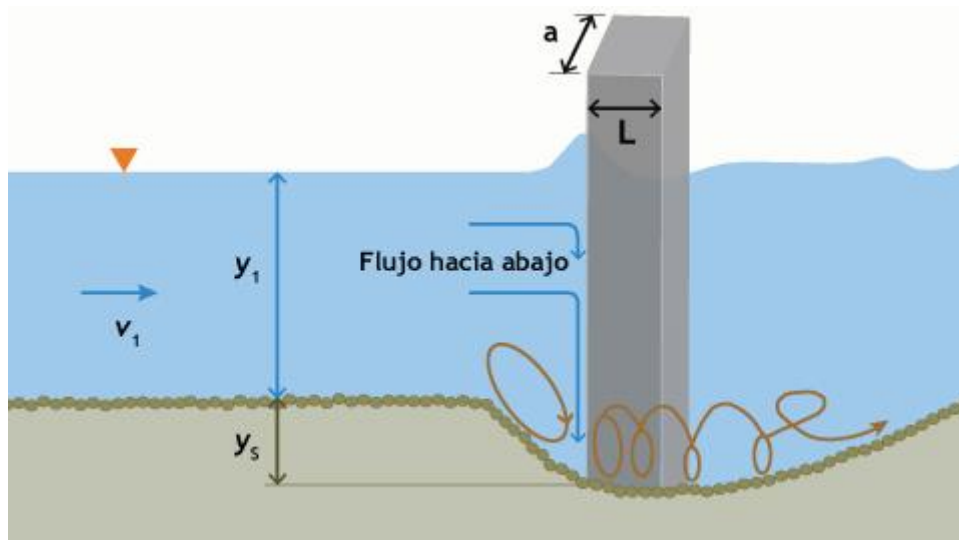
2.3.1. Socavación de puentes

La socavación se refiere a la remoción del material del lecho del río debido a la acción del flujo de agua, lo que genera la formación de cavidades o depresiones alrededor de los elementos estructurales de un puente (Esteves, 2018).

La socavación de puentes es un proceso de erosión localizado o generalizado del material del lecho del río que ocurre en las cercanías de las subestructuras de un puente, como pilares y estribos. Este fenómeno es causado por la acción del flujo de agua que genera fuerzas hidráulicas capaces de movilizar partículas del lecho y provocar un descenso progresivo del fondo (Delgado, 2024).

Figura 6

Socavación en Puentes



Nota: (Ponce, 2017).

2.3.1.1. Tipos de socavación, degradación o erosión

Según Galiano & Toapaxi, (2010) la socavación puede ser:

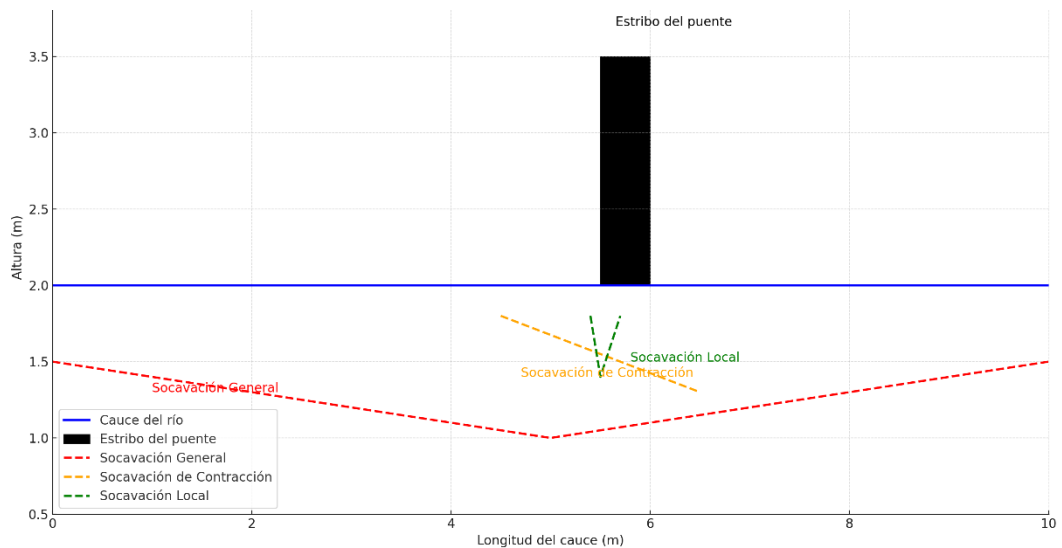
Socavación general. Ocurre en todo el tramo del río y está asociado con cambios en las condiciones hidráulicas, como un aumento del caudal o velocidad del flujo. A menudo es causado por fenómenos naturales, como eventos extremos.

Socavación de contracción. Se produce cuando la sección transversal del flujo se reduce debido a la presencia de un puente o un obstáculo en el cauce. Esto incrementa la velocidad y la energía del flujo, erosionando el material del lecho.

Socavación local. Este es el tipo de socavación más común en estribos. Se genera por la acción de los vórtices inducidos por el flujo que rodea el estribo, removiendo progresivamente el material del lecho cercano.

Figura 7

Tipos de Socavación en el Estribo de un Puente



Nota: Adaptado de (Begoya & Cerón, 2015).

2.3.1.2. Factores que influyen en la socavación

De acuerdo a Felipe-Matías (2016) los factores influyentes son:

Características hidráulicas. La velocidad del flujo (V) y la profundidad (h) son los parámetros más relevantes. Cuando la velocidad supera la velocidad crítica del material del lecho, se inicia el proceso de socavación.

Propiedades del suelo. El tamaño, la cohesión y la granulometría del material del lecho afectan la resistencia del mismo a la erosión.

Geometría del estribo. La forma, el tamaño y la orientación del estribo influyen directamente en la generación de vórtices locales.

2.3.2. Socavación general

La socavación general se refiere al descenso del fondo de un río debido al incremento de la velocidad del flujo, lo que aumenta la capacidad de arrastre de sedimentos. Este fenómeno ocurre cuando el equilibrio entre el aporte sólido del flujo y su capacidad de transporte es perturbado, comúnmente durante crecientes, donde la velocidad del agua y la capacidad de arrastre aumentan significativamente (Felipe-Matías, 2016). En suelos cohesivos, depende de la velocidad de arrastre, aquella que pone las partículas en suspensión. Además de, factores como la presencia de partículas finas en suspensión, que aumentan la viscosidad del agua, reducen la turbulencia y la intensidad de la socavación.

2.3.2.1. Método de cálculo

El criterio de Lischtván – Lebediev es ampliamente utilizado para el análisis de la socavación general. Este método asume que el caudal y el ancho de la sección del río permanecen constantes durante el proceso erosivo. Los parámetros necesarios para su aplicación incluyen: (MTC, 2018)

Caudal máximo y profundidad de la corriente. Corresponden a la creciente de diseño y pueden determinarse mediante ajustes estadísticos de registros históricos.

Perfil topográfico. Se requiere el levantamiento de las secciones características del cauce, generalmente realizado durante periodos de aguas bajas o medias.

Características del material de fondo. Los análisis incluyen el peso específico seco y la granulometría de las partículas del lecho.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/x} \quad (46)$$

Donde, H_s profundidad de socavación, h tirante de agua (m), γ peso específico del sedimento T/m³, β coeficiente de frecuencia, u factor de contracción del cauce, φ factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

2.3.3. *Socavación local*

La socavación local es el proceso de erosión que ocurre en un obstáculo ubicado en un flujo, como pilares o estribos de un puente. Este fenómeno se debe a las alteraciones del flujo causadas por el obstáculo, como el aumento de las velocidades locales y la formación de vórtices. La magnitud de la socavación local depende de la velocidad del flujo, la intensidad turbulenta y las características del material del lecho (Peñaloza, 2017).

Es el resultado de las alteraciones en el flujo generadas por estructuras ubicadas en el cauce de un río. Estas alteraciones crean zonas de alta turbulencia y velocidades que movilizan el material del lecho, generando depresiones profundas en las proximidades de la estructura (Galiano & Toapaxi, 2010).

2.3.3.1. **Tipos de socavación local**

Según la ubicación y las características del flujo, la socavación local puede clasificarse en los siguientes tipos: (Galiano & Toapaxi, 2010)

Socavación local en estrechamientos. Ocurre en zonas donde el flujo se concentra debido a un estrechamiento brusco, ya sea natural o provocado por estructuras como cimientos de puentes. Este tipo de socavación es común en tramos donde la sección del río se reduce significativamente.

Socavación local en curvas. Se presenta en las partes exteriores de las curvas del cauce (lado cóncavo), donde la velocidad del flujo es mayor. Esto incrementa la capacidad de arrastre y genera socavación más profunda en esa zona.

Socavación local en pilas. Es la más frecuente en el diseño de puentes y se debe a la interacción del flujo con los pilares. Se forman vórtices frontales, laterales y de estela, que erosionan progresivamente el material alrededor de las pilas, generando cavidades profundas.

2.3.3.2. Métodos de análisis

La socavación local en estribos se puede estimar a partir de las siguientes ecuaciones de acuerdo al MTC (2018):

Artamonov

$$HT = k_{\theta} \times k_q \times k_m \times h \quad (47)$$

Donde, HT profundidad de agua al pie del estribo, K_{θ} coeficiente función del ángulo que hace la corriente con el eje longitudinal del puente, KQ coeficiente en función de la relación del gasto, Km coeficiente función del talud que los lados del estribo, h tirante de agua en la zona cercana al estribo.

Laursen, en lecho móvil:

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (48)$$

Laursen, en agua clara:

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \quad (49)$$

Donde, y_s profundidad de socavación en m, h profundidad 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 crítico.

Hire (1993)

$$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) k_{\theta} Fr^{0.33} \quad (50)$$

Donde, y_s profundidad de socavación en m, h profundidad de flujo aguas arriba del cauce, Fr número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo, Kf coeficiente de corrección por forma de estribo, k coeficiente función del ángulo de ataque.

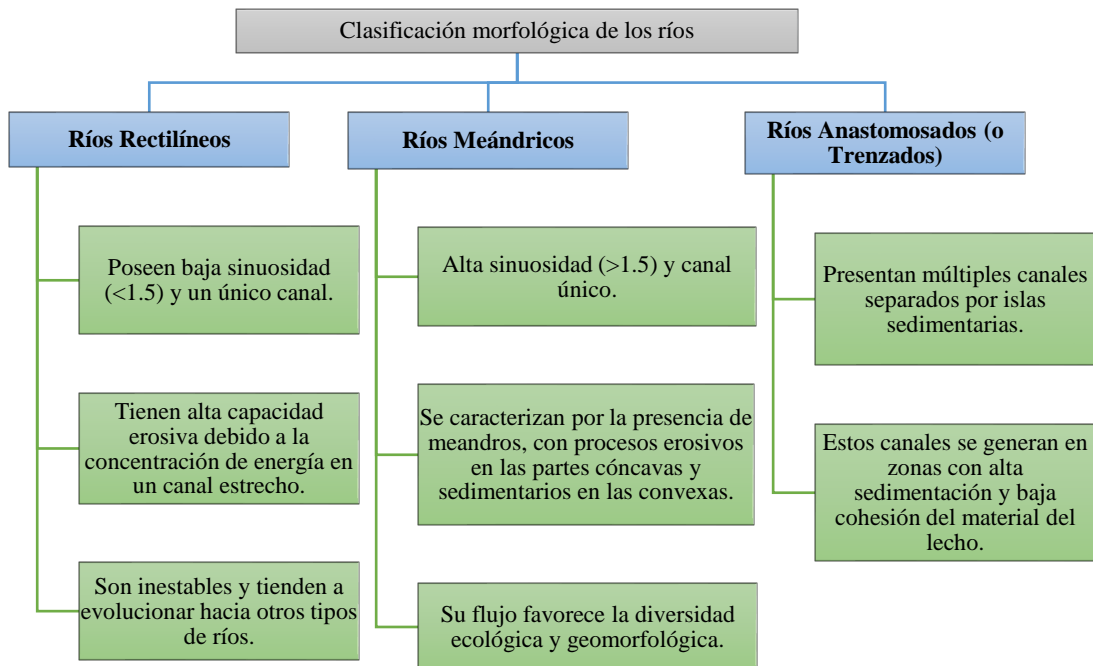
2.3.4. Río y cauce del río

Un río es una corriente natural de agua que fluye de manera continua, aunque su caudal varía a lo largo del año. Interactúa con su entorno geológico, climático y ecológico. Su dinámica está influenciada por fenómenos hidrológicos, transporte de sedimentos y variabilidad climática. Los ríos desembocan en el mar, un lago, otro río (afluentes), o incluso desaparecen en zonas desérticas por infiltración o evaporación (Felipe-Matías, 2016).

El cauce de un río es la franja de terreno ocupada por el agua durante las máximas crecidas ordinarias, dependiendo de sus características geomorfológicas. Es el espacio físico por donde discurre el flujo de un río. Su forma, dimensiones y comportamiento son determinados por el flujo del agua, la naturaleza del lecho, y las características de las márgenes (Hernández N. C., 2018).

Figura 8

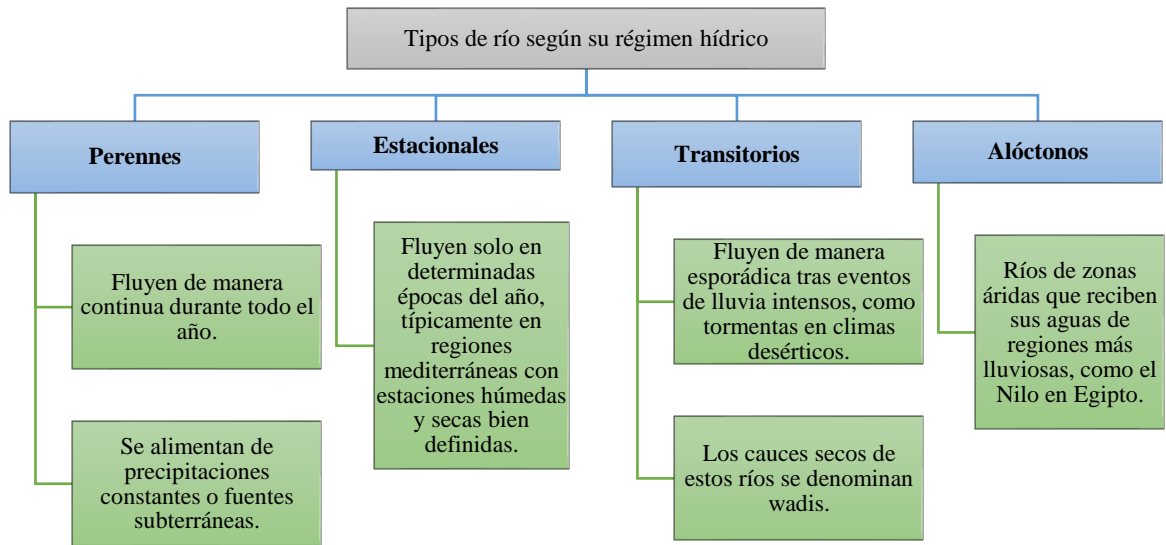
Clasificación Morfológica de los Ríos



Nota: Adaptado con información de (Horacio & Ollero, 2011) y (López, 2005).

Figura 9

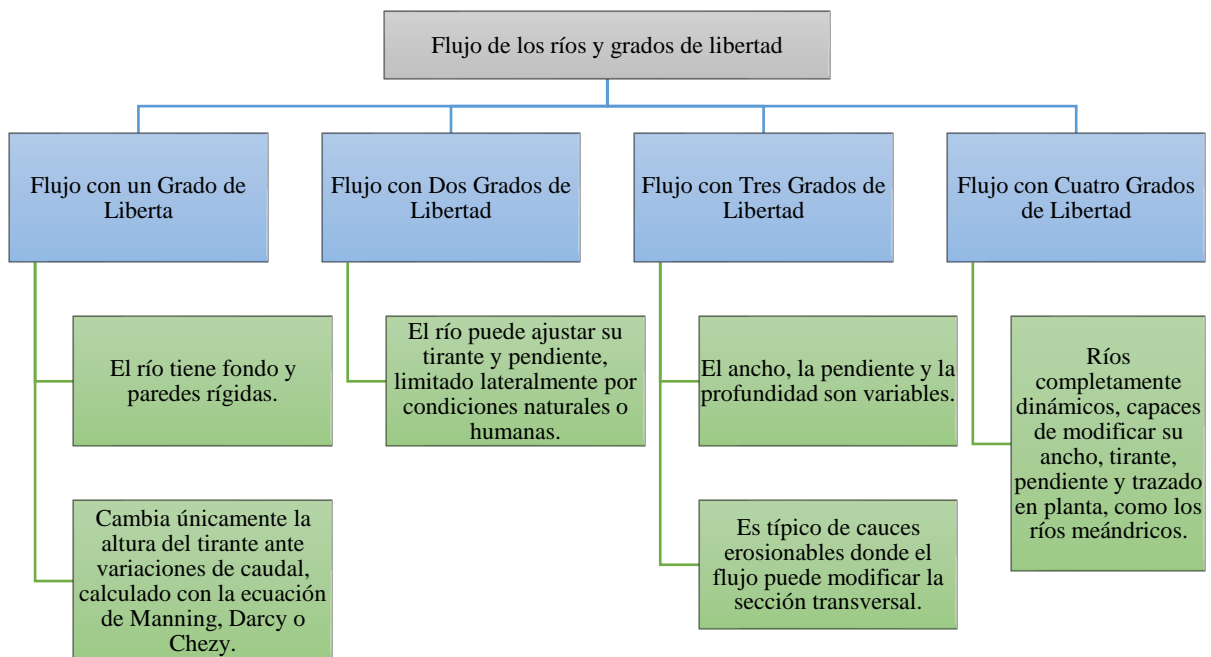
Tipos de Ríos según su Régimen Hídrico



Nota: Adaptado con información de (Horacio & Ollero, 2011) y (López, 2005).

Figura 10

Flujo de los Ríos y Grado de Libertad



Nota: (Felipe-Matías, 2016).

2.3.5. *Lecho móvil del río (sedimentos)*

El lecho móvil del río se refiere al material que compone el fondo del cauce, caracterizado por su capacidad de desplazarse bajo la acción del flujo de agua. Este material puede incluir partículas finas provenientes de la cuenca, así como sedimentos más gruesos extraídos del propio lecho. El transporte de sedimentos depende de la escorrentía superficial y de las fuerzas hidráulicas. La granulometría y las propiedades físicas de los sedimentos influyen en su resistencia al arrastre y comportamiento en el transporte (Felipe-Matías, 2016).

2.3.5.1. **Características del lecho móvil del río**

Granulometría. Mide la distribución de los tamaños de partículas en el material del lecho. Para partículas mayores a 75 μm , se utiliza el tamizado, mientras que las partículas menores se analizan mediante sedimentación siguiendo la Ley de Stokes. Esto permite clasificar los sedimentos como cohesivos (limos y arcillas) o no cohesivos (gravas y arenas) (García & Maza, 2017).

Tamaño y forma del sedimento. Los sedimentos varían en tamaño desde bolos (2048-4096 mm) hasta arcillas muy finas (<0.0005 mm). Su forma y densidad afectan la resistencia al arrastre y su velocidad de caída en el agua, factores clave para el transporte y deposición (García & Maza, 2017). El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) identifica los sedimentos en tres categorías principales: suelo de grano grueso, suelo de grano fino y altamente orgánicos (Cremaschi et al., 2013).

Consistencia del material. Los sedimentos finos, como arcillas y limos, presentan límites de consistencia que definen su estado (líquido, plástico, o sólido) según su contenido de humedad. El índice plástico (IP) se calcula como la diferencia entre el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP) (INACAL, 2019).

2.3.6. Estudio hidrológico e hidráulico en un río

Estos estudios permiten comprender el comportamiento del agua en cuencas hidrográficas y cauces, evaluando parámetros como precipitaciones, escurrimientos, y caudales máximos para el análisis y diseño de infraestructuras relacionadas con el manejo de agua (Villón, 2004).

2.3.6.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

Una cuenca hidrográfica es el área de terreno donde todas las aguas superficiales convergen hacia un único punto de drenaje (Romero et al., 2009). Se subdivide en: (Vásquez et al., 2016)

- Cuenca alta: Zonas montañosas donde nace el río.
- Cuenca media: Áreas con valles y ondulaciones donde el río comienza a ondular.
- Cuenca baja: Regiones planas donde el río pierde fuerza antes de su desembocadura.

Figura 11

Cuenca Hidrográfica



Nota: Adaptado de (Vásquez et al., 2016).

De acuerdo a Morales et al. (2019) los parámetros geomorfológicos clave

son:

Área y longitud de la cuenca: Determinan la magnitud del escurrimiento.

Tabla 3

Categoría de la Cuenca de Acuerdo a su Tamaño

Rango de áreas (km ²)	< 25	25-250	250-500	500-2500	2500-5000	>5000
Categoría	Microcuenca	Pequeña	Intermedia-pequeña	Intermedia-grande	Grande	Muy grande

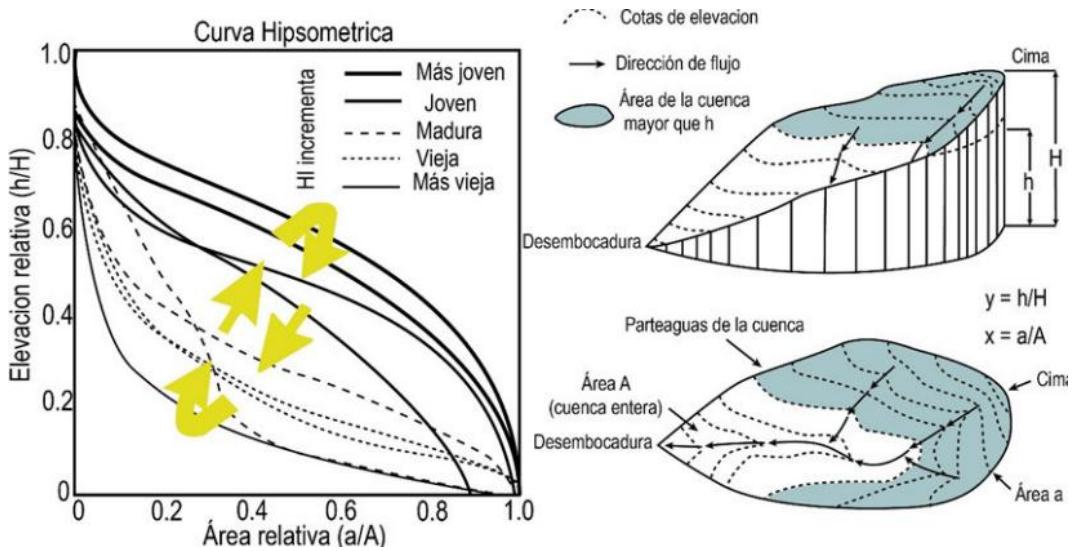
Nota: (Camino et al., 2018).

Pendiente promedio: Influye en la velocidad del flujo.

Curva hipsométrica y densidad de drenaje: Reflejan la capacidad de evacuación de la cuenca.

Figura 12

Curva e Integral Hipsométrica de la Cuenca



Nota: (Gauna-Sauceda & Montalvo-Arrieta, 2023).

Fórmulas relevantes incluyen:

$$\text{Factor de forma: } F = \frac{A}{L^2} \tag{51}$$

$$\text{Coeficiente de Gravelius } K_c = 0.28PA^{-1/2} \tag{52}$$

$$\text{Coeficiente orográfico: } C_o = \frac{H^2}{A} \quad (53)$$

$$\text{Altitud media } H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i \quad (54)$$

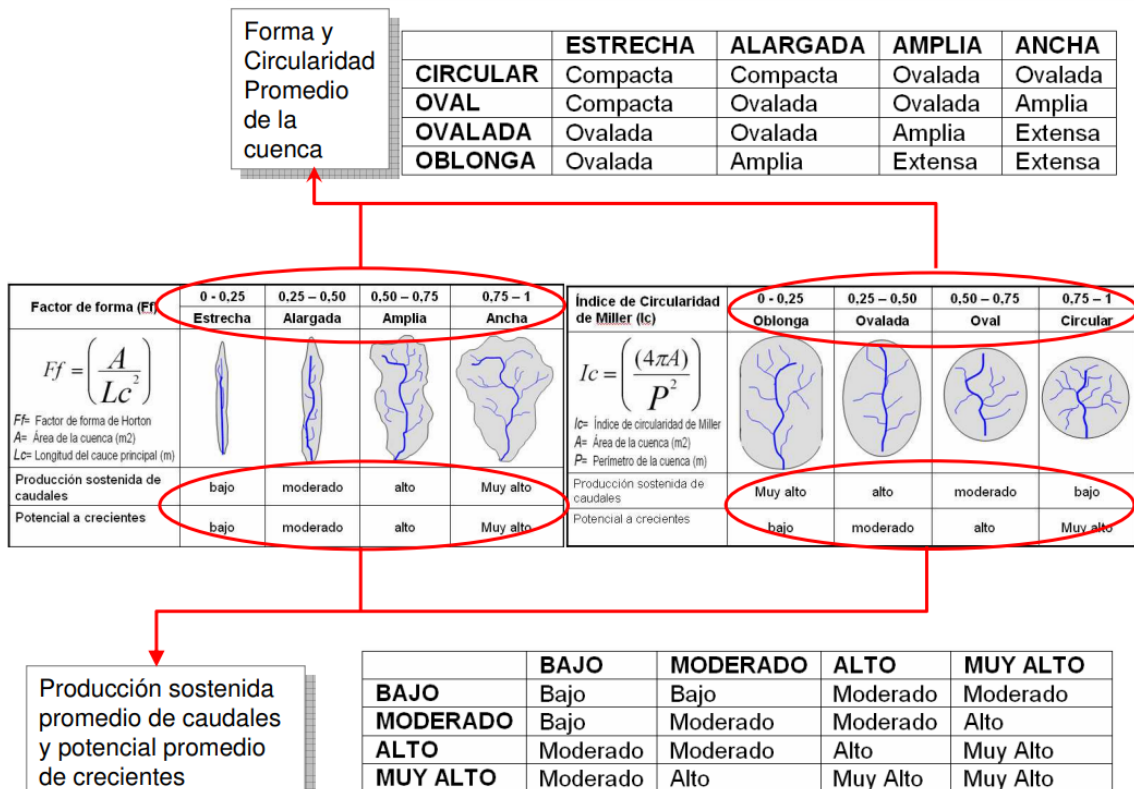
$$\text{Pendiente de la cuenca } S_c = \frac{C}{A} \sum_{i=1}^n L_i \quad (55)$$

$$\text{Pendiente del cauce principal } S_o = \left[\frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{l_i}{S_i}\right)^{1/2}} \right]^2 \quad (56)$$

Donde: A área de la cuenca, L longitud de máximo recorrido, Kc coeficiente de Gravelius, P perímetro de la cuenca, Hi altura correspondiente al área acumulada Ai encima de la curva Hi, n número de áreas parciales, C equidistancia entre curvas de nivel, Li longitud de cada curva de nivel. li longitud de cada tramo de pendiente Si, n número de tramos de similar pendiente.

Figura 13

Categoría de la Cuenca en Relación a la Forma e Índice de Compacidad



Nota: Adaptado de (Ortiz, 2004).

2.3.6.2. Precipitaciones máximas

Las precipitaciones extremas son eventos meteorológicos caracterizados por lluvias de alta intensidad y corta duración que superan significativamente los valores normales registrados en una región (Ortiz-Vera, 2015). Se analizan para estimar lluvias extremas en 24 horas. La relación entre duración y precipitación se expresa como: (Coras-Merino et al., 2005)

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (57)$$

Donde: Pd precipitación acumulada en d minutos.

2.3.6.3. Análisis de intensidades máximas

La intensidad máxima de precipitación se refiere a la cantidad de precipitación caída en una unidad de tiempo durante un evento de lluvia extremo. El análisis de intensidades máximas consiste en evaluar estadísticamente los valores máximos de intensidad de lluvia registrados en un periodo dado, ajustándolos a funciones de distribución de probabilidad (Pizarro et al., 2006).

$$I = \left(\frac{P}{24} \right) \times (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \quad (58)$$

Donde, P precipitación máxima corregida, Tc tiempo de concentración en horas.

2.3.6.4. Período de retorno

Es el intervalo promedio de tiempo entre la ocurrencia de eventos extremos, como precipitaciones o caudales máximos, de igual magnitud o mayor. Se utiliza para estimar la probabilidad de ocurrencia de dichos eventos en un año específico. La probabilidad de ocurrencia se calcula como: (Villón, 2004)

$$\Pr(T, N) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^N \quad (59)$$

$$R = 1 - [F(x)]^N = 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^N \quad (60)$$

Donde, R riesgo, T es el periodo de retorno y N el número de años.

Tabla 4*Riesgo Admisible en Obras Hidráulicas*

Obra	Puentes	Alcantarillas importantes	Alcantarillas menores	Defensas ribereñas	Drenaje longitudinal
Riesgo admisible (%)	25	30	35	25	40

Nota: (MTC, 2018).

Tabla 5*Selección del Período de Retorno T en años*

Riesgo admisible	Vida útil (n años)		
	25	50	100
0.20	113	225	449
0.25	87	174	348
0.50	37	73	154

Nota: Para socavación se recomienda un Tr de 500 años (MTC, 2018).

2.3.6.5. Coeficiente de escorrentía

Es un valor adimensional que representa la proporción de precipitación que se convierte en escorrentía superficial en una cuenca, considerando factores como el tipo de suelo, cobertura vegetal y pendiente del terreno.

$$C = \frac{(P_d - P_o) \times (P_d + 23P_o)}{(P_d + 11 \times P_o)^2} \quad (61)$$

$$P_o = \left(\frac{5000}{CN} \right) - 50 \quad (62)$$

Donde, Pd precipitación máxima diaria, Po umbral de escorrentía, CN curva número.

2.3.6.6. Análisis de caudales

Los caudales máximos son los valores pico del caudal que un río o cauce puede alcanzar durante eventos de crecida o lluvias extremas, esenciales para el diseño de obras hidráulicas (Ivanova & Corredor, 2006).

Para el diseño hidrológico, es común analizar los caudales máximos registrados anualmente durante las temporadas de crecidas. El análisis de caudales máximos es el estudio estadístico de los valores extremos de caudal registrados en un periodo determinado, utilizado para caracterizar la probabilidad de ocurrencia de eventos hidrológicos extremos y diseñar infraestructuras resistentes. En términos generales, las estructuras hidráulicas deben ser diseñadas para manejar de manera segura estos caudales con baja probabilidad de ocurrencia (Ivanova & Corredor, 2006).

a) Método racional

Este método se utiliza para calcular caudales pico en cuencas pequeñas y medianas, usando la fórmula: (Lorenzo & García, 2011)

$$Q_p = \frac{C.I.A}{3.6} \quad (63)$$

Donde, Q_p caudal máximo, I intensidad máxima, A área de la cuenca, C coeficiente de escorrentía.

b) Método racional modificado

Permite estimar caudales en cuencas con área mayor a 10 km², considerando: (MTC, 2018)

$$Q = 0.278CIAK \quad (64)$$

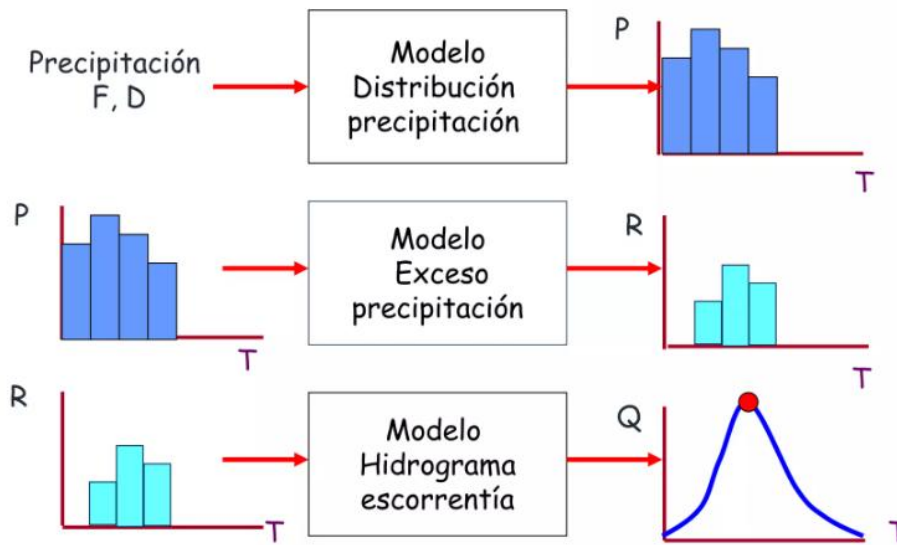
Donde: K coeficiente de uniformidad.

c) Método del hidrograma unitario

El método del hidrograma unitario permite estimar los caudales máximos en una cuenca a partir de una lluvia efectiva uniforme. Este método utiliza un hidrograma de respuesta estándar de la cuenca (hidrograma unitario) para transformar un volumen de lluvia en el correspondiente caudal generado, considerando el tiempo de concentración (MTC, 2018).

Figura 14

Modelo de Hidrograma Unitario para Análisis de Máximas Avenidas



Nota: (Vargas, 2016).

2.3.6.7. Modelamiento hidráulico

El modelamiento hidráulico es la simulación matemática del comportamiento del agua en sistemas fluviales o estructuras hidráulicas, considerando parámetros como caudales, velocidades y niveles del agua. Este enfoque permite calcular variables clave como el nivel del agua y la velocidad del flujo, esenciales para evaluar la socavación en puentes. Mediante herramientas como HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), se analizan los efectos del flujo sobre las estructuras (Rincón et al., 2015).

El modelamiento hidráulico utiliza herramientas como el software HEC-RAS para simular sistemas fluviales. Este modelo es capaz de realizar: (Del Horno & Sánchez, 1987)

- Análisis de perfiles de flujo permanente y no permanente.
- Evaluación del transporte de sedimentos y cambios en el lecho.
- Estudios de calidad del agua

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).

2.3.7.1. Alineación del puente respecto a la corriente

La alineación de un puente respecto a la corriente se refiere a la orientación de sus pilares y su estructura con respecto al flujo predominante del agua en un río o cauce. Idealmente, los pilares deben estar alineados paralelamente a la dirección de la corriente predominante, pero también se deben considerar posibles variaciones en su dirección para garantizar la estabilidad del puente frente a eventos hidrológicos dinámicos (Felipe-Matías, 2016).

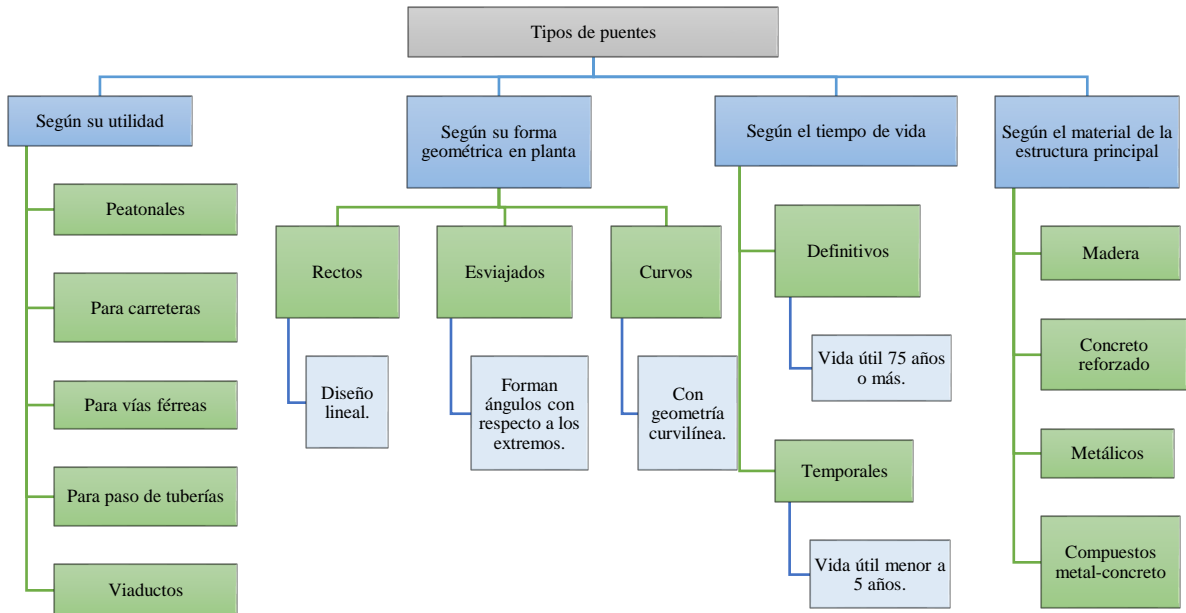
Para garantizar la estabilidad y eficiencia del puente, los pilares deben estar alineados con la dirección predominante de la corriente pluvial, minimizando el ángulo de ataque a cero. Sin embargo, es esencial considerar posibles variaciones en la dirección del flujo, ya que cambios en el ángulo de ataque pueden intensificar significativamente la socavación en los pilares. Estudios experimentales han demostrado que los pilares circulares son preferidos, ya que su diseño reduce la dependencia del ángulo de ataque sobre la erosión local (Felipe-Matías, 2016).

2.3.7.2. Tipos de puentes

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

Figura 15

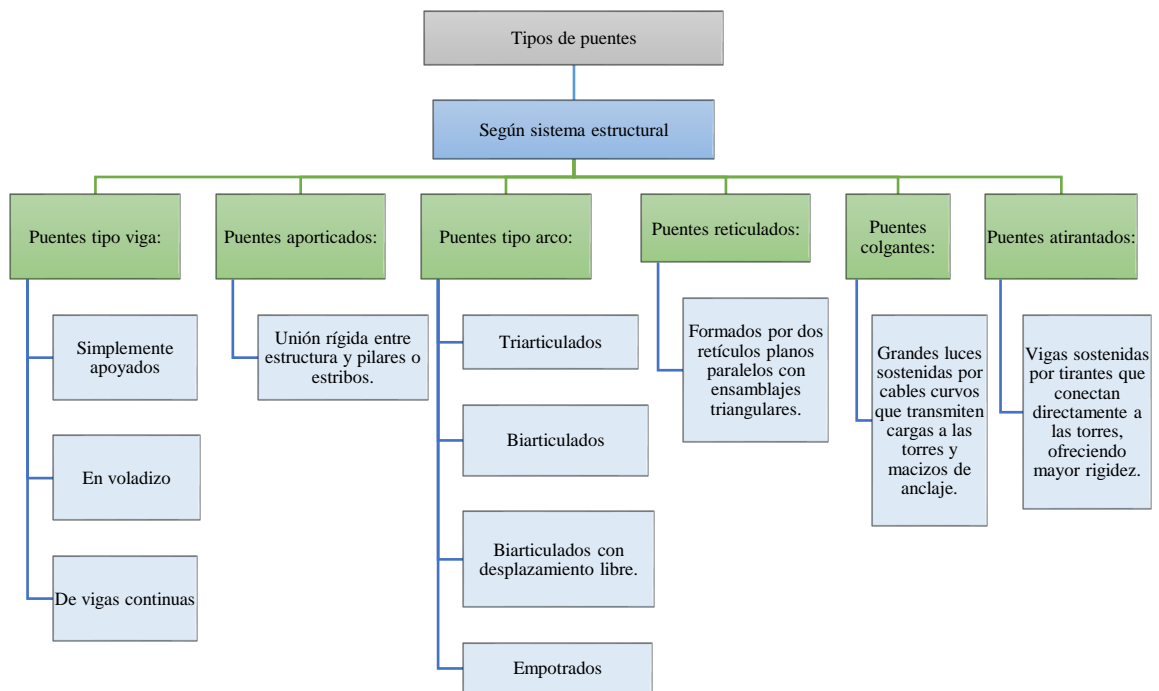
Tipos de Puentes de Acuerdo a su Utilidad, Geometría, Tiempo de Vida y Material de la Estructura



Nota: Adaptado de (Seminario, 2004).

Figura 16

Tipos de Puentes según su Sistema Estructural



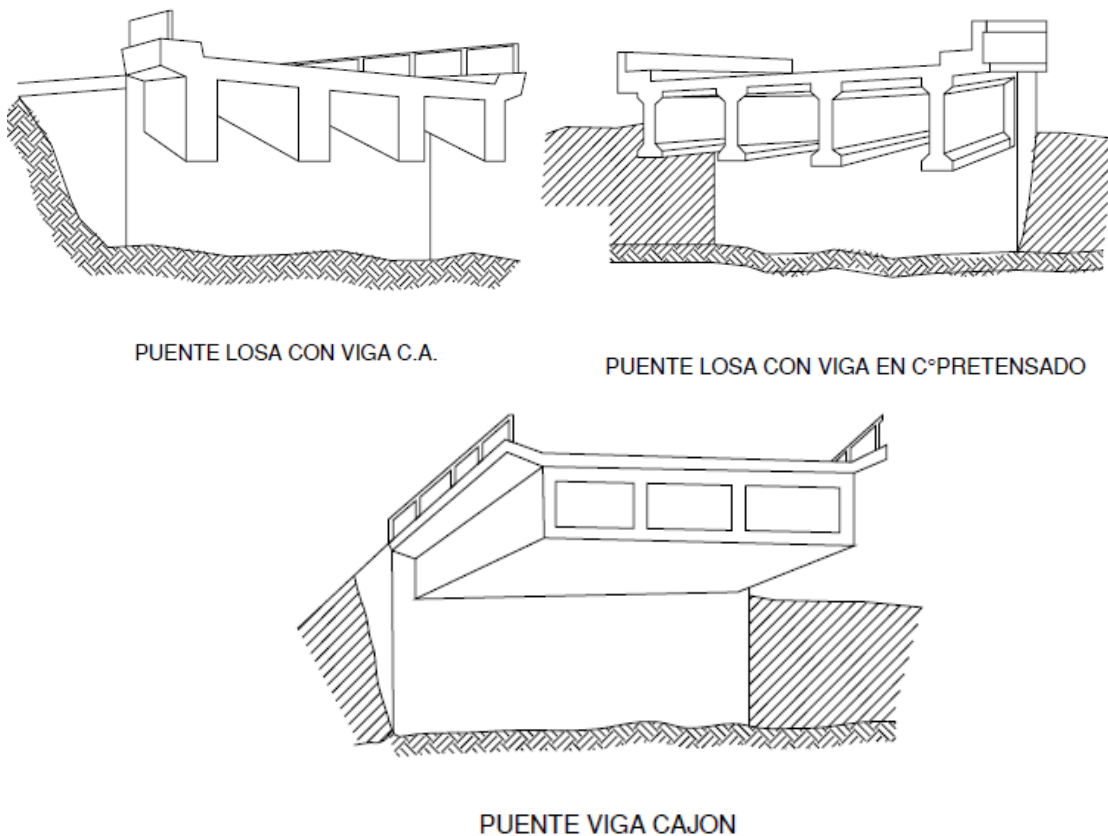
Nota: Adaptado de: (MTC, 2018).

2.3.7.3. Puente tipo viga losa

El puente viga losa es un tipo de estructura que combina losas y vigas para distribuir y soportar las cargas aplicadas. Se caracteriza por tener una superestructura, compuesta por vigas longitudinales y una losa que actúa como elemento de distribución, y una subestructura, formada por pilares, estribos y cimentación, que transmite las cargas al terreno. Este tipo de puente es común debido a su simplicidad constructiva, versatilidad y capacidad para adaptarse a diferentes condiciones de carga y terrenos (Seminario, 2004).

Figura 17

Tipos de Puentes Viga Losa



Nota: (MTC, 2006).

2.3.7.4. Elementos de un puente

Consta, básicamente, de la superestructura, infraestructura (subestructura y cimentación) y elementos de conexión (Idrogo, 2022).

Superestructura. Elemento estructural que recibe directamente las cargas del tránsito vehicular (MTC, 2018).

- Estribos y pilares: Partes de la subestructura que sirven de apoyo y transición entre el puente y la vía principal.
- Alas: Componentes laterales de contención diseñados para estabilizar los terraplenes de acceso, en conjunto con las cortinas.
- Cimentación: como zapatas o pilotes.

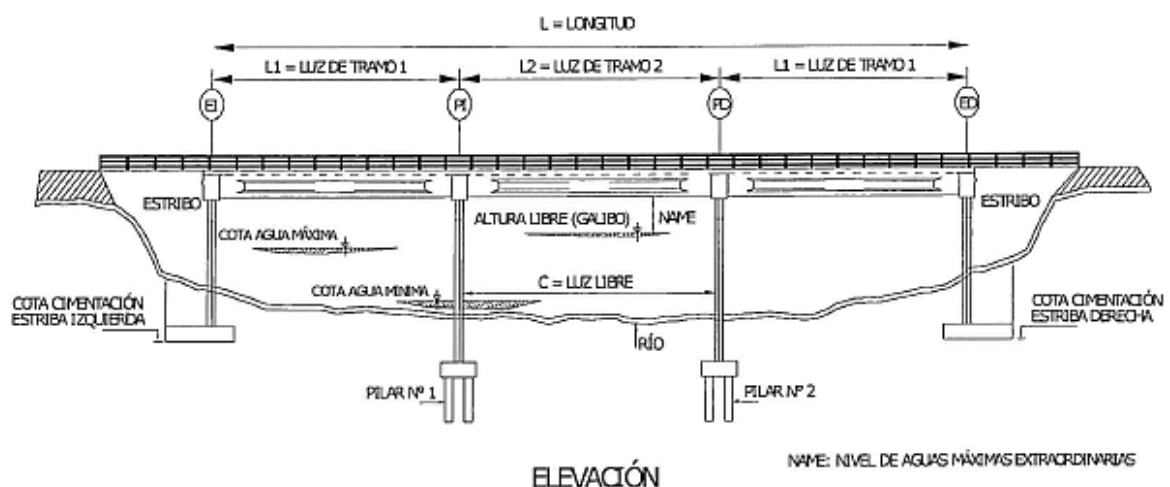
Subestructura. Parte del puente que sostiene la superestructura y transmite las cargas al terreno mediante elementos como pilares y estribos (MTC, 2018).

- Losas y vigas de transición: Los elementos de conexión entre el puente y sus accesos. Deben tener un espesor mínimo de 0.20 m y una longitud ajustada a la geometría del diseño.

Apoyos. Puntos de conexión entre la superestructura y la subestructura, diseñados para absorber movimientos, vibraciones o dilataciones térmicas y proporcionar flexibilidad.

Figura 18

Elementos del Puente Tipo Viga Losa



Nota: (MTC, 2018).

2.3.8. Alternativas de protección

Las alternativas de protección contra la socavación en puentes son soluciones de ingeniería diseñadas para prevenir o minimizar el impacto de la erosión en los elementos estructurales de un puente, como pilares y estribos, causada por el flujo de agua. Estas alternativas incluyen obras como revestimientos del lecho, gaviones, enrocados, muros de contención y disipadores de energía. Su elección depende de factores como las características del cauce, la intensidad del flujo, el tipo de sedimentos y las condiciones hidrológicas, con el objetivo de garantizar la estabilidad y vida útil del puente (Castellanos, 2018).

2.3.8.1. Diques enrocados

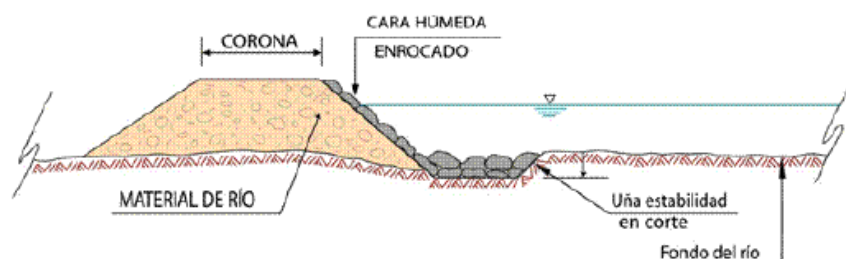
Estructuras diseñadas para proteger las márgenes de los cauces y controlar el flujo de agua, construidas con grandes rocas que actúan como barreras para disipar la energía del flujo y prevenir la erosión. Se utilizan comúnmente para estabilizar ríos y canales, y pueden ser: (Vásquez et al., 2016)

Enrocados con roca al volteo. Estructuras revestidas con rocas pesadas que son depositadas directamente en el lugar con volquetes, sin una colocación específica.

Enrocado con roca colocada. Se construyen al posicionar cuidadosamente las rocas con maquinaria como cargadores frontales o excavadoras.

Figura 19

Diques Enrocados



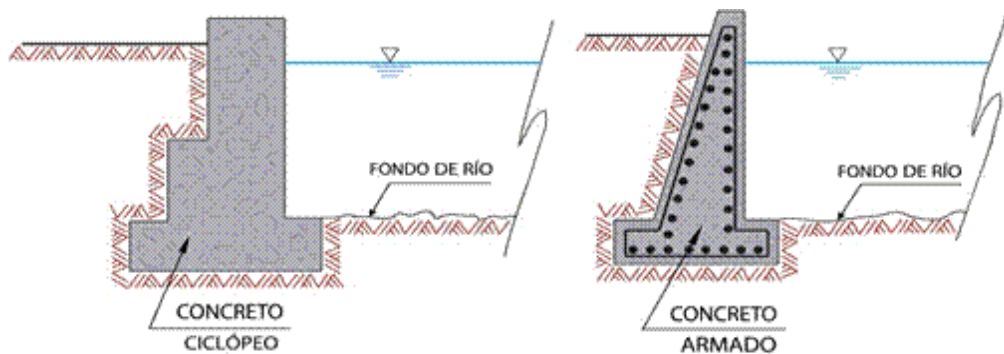
Nota: (Vásquez et al., 2016).

2.3.8.2. Muros de concreto

Son estructuras construidas con concreto reforzado mediante armaduras de acero, generalmente de dimensiones más reducidas en comparación con los muros ciclópeos que no requieren de armadura de acero (Vásquez et al., 2016).

Figura 20

Muros de Concreto



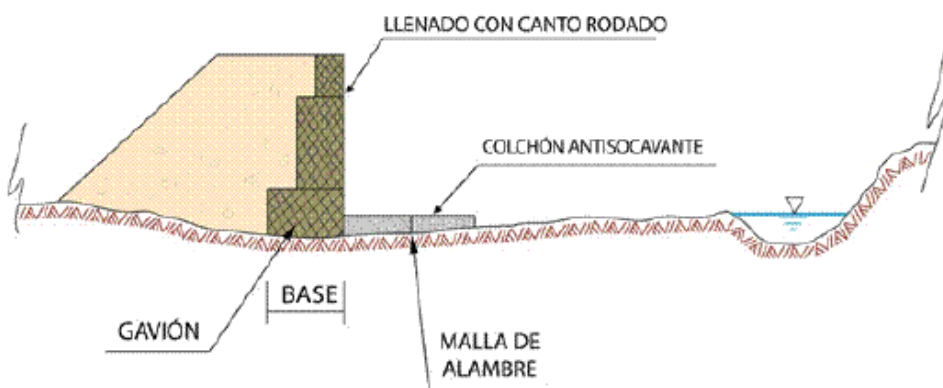
Nota: (Vásquez et al., 2016).

2.3.8.3. Gaviones

Estructuras flexibles y permeables elaboradas a partir de mallas hexagonales tejidas con doble torsión, que se rellenan con piedras o rocas. Los gaviones son usados principalmente para la protección contra la erosión, estabilización de taludes y control de socavación en ríos y cauces (Vásquez et al., 2016).

Figura 21

Gaviones



Nota: (Vásquez, 2016)

2.3.9. Revestimiento del lecho: Enrocados de protección

Los enrocados de protección son estructuras hidráulicas diseñadas para proteger el lecho y los taludes de ríos frente a los efectos erosivos de las corrientes. Este tipo de revestimiento se utiliza comúnmente en cauces con altas velocidades de flujo, ofreciendo una solución económica, flexible y fácil de mantener (Alvarado, 1985)

El revestimiento del lecho consiste en la colocación de materiales resistentes, como rocas, sobre el fondo del cauce para reducir la erosión y controlar la socavación. Este método se adapta a las características específicas del flujo y del lecho del río, garantizando una mayor durabilidad (Alvarado, 1985)

Los enrocados de protección actúan disipando la energía de las corrientes y previniendo el arrastre de partículas del lecho. Están compuestos por capas de rocas cuya estabilidad depende de factores como la velocidad del flujo tangencial, la inclinación del talud y las propiedades de las rocas empleadas (Alvarado, 1985).

2.3.9.1. Tipos de enrocados

Enrocados del talud lateral: Se colocan a lo largo de las márgenes del cauce para evitar la erosión lateral. Su diseño incluye un análisis de la inclinación y la dirección del flujo (Alvarado, 1985).

Enrocados del talud de fondo: Estos enrocados se instalan transversalmente en el fondo del cauce, estabilizando áreas vulnerables y reduciendo la socavación (Alvarado, 1985).

2.3.9.2. Enrocados del talud del fondo

Estructuras colocadas en el lecho del río para resistir fuerzas de arrastre y prevenir la socavación profunda. Se emplean en zonas críticas donde el flujo es turbulento. Los taludes de fondo son barreras transversales diseñadas para evitar

la degradación del cauce. Ayudan a controlar la pendiente del fondo y mitigar los efectos de la socavación (Vásquez, 2016).

Características (Vásquez, 2016)

- Alta resistencia a la erosión.
- Capacidad de adaptación a diferentes condiciones hidráulicas.
- Facilidad de mantenimiento.

Tipos de uso de roca: (Vásquez, 2016)

- Uso de roca al volteo. Las rocas se colocan directamente sobre el lecho mediante volquetes. Este método es rápido y económico, pero menos preciso (Vásquez, 2016).
- Uso de roca colocada. Se emplean máquinas como excavadoras para posicionar las rocas cuidadosamente, logrando una mayor estabilidad estructural (Vásquez, 2016).

2.3.9.3.Recomendaciones del diseño

Para garantizar la efectividad de los enrocados: (Alvarado, 1985)

- Se deben calcular las fuerzas tangenciales del flujo sobre el revestimiento.
- El ángulo del talud no debe superar 60° , excepto en casos donde las rocas sean suficientemente angulosas y se coloquen manualmente.
- Los diseños deben considerar el número de Froude (Fr) como indicador clave de estabilidad.

2.3.9.4.Diseño de taludes de fondo

El diseño de taludes de fondo implica ecuaciones empíricas y teóricas que relacionan el flujo, el diámetro de las partículas y la pendiente. Algunas ecuaciones empíricas clave incluyen: (Alvarado, 1985)

Fuerza de sustentación:

$$u^2 = \frac{4}{3} \frac{R \times g \times D}{cd} \times (\mu \times \cos \alpha - \sin \alpha) \quad (65)$$

$$R = \frac{\text{Peso específico sólido} - \text{Peso específico del agua}}{\text{Peso específico del agua}} \quad (66)$$

Donde, u velocidad del flujo, D diámetro equivalente del enrocado, Cd coeficiente de arrastre, μ coeficiente de fricción.

Relación entre el diámetro equivalente (D) y la altura de escurrimiento (H):

$$\frac{D}{H} = \frac{3}{4R} \times Fr^2 \times Cd \quad (67)$$

Si Cd 0.4 (régimen turbulento) y R 1.6, se obtiene finalmente:

$$\frac{D}{H} = 0.188 \times Fr^2 \quad (68)$$

Por otro lado, a partir de datos experimentales se han desarrollado métodos de cálculo, siendo los importantes para el cálculo del diámetro de roca, los desarrollados por Maza & García, Neill, Straub e Ibash, factor de seguridad, Maynard, U.S. Department of Transportation, entre otros (MTC, 2018).

El método del factor de seguridad, está dado por las siguientes ecuaciones:

(MTC, 2018)

$$n_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (69)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{n_0 \tan \theta}{2 \sin \theta} \right\} \quad (70)$$

$$n_1 = n_0 \left(\frac{1 + \sin \beta}{2} \right) \quad (71)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n_1 \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (72)$$

Donde, $\lambda = 0$, Vr velocidad de referencia, Ss gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65, d50 diámetro medio de las rocas, ángulo de inclinación del talud, ángulo de reposo del material del enrocado.

2.3.10. Muros de contención

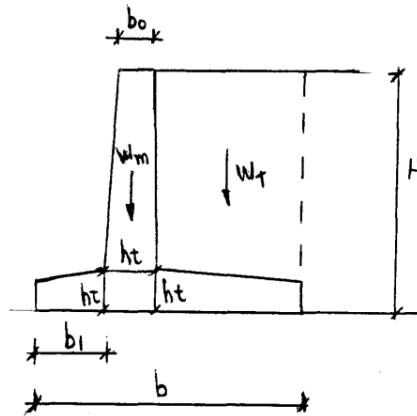
Un muro de contención es una estructura diseñada para resistir empujes laterales del suelo u otros materiales, permitiendo la estabilidad de terrenos inclinados o excavados. Su diseño puede ser horizontal o inclinado, sobresaliendo de la superficie a la que está anclado. Generalmente están contruidos de concreto armado, con una forma característica de “T” invertida (ACICOR, 2023).

Figura 22

Dimensionamiento de Muros en Voladizo

MUROS EN VOLADIZO

$H \leq 10 \text{ m}$



$$\begin{aligned} b_0 &= 0,2 \sim 0,5 \text{ m} \\ b_1 &= (1/4 \sim 1/3)B \\ ht &= (1/8 \sim 1/12) H \\ b &= (0,4 \sim 0,7)H \end{aligned}$$

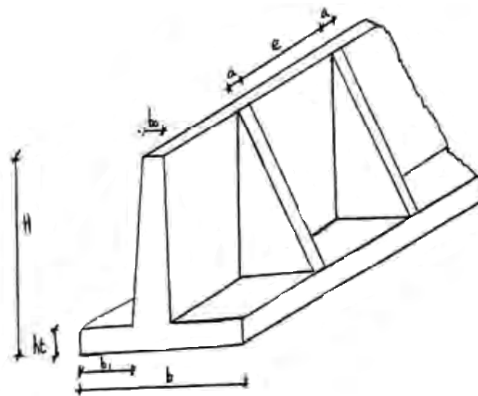
Nota: Norma CE.020 (MVCS, 2012).

Figura 23

Dimensionamiento de Muros en Voladizo con Contrafuerte

MUROS EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE

$H > 10 \text{ m}$



$$\begin{aligned} b_0 &= 0,2 \sim 0,3 \text{ m} \\ b_1 &= (1/4 \sim 1/3)H \\ ht &= (1/14 \sim 1/12) H \\ b &= (0,4 \sim 0,7)H \\ e &= (0,3 \sim 0,6)H \\ a &= 0,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Nota: Norma CE.020 (MVCS, 2012).

a) Tipos de muros de contención

Muro en voladizo. Estructura que se apoya en un extremo y se extiende hacia el otro sin soporte intermedio. Este diseño permite amplias aperturas sin obstrucciones, siendo común en zonas que requieren estabilidad sin columnas. Sus principales componentes son: (León, 2013)

- Base: Soporta la estructura y distribuye las cargas hacia el suelo.
- Vástago: Proporciona estabilidad al extenderse desde la base hasta el extremo en voladizo.
- Cabezal: Refuerzo horizontal que distribuye las cargas del voladizo.
- Cuerpo: Parte vertical que soporta las cargas totales.

Dimensiones de acuerdo a la norma CE.020 (MVCS, 2012)

$$\text{Ancho de la base: } b = (0.4 - 0.7) \times H \quad (73)$$

$$\text{Altura del talón: } ht = (1/8 - 1/12) \times H \quad (74)$$

$$b1 = (1/4 - 1/3) \times B \quad (75)$$

Muro en voladizo con contrafuerte. Este tipo de muro incorpora un contrafuerte adicional en el lado opuesto al voladizo, aumentando la resistencia frente a cargas laterales intensas como empujes del suelo o viento. Los elementos clave son: (León, 2013)

- Base: Distribuye cargas al suelo.
- Vástago: Resiste la carga principal y estabiliza la estructura.
- Contrafuerte: Proporciona soporte adicional, conectando la base con el cuerpo.
- Cabezal y Cuerpo: Similares al muro en voladizo, pero reforzados por el contrafuerte.

Dimensiones de acuerdo a la norma CE.020 (MVCS, 2012)

$$\text{Ancho de base: } b = (0.4 - 0.7) \times H \quad (76)$$

$$\text{Altura de talón: } ht = (1/14 - 1/12) \times H \quad (77)$$

$$\text{Ancho superior: } b1 = (1/4 - 1/3) \times B \quad (78)$$

$$\text{Ancho de contrafuerte: } e = (0.3 - 0.6) \times H \quad (79)$$

b) Criterios de diseño

Presión de tierra activa. Se calcula mediante la fórmula de Rankine: (Nuñez, 2020)

$$Ea = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Ka \quad (80)$$

$$Ep = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Kp \quad (81)$$

Donde, Ea presión activa, Ep presión pasiva, γ peso unitario del suelo, H altura del muro, Ka, Kp, coeficiente de presión activa y pasiva.

Estabilidad global. Para evitar volcamiento y deslizamiento, se verifica la estabilidad con los factores de seguridad: (Nuñez, 2020)

$$M_{resistente} \geq M_{carga} \quad (82)$$

$$Fsv = \frac{Mr + Mrp_{estabilizante}}{Mv_{desestabilizante}} \geq 2.0 \quad (83)$$

$$FDS = \frac{P \times \mu + Eph_{fuerzas\ resistentes}}{Ei_{fuerzas\ actuantes}} \geq 1.5 \quad (84)$$

Donde: Fsv factor de seguridad a volcamiento, FDS factor de seguridad a deslizamiento, Mr momento resistente, Mrp momento resistente pasivo, Mv momento de volteo, P momento resistente, μ coeficiente de fricción, Eph momento resistente pasivo, Ei momento de deslizamiento

Capacidad de carga del suelo. Se calcula con la fórmula de Terzaghi.

$$Q_{ult} = c \times A + q \times A \quad (85)$$

Donde: Qult capacidad de carga última del suelo, c: cohesión del suelo, A área de la base del muro, q carga distribuida sobre la base el muro.

2.3.11. Gaviones

Los gaviones son estructuras flexibles y permeables, formadas por cestas o jaulas metálicas rellenas de piedras, grava u otros materiales similares. Estas cestas se ensamblan para crear muros resistentes cuya permeabilidad permite aliviar tensiones en la capa exterior de los muros tradicionales, lo que les otorga mayor estabilidad. Además, su flexibilidad les permite adaptarse a movimientos o asentamientos diferenciales sin comprometer su funcionalidad. Así mismo, son económicos y su vida útil promedio es de más de 5 años (ACICOR, 2023).

a) Diseño de gaviones

El diseño implica diversas consideraciones estructurales y cálculos, tal como describe Lindo (2016). Entre las ecuaciones principales utilizadas están:

Altura del muro

$$H = y + BL \quad (86)$$

Donde, H altura del muro m, y tirante, BL borde libre en m, calculado como:

$$BL = \phi \times \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (87)$$

Donde, ϕ coeficiente dependiente del caudal, para 1000 a 2000 m³/s es 1.4 y para 500 a 1000 m³/s es 1.2, V velocidad del flujo, g gravedad.

Dimensiones del muro y colchón antisocavante:

$$\text{Ancho de la base: } B \geq \frac{H}{2} \quad (88)$$

$$\text{Longitud del colchón antisocavante: } L \geq 1.5 \text{ a } 2e \quad (89)$$

Donde, e profundidad máxima de socavación en m.

Tirante después de la erosión:

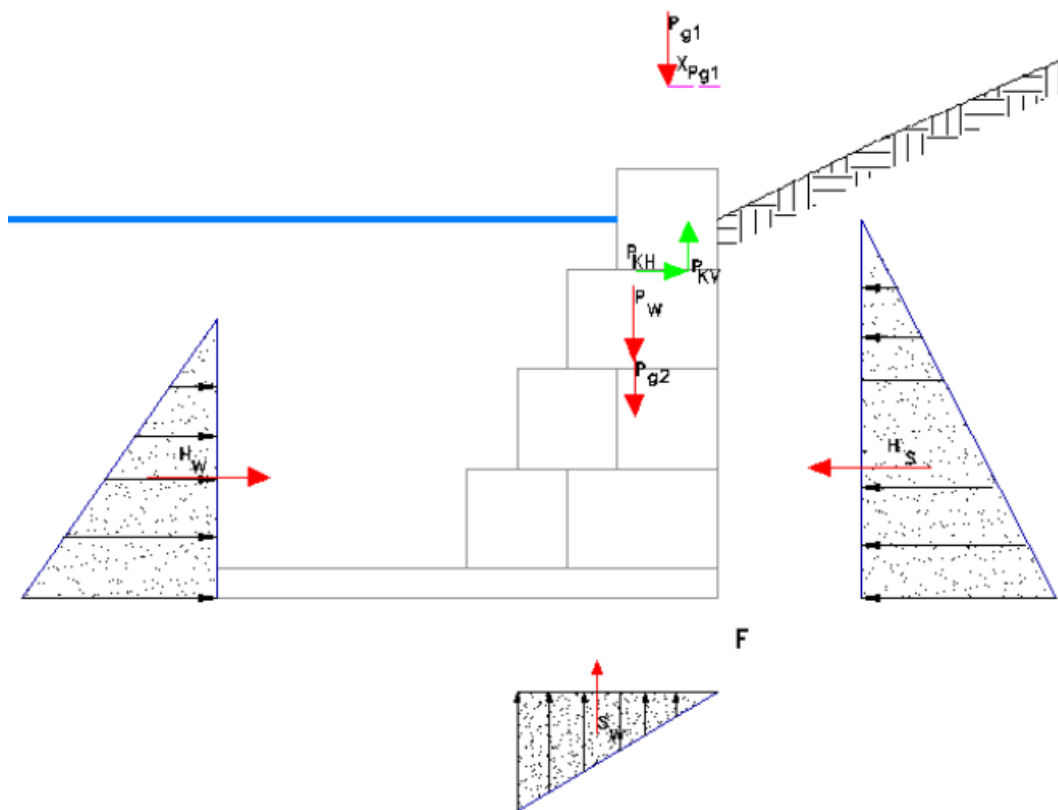
$$HS = \left(\frac{\alpha \times H_0^{5/3}}{0.68 \times B \times dm^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (90)$$

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{5/3} \times Be \times \mu} \quad (91)$$

Donde, H_s tirante tras erosión, H_o tirante inicial, B coeficiente del período de retorno, d_m diámetro medio de los granos de fondo, Q_d caudal de diseño, H_m tirante medio de la sección, B_e ancho efectivo, μ coeficiente contracción, x coeficiente que depende del diámetro medio de las partículas.

Figura 24

Diagrama de Esfuerzos en Gaviones



Nota: (Lindo, 2016).

b) Verificación de estabilidad

El diseño debe garantizar su estabilidad frente a volteo, deslizamiento y esfuerzos internos. Las principales verificaciones son: (Lindo, 2016)

Estabilidad al volteo

$$St = \frac{Ms}{Mr} > 1.3 \tag{92}$$

Donde, St coeficiente de volteo, Ms momento de fuerzas estabilizantes, Mr momento de fuerzas volcantes.

Resistencia al deslizamiento

$$S_s = \frac{\sum V \times tg \phi}{\sum H} > 1.3 \quad (93)$$

Donde, S_s verificación al deslizamiento, V suma de fuerzas verticales, H suma de fuerzas horizontales.

Capacidad de carga del suelo (Piñar, 2008)

$$\text{Esfuerzo cortante: } \tau = \frac{T}{B} \quad (94)$$

$$\text{Esfuerzo normal máximo: } \sigma_{max} = \frac{N}{2d} \quad (95)$$

Donde, T fuerza de corte, B ancho de la sección, N Fuerza normal, d altura de la sección.

Equilibrio de fuerzas y momentos

$$FS = \frac{\sum \left(\frac{cb + P \tan \phi}{\cos \alpha + \frac{\text{Sen} \alpha \times \tan \phi}{FS}} \right)}{\sum (P \text{sen} \alpha)} \geq 1.3 \quad (96)$$

Donde, FS factor de seguridad.

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

H_0 : Las alternativas de protección no logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

H_1 : Las alternativas de protección logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

2.4.2. Hipótesis específicas

- La socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para T_r de 500 años es mayor a 3.00 m.

- La mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, es colocando previamente enrocado de acuerdo a su efectividad en la reducción de la socavación.
- Se ha ajustado el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas, cambiando la luz del puente de 21 m a 23 m.

2.5. Operacionalización de variables

En el estudio se tienen variables codependientes (independiente y dependiente). Primero se determinará la socavación según esos resultados se realizará la propuesta de alternativas de protección, para luego volver a analizar la socavación a fin de verificar si se ha logrado disminuir este parámetro.

2.5.1. Variable codependiente 1: Socavación del cauce del río

La socavación del cauce del río se refiere a la erosión y remoción de sedimentos del fondo o las márgenes de un río, causada por la acción hidráulica del flujo. Este fenómeno puede ser general, local o por contracción, y representa un factor clave en la estabilidad de las infraestructuras hidráulicas, como los puentes (Esteves, 2018).

En el contexto de la investigación, la socavación del cauce del río Chotano será medida en términos de profundidad erosionada (H_s) en metros. Los cálculos se basarán en el análisis hidrodinámico mediante métodos establecidos, como el de Lischvan-Lebediev, y utilizando software de modelación hidráulica (HEC-RAS). Los datos se obtendrán antes y después de implementar las alternativas de protección, evaluando si estas han logrado reducir la profundidad de socavación.

2.5.2. Variable codependiente 2: Alternativas de protección

Las alternativas de protección son soluciones de ingeniería diseñadas para mitigar la socavación y proteger estructuras hidráulicas, como revestimientos del lecho con enrocados, gaviones, muros de contención, y sistemas mixtos que combinan estos elementos. Estas alternativas buscan estabilizar el cauce y disipar la energía del flujo.

En este estudio, las alternativas de protección se identificarán, diseñarán y analizarán en función de su capacidad para reducir la socavación en el cauce del río Chotano. Estas soluciones serán evaluadas a través de simulaciones y cálculos hidráulicos que incluyan parámetros como el coeficiente de rugosidad de Manning (n), la velocidad del flujo (V) y el número de Froude (Fr). Los diseños serán propuestos considerando su viabilidad técnica, verificando posteriormente su impacto en la reducción de la socavación medida.

Tabla 6

Matriz de Operacionalización de Variables

Variables	Definición conceptual	Dimensiones	Definición operacional	Indicadores	Ítem
VI Socavación del cauce del río	Se trata de un proceso de erosión que se produce cuando la fuerza erosiva del agua, provocada por fenómenos naturales, supera la capacidad del suelo para resistir su impacto (Esteves, 2018).	Parámetros geomorfológicos de la cuenca	Características de las cuencas de estudio	Área	Km ²
				Perímetro	Km
				Pendiente	%
				Tiempo de concentración	min
				Longitud del curso principal	Km
				Altitud media	msnm
		Lecho móvil del río (sedimentos)	Estudio lateral del suelo, y de gradación en el cauce del río	Humedad	%
				Granulometría fluvial	%
				Límites de consistencia	%
				Corte directo	Kg/cm ²
				Precipitaciones	mm/h
				Periodo de retorno	años
Análisis de precipitaciones, intensidades y caudales máximos	Características de las precipitaciones en estudio	Intensidades máximas	mm/h		
		Caudales máximos	m ³ /s		
		Morfología del río	Características topográficas del río para su modelamiento	Distancia	km
				Pendiente	%
				Coefficiente de Manning	n
		Análisis de socavación	Erosión en el cauce del río	Socavación por contracción	m
Socavación general	m				
VD Alternativas de protección	Obras que se construyen a orillas del río con el fin de proteger de la erosión al mismo cauce o a obras aledañas	Dimensionamiento	Medidas de las alternativas de protección	Largo	m
				Ancho	m
				Profundidad	m
		Diseño estructural	Elementos estructurales	Volteo	FS
				Deslizamiento	FS
				Capacidad portante	FS
Verificación hidráulica	Verificación de la socavación	Socavación general	m		

CAPÍTULO III.

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y nivel de investigación

Este estudio tiene un enfoque cuantitativo porque se fundamenta en la recolección y análisis de datos numéricos. Se aplican procedimientos sistemáticos para medir fenómenos relacionados con la profundidad de la socavación general, utilizando modelos de simulación. Estos datos permiten evaluar objetivamente la magnitud del problema y analizar el impacto de las alternativas de protección propuestas.

La investigación es de tipo aplicada, ya que su finalidad principal es generar soluciones prácticas y efectivas basadas en conocimientos existentes. Aunque depende de los avances de la investigación básica, este estudio busca llevar esos conocimientos al terreno práctico, proponiendo alternativas de protección específicas para mitigar la socavación en el río Chotano. Se trata de un proceso orientado a “conocer para hacer”, donde el resultado esperado es la identificación de medidas que garanticen la estabilidad del puente Chota.

El nivel de la investigación es descriptivo porque se enfoca en detallar las características y propiedades del fenómeno bajo estudio. A lo largo del análisis, se describen los parámetros hidráulicos, geomorfológicos y estructurales relacionados con la socavación y las alternativas de protección. Aunque mide y analiza las variables relevantes, no busca establecer relaciones causales entre ellas. En este caso, la descripción precisa de los resultados permite comprender el comportamiento de la socavación y evaluar las medidas propuestas.

Tabla 7*Tipos de Investigación*

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 desarrolló bajo un diseño descriptivo causal simple. Este enfoque permitió analizar una muestra específica, representada por el cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, donde se evaluaron inicialmente los fenómenos de socavación general. En este diseño, la característica principal fue describir el comportamiento de la socavación en el cauce antes y después de implementar las alternativas de protección. Las obras de protección, como gaviones, muros de contención y revestimiento de roca en el fondo del cauce, representaron la intervención que alteró las condiciones del fenómeno, permitiendo evaluar cómo estas medidas mitigaron la erosión. De esta manera, la causa del fenómeno de interés fue atribuida a las propuestas implementadas, y los cambios observados en la socavación actuaron como el efecto.

$$M \leftarrow XY \tag{97}$$

Donde, M muestra, X variable independiente socavación (codependiente 1), Y variable dependiente, alternativas de protección (codependiente 2).

3.3. Métodos de investigación

La investigación utilizó un enfoque cuantitativo con los métodos sintético-analítico y determinista. El enfoque cuantitativo permitió estructurar el estudio mediante procedimientos sistemáticos orientados a la recolección y análisis de datos numéricos. En este caso, se evaluaron parámetros hidráulicos e hidrológicos, como la socavación del cauce, utilizando herramientas de simulación. Los resultados obtenidos permitieron fundamentar las propuestas de alternativas de protección en términos de su capacidad para reducir la erosión.

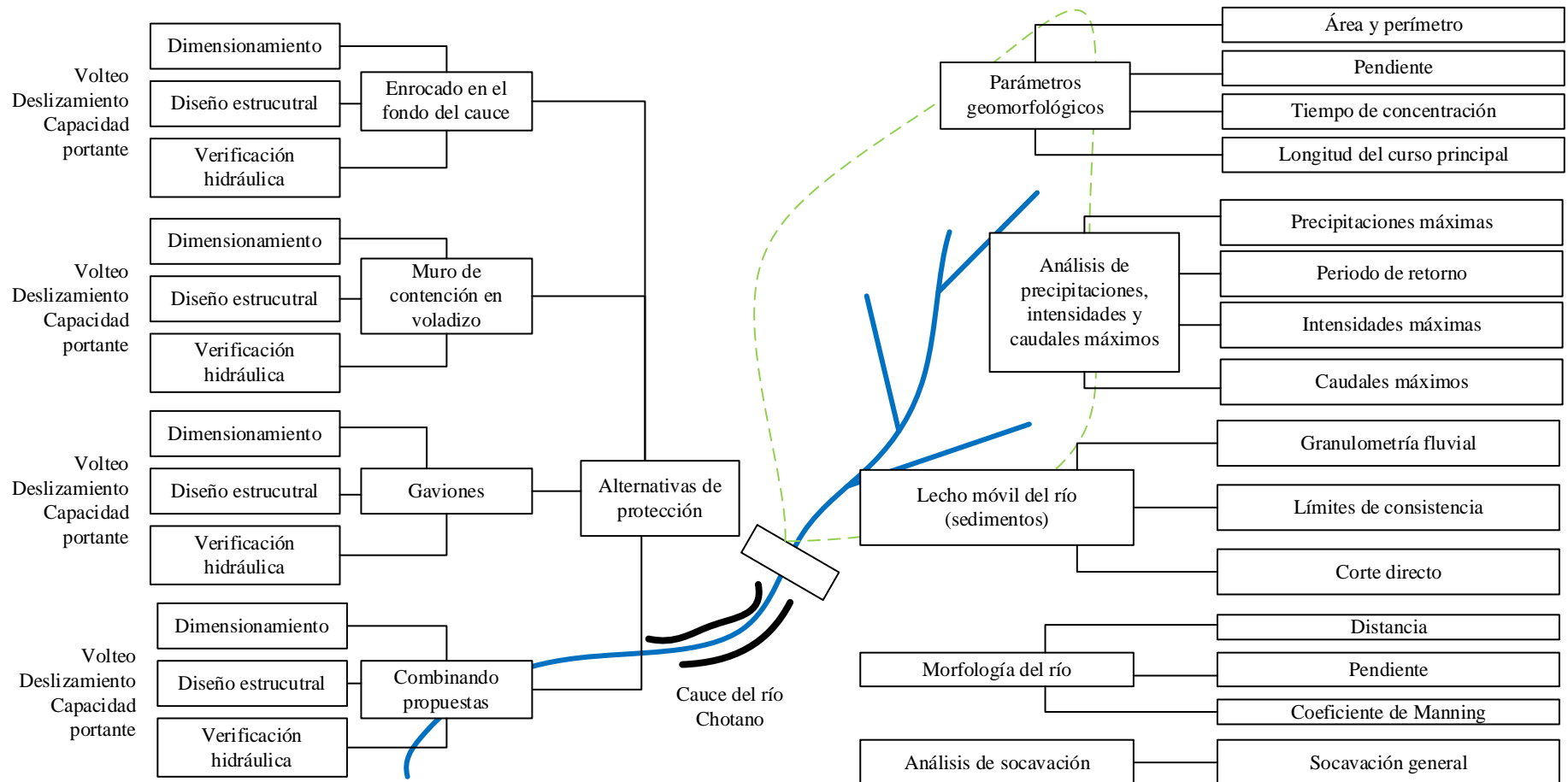
Por su parte, el método determinista se aplicó al realizar simulaciones y cálculos precisos de los parámetros de interés. Este método se centró en establecer relaciones causa-efecto definidas, como el impacto de las obras de protección sobre la disminución de la socavación. Los modelos empleados consideraron condiciones específicas del río Chotano, lo que permitió identificar las soluciones más eficaces basadas en un análisis técnico riguroso.

Finalmente, el método sintético-analítico integró y desglosó la información. Por un lado, el análisis descompuso el fenómeno de la socavación en sus componentes individuales para comprender su comportamiento y efectos. Por otro lado, la síntesis permitió integrar estos hallazgos para desarrollar propuestas de diseño, combinando elementos de ingeniería hidráulica y estructural. Siendo así, los métodos utilizados permitieron demostrar si las alternativas de protección diseñadas protegen al puente Chota contra la socavación del cauce del río Chotano (socavación general).

En la Figura 25 se presenta el esquema del diseño de investigación.

Figura 25

Diseño de Investigación Descriptivo Causal Simple



3.4. Población, muestra y muestreo

3.4.1. Población

La población de esta investigación está constituida por los ríos y quebradas de paso de los puentes de la carretera vecinal Cochabamba, provincia de Chota, al Cruce a Valle Callacate, provincia de Cutervo (Figura 26). Estos cauces son:

Progresiva 1+900, río Chotano, 01 puente de 20.00 ml;

Progresiva 5+725, quebrada Salas, 01 puente de 17.50 ml;

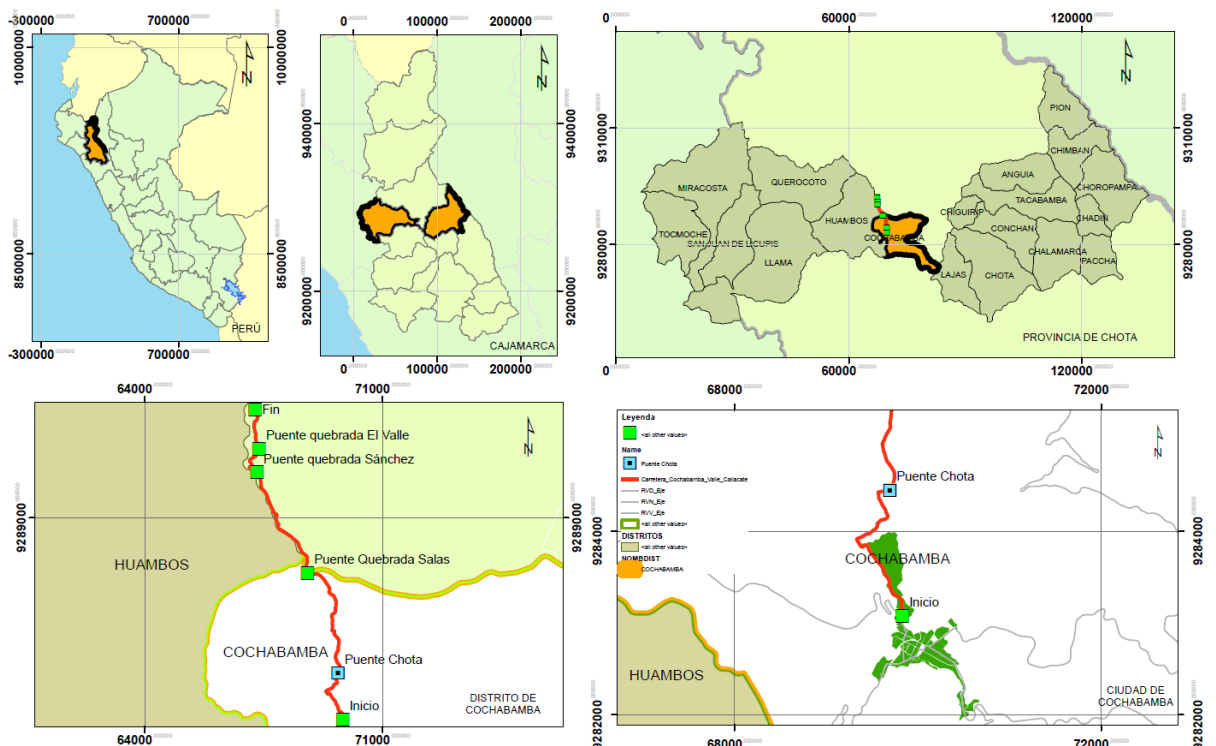
Progresiva 7+540, quebrada Sánchez, 01 pontón de 13.00 ml;

Progresiva 9+320, quebrada el Valle, 01 pontón de 12.00 ml.

Figura 26

Mapa de Ubicación de los Ríos y Quebradas en el Camino Vecinal

Cochabamba – Valle Callacate



Nota: Punto de Inicio: Km 0+000: Cochabamba: Coordenadas UTM (733631.739 m E; 9284237.018 m S), Punto Final: Km 11+633.55: Cruce a Valle Callacate Coordenadas UTM (731166.873 m E; 9293359.296 m S).

3.4.2. Muestreo

El muestreo utilizado en esta investigación es de tipo no probabilístico intencional, ya que se seleccionó un tramo específico del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota debido a su relevancia para el estudio. Este tramo fue elegido porque presenta un problema crítico de socavación, lo que lo hace representativo y relevante para evaluar las alternativas de protección propuestas, siguiendo para ello los criterios de inclusión y exclusión dados en la Tabla 8.

Tabla 8

Criterios de Inclusión y Exclusión

Criterio de Inclusión	Criterio de Exclusión
Puentes en la carretera Cochabamba, distrito de Chota al Cruce a Valle Callacate, distrito de Cutervo	Puentes en otras carreteras disimiles a la carretera Cochabamba, distrito de Chota al Cruce a Valle Callacate, distrito de Cutervo
Cauces que visualmente presenten rasgos de erosión, socavación o sedimentación en el emplazamiento del puente.	Cauces que visualmente no presenten rasgos de erosión, socavación o sedimentación en el emplazamiento del puente.
Cauces que requieran alternativas de protección frente a erosión y socavación.	Cauces que requieran alternativas de protección frente a erosión y socavación.

3.4.3. Muestra

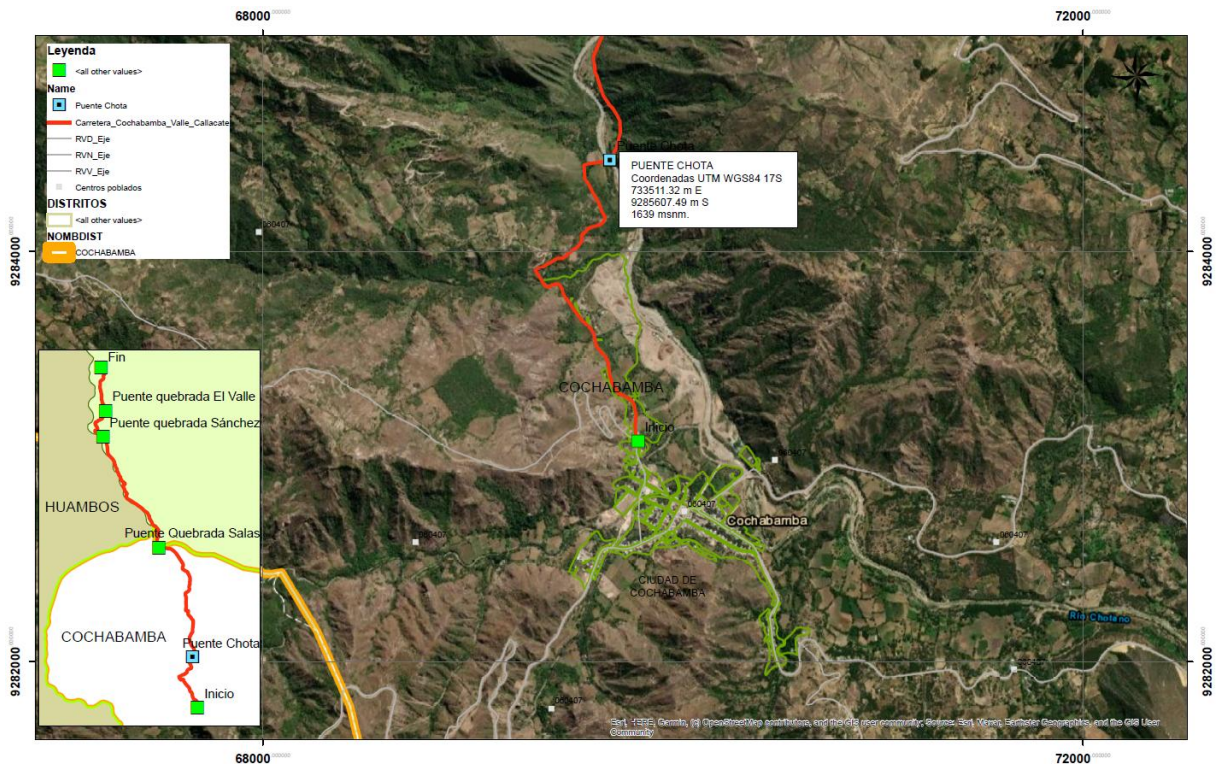
La muestra corresponde al tramo del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota. El puente Chota se ubica geográficamente en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S, a 1639 msnm, distrito de Cochabamba, provincia de Chota, a 1,900 m de la ciudad de Cochabamba, tal como se muestra en la Figura 27.

Si bien se realizó el levantamiento topográfico desde el punto de emplazamiento del puente Chota, 500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo (1,000

km lineales), el tramo de evaluación y muestra de estudio correspondió solamente a 12 veces el ancho del río en la dirección aguas arriba (264 m) y 6 veces el ancho del río en la dirección aguas debajo (132 m) de acuerdo a lo establecido en el manual de “Hidrología, Hidráulica y Drenaje” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC, 2018). Este tramo incluye las características específicas del lecho, los márgenes y el flujo en la zona proyectada para la construcción del puente, que se analizaron detalladamente para medir la socavación inicial, diseñar las alternativas de protección (enrocado en el fondo del cauce, muros en voladizo, gaviones y su combinación) y evaluar los efectos de estas sobre el fenómeno de socavación general (erosión).

Figura 27

Mapa de Ubicación del Puente Chota, en el Camino Vecinal Cochabamba – Valle Callacate



Nota: El puente Chota se ubica en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S, a 1639 msnm (para más detalle ver el mapa de ubicación en anexos).

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

a. Observación

La observación fue una técnica clave para evaluar las condiciones iniciales del cauce del río Chotano. Se registraron las características visuales del río, como los patrones de flujo, las áreas más afectadas por la socavación, y las condiciones físicas del lecho y los márgenes para definir el coeficiente de Manning en el tramo.

b. Medición: Topo-batimetría del río

La topo-batimetría del río consistió en medir el terreno en el tramo del río estudiado para delimitar su trayecto y características geométricas. Utilizando equipos de topografía (GPS diferencial) y software especializado como Civil 3D, se generó un modelo digital del cauce, el cual sirvió como base para los análisis hidráulicos y el diseño de las alternativas de protección.

c. Estudio de mecánica de suelos fluvial (EMS)

El estudio de mecánica de suelos incluyó ensayos de laboratorio para clasificar y caracterizar el material del lecho del río según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El parámetro más importante del estudio de mecánica de suelos fue la gradación o distribución de partículas del suelo, debido a que, esta información influye en la socavación del cauce.

d. Análisis hidrológico e hidráulico

El análisis hidrológico e hidráulico se realizó para comprender el comportamiento del río y estimar los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno. Este estudio incluyó:

- Delimitación de la cuenca hidrográfica: Para identificar el área de captación del río Chotano.

- Estimación de factores geomorfológicos: Como la pendiente, la longitud del cauce y la densidad de drenaje.
- Análisis estadístico de precipitaciones máximas: Basado en registros de la estación meteorológica de Cochabamba.
- Estimación del caudal máximo: Utilizando métodos hidrológicos como el Racional Modificado.
- Modelamiento del cauce en HEC-RAS: Para simular el comportamiento del flujo y calcular la profundidad de socavación general. Este análisis permitió establecer la magnitud del problema y las condiciones hidráulicas a las que se someterían las alternativas de protección.

e. Diseño de las alternativas de protección contra la socavación

El diseño de las alternativas se realizó mediante el software GEO5, que permitió pre-dimensionar y modelar las soluciones propuestas, tales como enrocados, muros de contención, gaviones y combinaciones de estas. Las alternativas fueron diseñadas con base en la profundidad de socavación estimada, asegurando su funcionalidad para tiempos de retorno de 140 y 500 años. Posteriormente, las propuestas se modelaron en HEC-RAS para evaluar su efectividad en la reducción de la socavación en el cauce del río.

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

a. Cuaderno de registro

El cuaderno de registro fue una herramienta esencial para anotar las observaciones realizadas durante las visitas al sitio de estudio. Se utilizó para documentar las características visuales del cauce, como patrones de flujo, erosión en los márgenes, presencia de sedimentos y condiciones generales del terreno. Estas anotaciones sirvieron como base para identificar el coeficiente de Manning.

b. Cuaderno de campo

Durante el levantamiento topográfico, el cuaderno de campo se empleó para registrar medidas directas obtenidas con equipos de topografía, como coordenadas de BMS, puntos fijos, ubicación de estacionamiento del GPS diferencial. Esta información fue clave para delimitar el trayecto del río y generar un modelo digital del terreno en software especializado (Civil 3D).

c. Informe de mecánica de suelos fluvial

El informe de mecánica de suelos fluvial consolidó los resultados de los ensayos de laboratorio y campo realizados para caracterizar el suelo del lecho del río y del talud. Este documento incluyó análisis granulométricos, límites líquido y plástico, y gradación del material, los cuales permitieron caracterizar el suelo.

d. Informe de estudio hidrológico e hidráulico

Recopiló los resultados obtenidos en el análisis de la cuenca hidrográfica, el modelamiento del cauce y la estimación de caudales máximos. Este documento incluyó aspectos como la delimitación de la cuenca, el análisis de precipitaciones máximas, el cálculo de factores geomorfológicos y la simulación del flujo en HEC-RAS. Los datos de este informe fueron fundamentales para cuantificar la magnitud de la socavación y evaluar el impacto de las propuestas de protección.

e. Hojas de cálculo del diseño de alternativas de protección

Las hojas de cálculo fueron utilizadas para registrar y procesar los datos necesarios en el diseño de las alternativas de protección. Incluyeron fórmulas y cálculos relacionados con el dimensionamiento de enrocados, gaviones y muros de contención. También se emplearon para validar la estabilidad de estas estructuras frente a los parámetros hidráulicos obtenidos del modelamiento, como la velocidad del flujo y las fuerzas de arrastre.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

3.6.1. Proceso de obtención de los datos

3.6.1.1. Descripción del lugar

El camino vecinal que conecta Cochabamba con el Cruce Valle Callacate recorre una región caracterizada por una topografía diversa y compleja, atravesando quebradas y cursos de agua temporales que interceptan su trazado en varios puntos. Uno de los tramos más significativos se encuentra en la progresiva 1+900, donde el río Chotano requiere la construcción de un puente de 20 metros de luz (Expediente técnico, 2017). A lo largo de su recorrido, esta vía se desarrolla por terrenos de variada elevación, alternando entre áreas onduladas y zonas accidentadas. La ruta cruza tanto la margen izquierda como la derecha del río, lo que incrementa los desafíos técnicos para la implementación de obras de infraestructura debido a las condiciones naturales del área.

El distrito de Cochabamba presenta un clima seco y templado, predominando días soleados durante gran parte del año. La temperatura promedio máxima alcanza los 32°C, mientras que la mínima puede descender a 15°C, según los registros de la estación meteorológica de Cochabamba. Durante el período de lluvias, que comprende los meses de diciembre a abril, se observa un crecimiento significativo de la vegetación natural, conformada principalmente por especies arbóreas, arbustivas y pastizales. En las partes altas de la cuenca se destacan grandes extensiones de pasto, junto con arbustos nativos que son característicos de la región andina.

El emplazamiento del puente Chota se localiza en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S, a una altitud de 1639 msnm. Este sitio se encuentra a 1,900 metros de la ciudad de Cochabamba, en el distrito

homónimo, dentro de la provincia de Chota. Anteriormente, este lugar contaba con un puente de madera sostenido por estribos de concreto ciclópeo. Sin embargo, en el marco del proyecto de mejoramiento y construcción del camino vecinal, iniciado en 2021, el puente fue demolido con la finalidad de reemplazarlo por una estructura más moderna y adecuada a las demandas del tránsito y las condiciones del río.

El desarrollo de las obras se vio obstaculizado por eventos climáticos extremos. Las intensas precipitaciones pluviales registradas durante el proceso provocaron cambios significativos en la sección del cauce del río Chotano. Estas modificaciones naturales complicaron la ejecución del proyecto, ya que la nueva configuración del río no se ajustaba al diseño previsto en el expediente técnico. Ante esta situación, se tomó la decisión de reconstruir de manera provisional el puente de madera previamente demolido, lo que permitió restablecer la conectividad temporalmente.

En la actualidad, el puente de madera sigue siendo una solución provisional, ya que no cumple con los requisitos de una infraestructura definitiva capaz de resistir los fenómenos hidrológicos de la zona. Las imágenes presentadas ilustran el impacto de las fuertes lluvias en el cauce del río, así como las condiciones actuales del puente y su entorno. Esta problemática subraya la necesidad de implementar un diseño que contemple tanto las dinámicas hidrológicas como los riesgos de socavación, con el objetivo de garantizar la estabilidad y funcionalidad del puente a largo plazo por medio de alternativas de protección contra la socavación.

Figura 28

Vista del Puente Chota, antes del Proyecto



Figura 29

Vista del emplazamiento del Puente Chota, después del Proyecto



3.6.1.2.Descripción del puente Chota

El puente Chota es una infraestructura diseñada como un puente viga losa apoyado en estribos de concreto armado. Su diseño cumple con los estándares establecidos por la Norma AASHTO de 1996, y está preparado para soportar cargas vehiculares de tipo HL-93 y una carga peatonal viva de 510 kg/cm². A continuación, se presentan las características técnicas del puente: (Expediente técnico, 2017)

Tabla 9

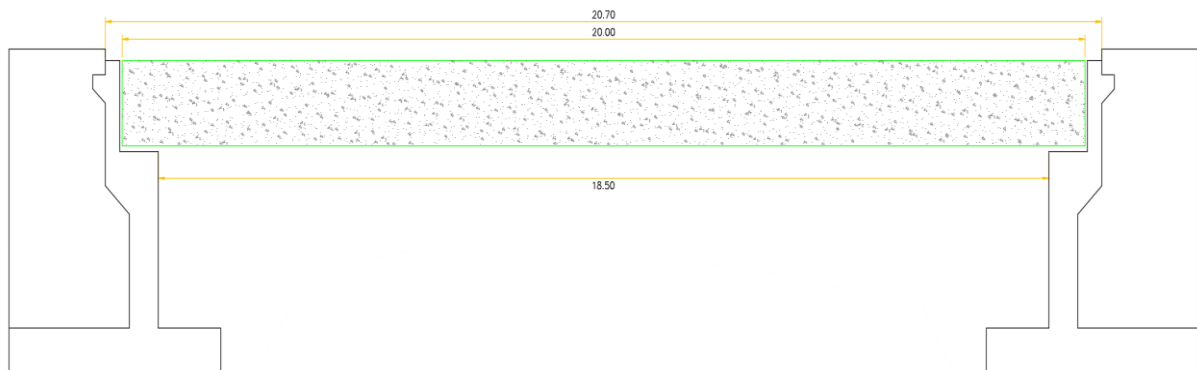
Características del Puente Chota

Características del puente Chota	Detalles
Luz	20.00 m
Vehículo de diseño	HL-93
Carga peatonal	510 kg/cm ²
Ancho de calzada	6.00 m
Veredas	1.10 m x 0.20 m
Ancho total	8.20 m
Apoyos	Un apoyo fijo y un apoyo móvil

Nota: (Expediente técnico, 2017).

Figura 30

Vista en Elevación del Puente Chota



Nota: (Expediente técnico, 2017).

En el caso del puente Chota, los estribos presentan una altura de 4.90 m y una cimentación con un talón de 0.80 m. No obstante, debido a los efectos de la erosión y la socavación en el cauce, la longitud del puente aumentó de 20 m a 22 m. Este cambio en las condiciones del terreno motivó el rediseño de los estribos, adaptándolos a las nuevas condiciones de campo.

Tabla 10

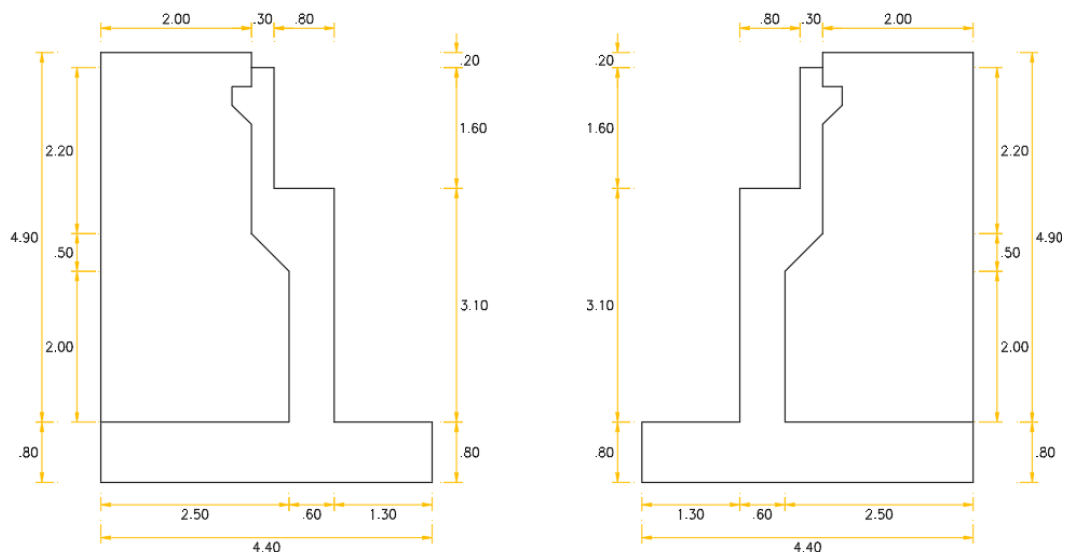
Modificaciones en las Dimensiones del Puente Chota

Elemento	Detalles	
Longitud del puente (m)	20	22
Estribos (altura) (m)	4.90	4.90
Talón de cimentación (m)	0.80	2.20

En la Figura 31, se presenta el detalle inicial de los estribos diseñado según el expediente técnico de 2017. Asimismo, en el anexo se describen las nuevas dimensiones y características del puente, adaptadas a las condiciones actuales del cauce. Estos ajustes son necesarios para cubrir la nueva longitud del cauce.

Figura 31

Pre dimensionamiento de los Estribos del Puente Chota



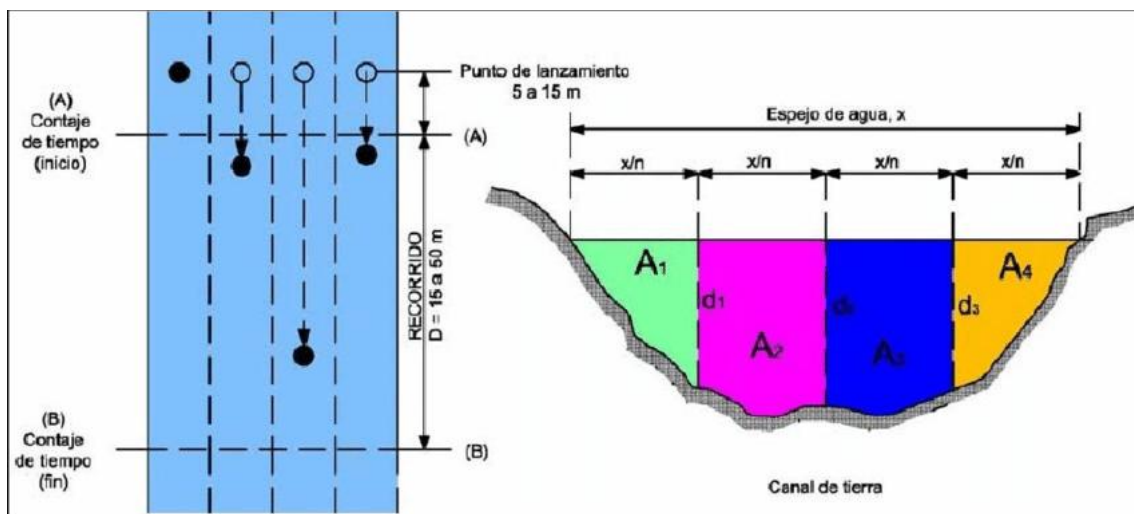
Nota: (Expediente técnico, 2017).

3.6.1.3. Topo-batimetría del río

Para determinar la sección transversal del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, así como para analizar las características del lecho y sus márgenes, se llevó a cabo una topo-batimetría. Este procedimiento abarcó un tramo de 500 metros aguas arriba y 500 metros aguas abajo del puente, con la finalidad de obtener información precisa sobre la geometría del cauce y elaborar planos detallados en el software Civil 3D 2022. La información obtenida permitirá una adecuada evaluación hidráulica y el diseño de las alternativas de protección contra la socavación en la zona de estudio.

Figura 32

Representación Gráfica de la Toma de Puntos en la Sección del Río



a) Equipos, materiales e instrumentos

- GPS Diferencial Chaina i90
- GPS de mano
- Cinta métrica
- Piquetes de señalización
- Software Civil 3D 2022
- Esmalte de color rojo para señalar BMS, puntos fijos y otros.

b) Procedimiento

- Se realizó un recorrido inicial de la zona de estudio, delimitando un tramo de 500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo del emplazamiento del puente Chota. Se identificaron las áreas clave para tomar puntos en el eje y bordes del río, así como en el cauce.
- Se colocaron piquetes de señalización en los puntos estratégicos del río, incluyendo los márgenes del cauce, para facilitar el levantamiento topográfico. Así mismo, se demarcaron BMS y puntos fijos.
- Utilizando el GPS Diferencial Chaina i90, se midieron coordenadas precisas de los puntos marcados en el terreno. Para cada punto, se registraron las coordenadas UTM y las cotas altimétricas, asegurando precisión en los datos capturados.
- Se tomaron puntos adicionales dentro del cauce del río, particularmente en las zonas más profundas, para captar la topografía sumergida. Este procedimiento incluyó mediciones de profundidad en el lecho del río mediante la técnica de nivelación.
- Los datos recolectados fueron revisados en campo para verificar consistencia y precisión. Se tomaron mediciones adicionales en las zonas con posibles inconsistencias, asegurando la fiabilidad de los resultados.
- Los datos topográficos fueron procesados en el software Civil 3D 2022. Se elaboraron planos detallados que incluyeron las secciones transversales del cauce, las curvas de nivel, y un modelo digital del terreno (MDT) del tramo analizado.
- Los planos generados se revisaron y ajustaron para asegurar que representaran fielmente las condiciones actuales del cauce del río.

Figura 33

Equipo de Campo para la Realización del Levantamiento Topográfico



Figura 34

Toma de BMS y Puntos Fijos en los Bordes del Río



3.6.1.4. Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos se realizó con el propósito de caracterizar los sedimentos del cauce y del suelo lateral del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota. Este análisis fue esencial para evaluar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, permitiendo determinar parámetros críticos para el diseño de alternativas de protección contra la socavación. Se tomaron muestras representativas del lecho y de las márgenes del río, que posteriormente fueron analizadas en el laboratorio CIEXLIAN de Chota, siguiendo normativas técnicas específicas como las de: NTP 339.127 contenido de humedad (INACAL, 2019), NTP 339.128 análisis granulométrico (INACAL, 2019), NTP 339.129 límites de consistencia (INACAL, 2019) y NTP 339.171 corte directo (INACAL, 2017).

a) Equipos, materiales e instrumentos

- Cinta métrica
- Cuchara y pala
- Recipientes metálicos
- Horno eléctrico
- Tamices (Juego de tamices N° 40 y otros)
- Copa Casagrande
- Caja de corte
- Balanza digital
- Dispositivo de aplicación de carga

b) Estudio de la granulometría fluvial de los sedimentos en el cauce del río

- Se seleccionaron tres puntos representativos para la recolección de muestras: uno en el emplazamiento del puente (CA-02), uno aguas arriba (CA-01), y otro aguas abajo (CA-03).

Tabla 11*Ubicación de las Calicatas en el Cauce Fluvial*

Calicata	Este (m E)	Norte (m S)	Altura (msnm)
CA-01	733530.925	9285618.471	1635.90
CA-02	733518.176	9285609.219	1635.70
CA-03	733510.889	9285617.399	1635.60

- En cada punto, se extrajo material fino y grueso del lecho mediante calicatas de 40 cm de profundidad.
- Las muestras recolectadas fueron almacenadas en recipientes sellados y etiquetadas adecuadamente para garantizar su trazabilidad.
- Posteriormente, estas muestras fueron enviadas al laboratorio CIEXLIAN, donde se realizó el análisis granulométrico conforme a la NTP 339.128 (INACAL, 2019), diferenciando entre sedimentos de grano fino y grueso.

c) Estudio de mecánica de suelos lateral del cauce

- Se excavaron dos calicatas, una en el borde derecho del río (CA-02) y otra en el borde izquierdo (CA-01), ambas en el emplazamiento del puente Chota.

Tabla 12*Ubicación de las Calicatas en el Cauce Lateral (Talud)*

Calicata	Este (m E)	Norte (m S)	Altura
CA-01	733525.482	9285633.06	1641.00
CA-02	733505.49	9285615.18	1639.85

- Se recolectaron muestras alteradas del perfil de las calicatas para realizar ensayos de contenido de humedad, granulometría, y límites de consistencia en el laboratorio.
- Además, se extrajeron muestras inalteradas de las calicatas desde el fondo, destinadas a los ensayos de corte directo.

- Los ensayos de contenido de humedad, límites líquido y plástico, y granulometría se desarrollaron siguiendo las normas técnicas NTP 339.127, NTP 339.128 y NTP 339.129, respectivamente.

d) Ensayos de laboratorio

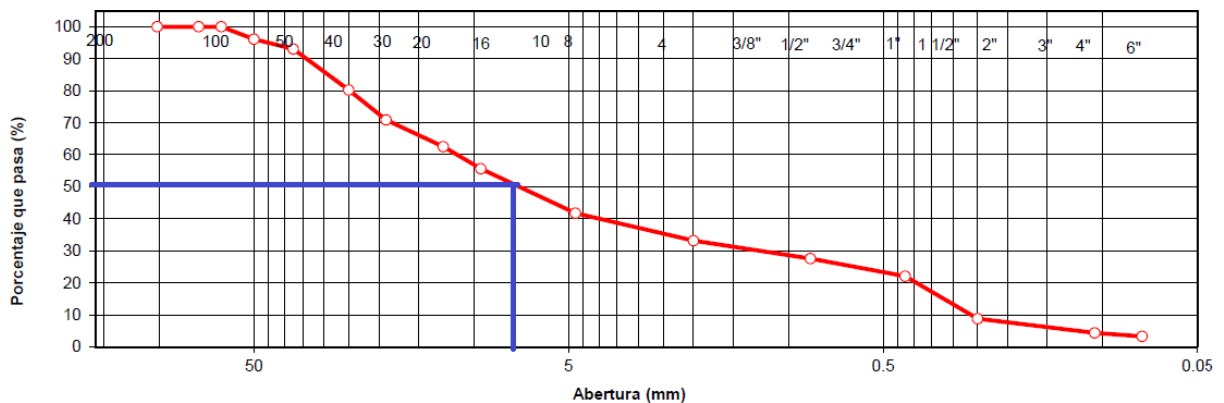
- **NTP 339.127 Contenido de humedad** (INACAL, 2019): Las muestras fueron pesadas antes y después de ser secadas en el horno a una temperatura controlada, determinando el porcentaje de humedad del suelo.
- **NTP 339.128 Análisis granulométrico** (INACAL, 2019): En el laboratorio, las muestras se pasaron a través de un juego de tamices, y se registraron los pesos de los diferentes tamaños de partículas retenidas en cada malla.
- **NTP 339.129 Límites líquido y plástico** (INACAL, 2019): Para el límite líquido, se utilizó la copa Casagrande, saturando previamente las muestras durante un día. Para el límite plástico, se formaron rollitos de suelo hasta que mostraron quiebres de 3 mm.
- **NTP 339.171 Corte directo** (INACAL, 2017): Las muestras inalteradas fueron colocadas en la caja de corte, donde se aplicó una carga normal y se realizó el corte en condiciones saturadas, siguiendo el protocolo establecido por la NTP 339.171.

e) Análisis e interpretación de resultados

Los datos obtenidos de los ensayos de gradación de los sedimentos fluviales fueron procesados para calcular principalmente el valor d_{50} , que representa el tamiz en el que se encuentra el 50% del material, y que se utiliza en el cálculo de la socavación. El sedimento fluvial está compuesto por grava de N° 4 a 3”, arena de N° 200 a N° 4 y pequeños porcentajes de finos menores al 5%.

Tabla 13*Propiedades Físicas del Sedimento Fluvial*

	CA-01	CA-02	CA-03
Bolonería	0%	0%	0%
Grava	58.25%	55.68%	57.73%
Arena	38.45%	41.12%	38.92%
A. gruesa	8.58%	8.92%	8.23%
A. media	11.08%	11.62%	11.42%
A. fina	18.78%	20.58%	19.26%
Finos < N° 200	3.29%	3.19%	3.35%

Figura 35*Gradación del Sedimento Fluvial*

Los datos obtenidos de los ensayos al suelo del borde del cauce fueron procesados para calcular parámetros como el índice de plasticidad, la granulometría del suelo y la cohesión, los cuales son esenciales para el diseño de alternativas de protección. El suelo de la calicata CA-01 corresponde a un suelo arcilloso de alta plasticidad con capacidad de carga admisible de 0.86 kg/cm² planteado para cimentación rectangular (zapatas) de 1.2 m de profundidad, mientras que, el suelo de la calicata CA-02 corresponde a un suelo limo arcilloso de baja plasticidad con capacidad de carga admisible de 1.49 kg/cm² para cimentación circular de 1.8 m de profundidad.

Tabla 14

Propiedades Físico Mecánicas del Suelo del Borde del Cauce (Talud)

	CA-01	CA-02
Humedad (%)	8.53	6.56
LL (%)	33.11	28.72
LP (%)	21.00	22.05
IP (%)	12.11	6.67
Clasificación (SUCS)	CL	CL-ML
Peso volumétrico natural (g/cm3)	1.960	2.055
Cohesión (kg/cm2)	0.301	0.112
Ángulo de fricción (°)	15.04	33.09
Profundidad de cimentación (m)	1.20	1.80
Ancho de cimentación (m)	1.20	1.50
Factor de seguridad	3.00	3.00
Capacidad de carga admisible (kg/cm2)	0.86	1.49

Figura 36.

Perfil Estratigráfico del Suelo CA-01

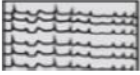

Profundidad (m)	Muestra	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN		Contenido de humedad	Límites de consistencia		
			Símbolo	Símbolo gráfico		L.L. (%)	L.P. (%)	
0.40	S/M	Material orgánico de color maron , con bajo contenido de humedad y bajo humedad y bajo grado de compactación.						
								0.10
								0.20
								0.30
3.00	C-1	Estracto clasificado en el sistema "SUCS" Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.	CL		8.53%	33.11	21.00	
								0.50
								0.60
								0.70
								0.80
								0.90
								1.00
								1.10
								1.20
								1.30
2.80								
3.00	IP	12.11						

Figura 37.

Perfil Estratigráfico del Suelo CA-02

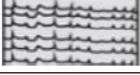

Profundidad (m)	Muestra	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN		Contenido de humedad	Límites de consistencia		
			Símbolo	Símbolo gráfico		L.L. (%)	L.P. (%)	
0.40	S/M	Material orgánico de color maron , con bajo contenido de humedad y bajo humedad y bajo grado de compactación.						
								0.10
								0.20
								0.30
3.00	C-02	Estracto clasificado en el sistema "SUCS" Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.	CL- ML		6.56%	28.72	22.05	
								0.50
								0.60
								0.70
								0.80
								0.90
								1.00
								1.10
								1.20
								1.30
2.80								
3.00	IP	6.67						

Figura 38

Ensayo de Granulometría Fluvial



Figura 39

Ensayo de Corte Directo del Suelo del Borde del Cauce (Talud)

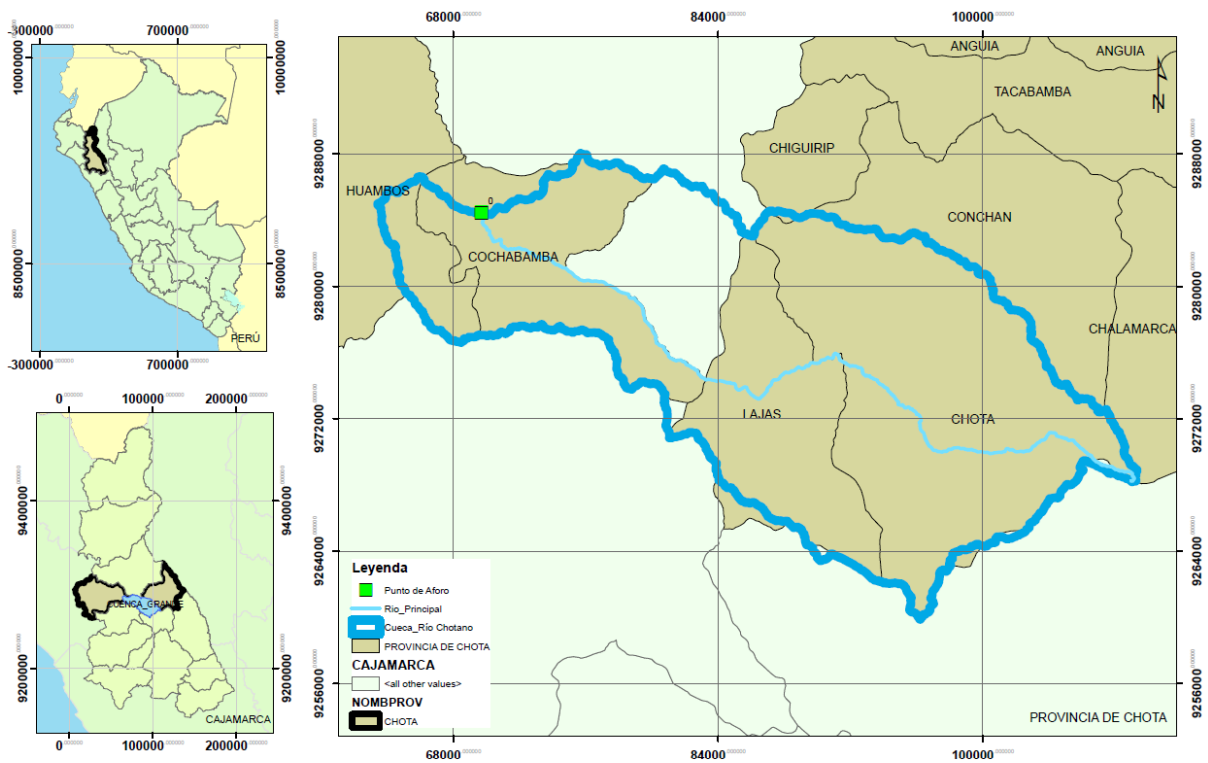


3.6.1.5. Delimitación y parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrológica

La delimitación de la cuenca hidrográfica del río Chotano y la obtención de sus parámetros geomorfológicos fueron pasos fundamentales en el análisis hidrológico de la investigación. Este procedimiento se realizó mediante el uso de herramientas digitales avanzadas como HEC-HMS, ArcGIS 10.8 y Microsoft Excel. Inicialmente, se procesaron modelos digitales de elevación (DEM) de alta resolución (5 m), los cuales permitieron una delimitación precisa de la cuenca y sus subcuencas. Posteriormente, los parámetros geomorfológicos básicos como área, pendiente y perímetro fueron calculados automáticamente en HEC-HMS, mientras que otros parámetros más complejos, como la altitud media, se determinaron utilizando ArcGIS y fórmulas específicas en Microsoft Excel, siguiendo las recomendaciones de Ortiz (2004).

Figura 40

Mapa de Ubicación de la Cuenca del Río Chotano



a) Obtención de modelos digitales de elevación (DEM)

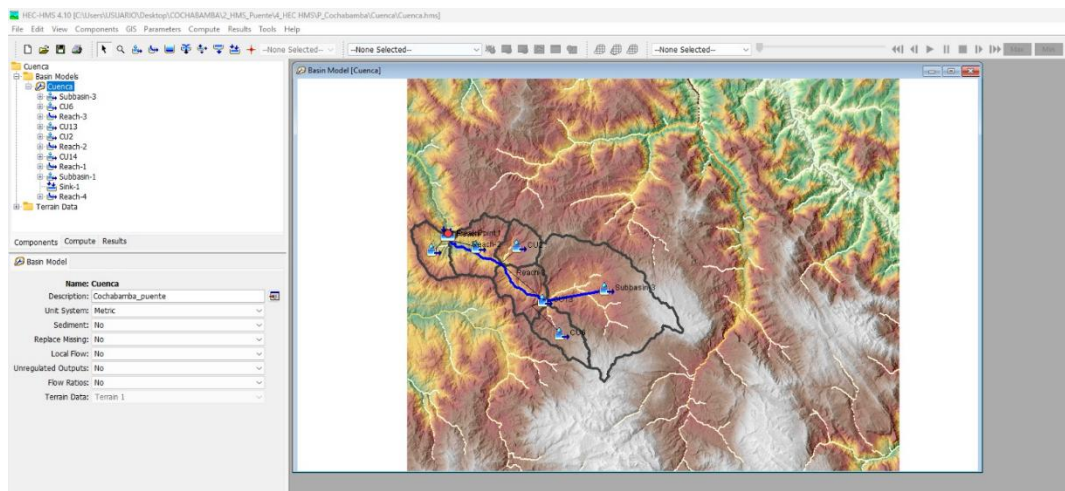
- Se accedió a la plataforma Land Viewer para seleccionar y descargar los modelos digitales de elevación (DEM) con una resolución espacial de 5 m.
- Los archivos DEM fueron revisados y organizados en la computadora, asegurándose de que cubrieran completamente la cuenca hidrográfica del río Chotano.

b) Delimitación de la cuenca en HEC-HMS

- Los DEM descargados se importaron al software HEC-HMS.
- Se utilizó la herramienta de análisis de terreno en HEC-HMS para generar una red de drenaje fluvial.
- Con base en los puntos de interés, como el emplazamiento del puente Chota, se realizó la delimitación de la cuenca principal y sus subcuencas de aforo.
- El programa calculó automáticamente los parámetros geomorfológicos básicos de la cuenca, como el área, la pendiente promedio y el perímetro.
- Los datos obtenidos se exportaron para un análisis más detallado en ArcGIS y Microsoft Excel.

Figura 41

Delimitación de la Cuenca del Río Chotano en HEC-HMS

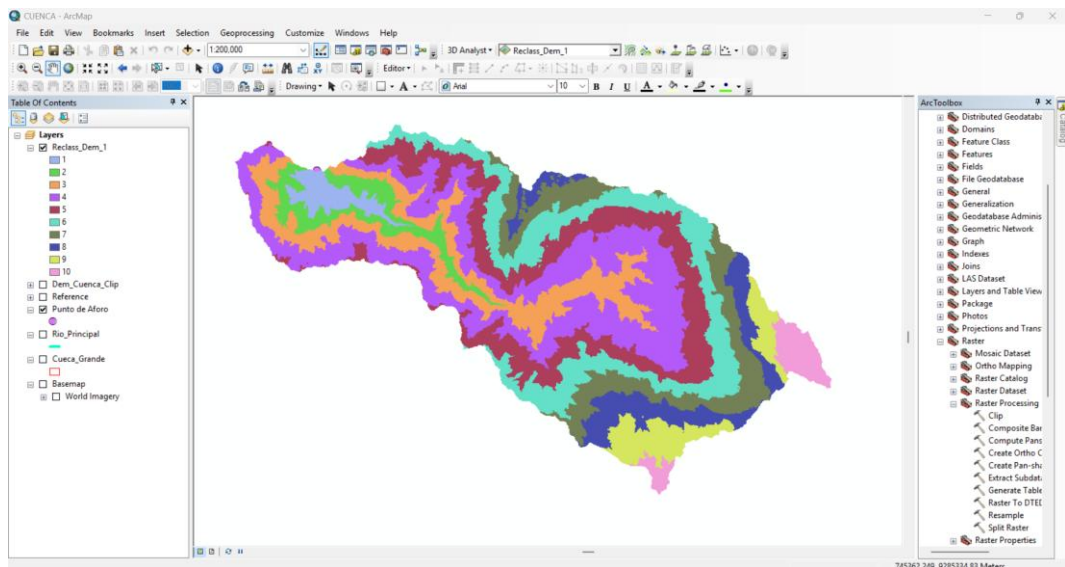


c) Transferencia de la cuenca a ArcGIS 10.8

- Los archivos georreferenciados generados en HEC-HMS se importaron a ArcGIS 10.8.
- Se utilizó la herramienta de análisis de raster para calcular la altitud media de la cuenca, empleando las ecuaciones recomendadas por Ortiz (2004).
- Los parámetros geomorfológicos adicionales obtenidos en ArcGIS se sistematizaron para ser complementados en Microsoft Excel.

Figura 42

Cuenca del Río Chotano en ArcGIS 10.8



d) Cálculo y análisis en Microsoft Excel

- Los datos obtenidos de HEC-HMS y ArcGIS se ingresaron a una hoja de cálculo en Microsoft Excel.
- Se aplicaron fórmulas para verificar los valores calculados y obtener otros índices geomorfológicos, como el coeficiente de forma, densidad de drenaje y relación de circularidad.
- Los resultados fueron tabulados y organizados para su uso en el análisis hidrológico e hidráulico de la investigación.

e) Parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Chotano

La cuenca del río Chotano tiene un área de 583.43 km², altitud media de 2,697.52 msnm, pendiente de 0.275, con cauce principal de 56.985 km, de pendiente 0.039 m/m, con lo que, se obtiene un tiempo de concentración por la ecuación de Temez de 721.70 minutos.

Figura 43

Cuenca del Río Chotano

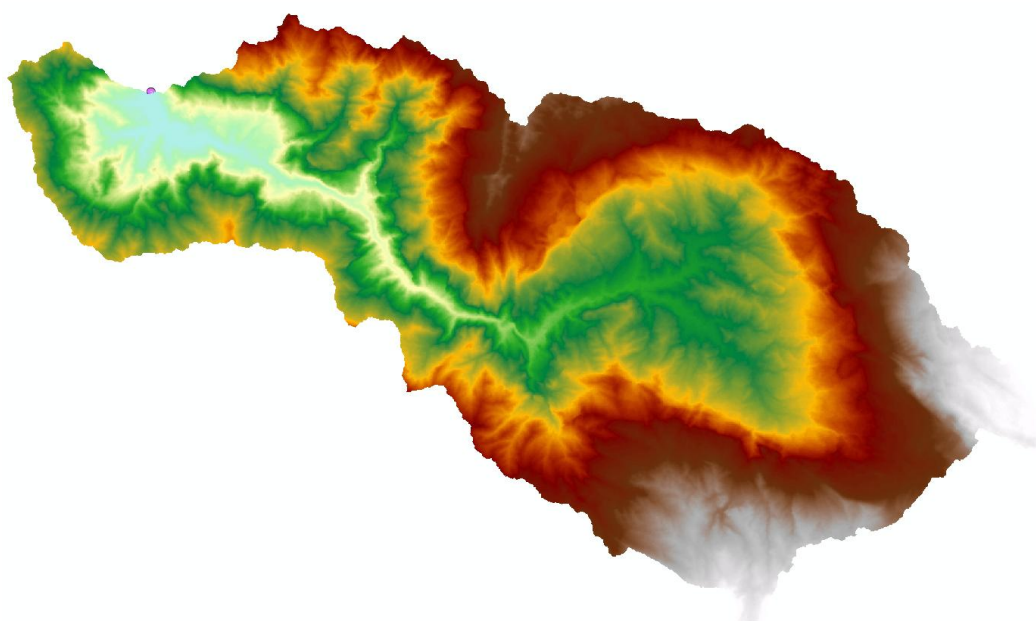


Tabla 15

Parámetros Geomorfológicos de la Cuenca del Río Chotano

Parámetro geomorfológico	Cuenca del río Chotano
Área (km ²)	583.43
Perímetro (km)	185.00
Coefficiente de compacidad	2.145
Altitud media (msnm)	2,697.52
Pendiente de la cuenca (m/m)	0.275
Longitud del máximo recorrido (km)	56.985
Pendiente del cauce principal (m/m)	0.039
Tiempo de concentración (minutos)	721.70
Coefficiente orográfico	0.0125

f) Parámetros geomorfológicos de las subcuencas que conforman la cuenca del río Chotano

Se dividió a la cuenca Chota en nueve subcuencas con áreas de 40 a 125 km², pendientes de 0.222 a 0.350 m/m, y longitudes de cauce de 10 a 20 km.

Figura 44

Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano

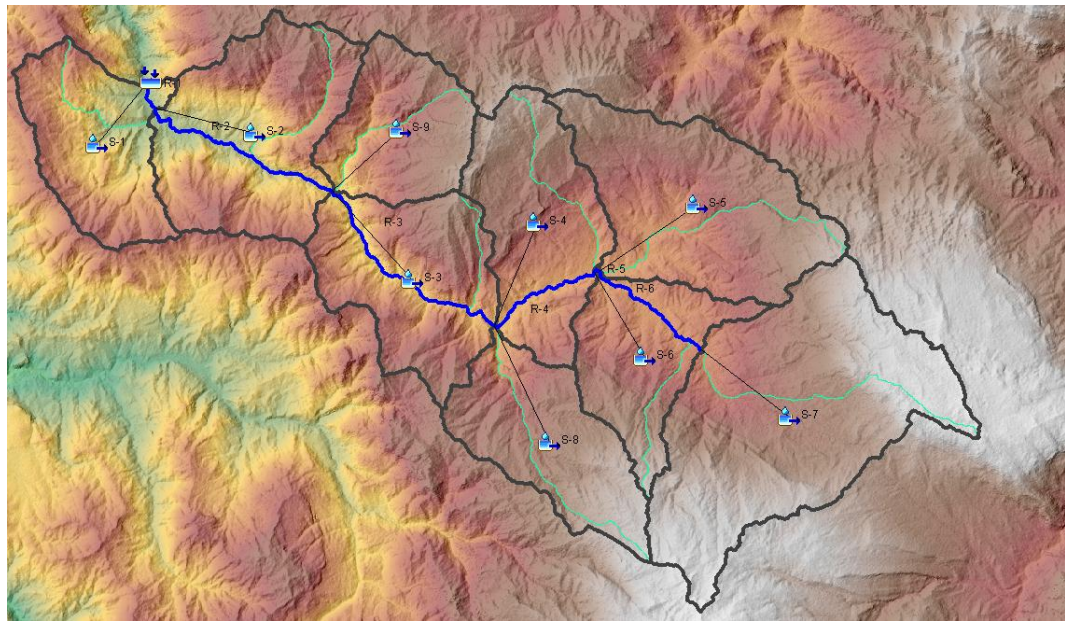


Tabla 16

Parámetros Geomorfológicos de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano

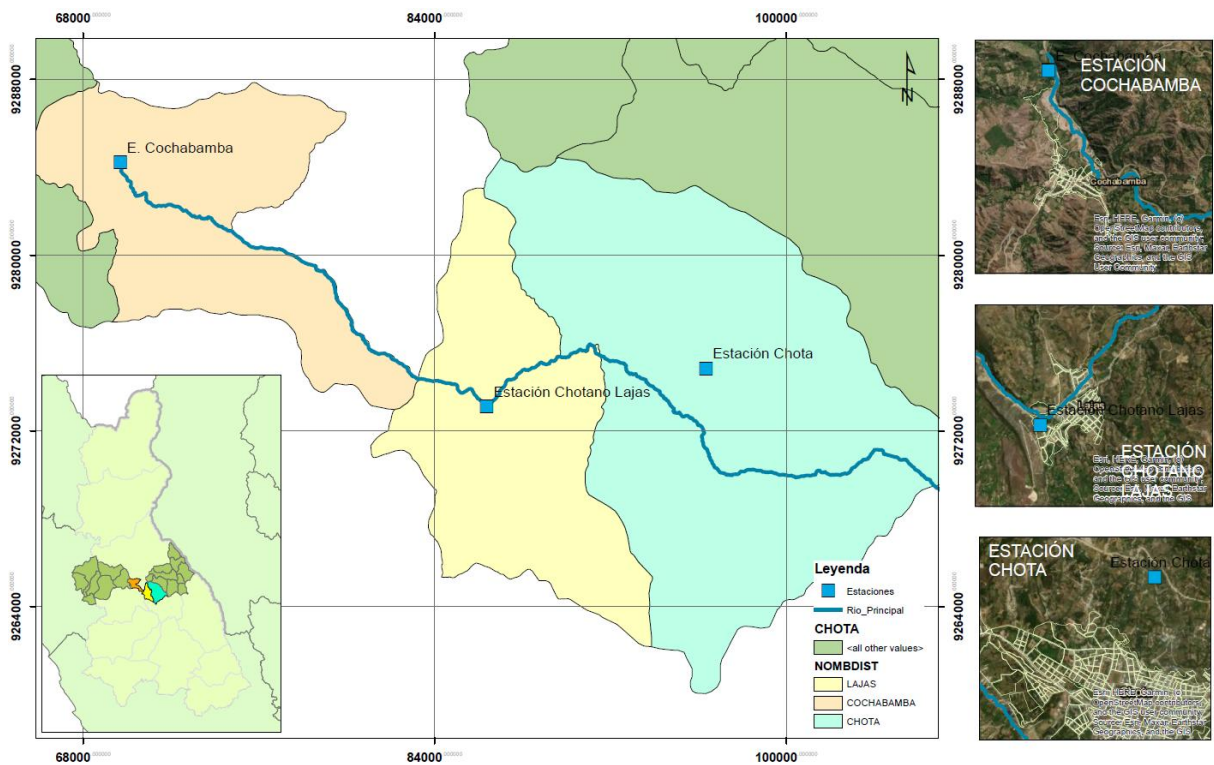
Sub cuenca	Área (Km ²)	Perímetro (km)	Pendiente cuenca (m/m)	Long cauce principal (km)	Pendiente cauce (m/m)	Abstracciones Iniciales	Témez (Horas)	Tc (min)	Lag time
S1	47.296	44.65	0.325	10.976	0.089	9.55	2.94	176.20	105.72
S2	74.703	52.98	0.347	16.558	0.075	8.18	4.14	248.40	149.04
S3	60.631	48.95	0.360	16.949	0.079	8.14	4.17	250.41	150.25
S4	59.161	50.80	0.240	18.829	0.062	8.14	4.73	283.95	170.37
S5	80.278	59.73	0.225	16.656	0.074	8.14	4.17	250.45	150.27
S6	43.821	50.00	0.222	16.187	0.080	8.14	4.02	241.10	144.66
S7	124.950	78.58	0.222	18.003	0.084	7.53	4.32	258.99	155.39
S8	50.664	48.43	0.257	16.436	0.093	8.14	3.95	237.21	142.33
S9	41.932	36.48	0.348	10.831	0.126	8.14	2.72	163.07	97.84

3.6.1.6. Delimitación del polígono de Thiessen para identificar estaciones meteorológicas ubicadas dentro de la cuenca del Río Chotano

Para el análisis hidrológico de la cuenca del río Chotano, fue necesario identificar las estaciones meteorológicas ubicadas dentro de la cuenca. Este proceso se realizó aplicando el método del polígono de Thiessen, que permite determinar la influencia de cada estación meteorológica en un área específica. La metodología incluyó la ubicación de todas las estaciones cercanas a la cuenca y la generación de polígonos de Thiessen utilizando el programa ArcGIS 10.8. Este análisis permitió verificar cuáles estaciones se encontraban dentro del área de estudio, lo que resultó esencial para la correcta evaluación de las precipitaciones y otros parámetros hidrológicos.

Figura 45

Ubicación de Estaciones Meteorológicas



a) Recopilación de datos de estaciones meteorológicas

- Se recopiló información de las estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca del río Chotano, incluyendo sus coordenadas geográficas y datos históricos de precipitaciones.
- La base de datos fue georreferenciada para su uso en ArcGIS 10.8.

b) Importación de datos a ArcGIS 10.8

- Los límites de la cuenca hidrográfica del río Chotano, previamente delimitados, se importaron al software ArcGIS 10.8 como una capa vectorial.
- Los puntos de ubicación de las estaciones meteorológicas fueron importados como una capa adicional para superponerlos con la cuenca.

c) Generación de polígonos de Thiessen

- Se utilizó la herramienta “Create Thiessen Polygons” de ArcGIS para generar polígonos de influencia alrededor de cada estación meteorológica.
- Los polígonos creados fueron analizados para identificar las áreas de influencia de cada estación y determinar cuáles se superponían con los límites de la cuenca del río Chotano.

d) Verificación de estaciones dentro de la cuenca

- Se verificó cuáles estaciones meteorológicas se encontraban parcial o totalmente dentro de la cuenca, utilizando herramientas de análisis espacial en ArcGIS.
- Las estaciones identificadas dentro de la cuenca fueron seleccionadas como las más representativas para el análisis de precipitaciones.
- Se generaron mapas temáticos que mostraban los polígonos de Thiessen y las estaciones meteorológicas seleccionadas dentro de la cuenca del río Chotano.

e) Sistematización de resultados

En la cuenca del río Chotano se encuentran tres estaciones meteorológicas estratégicamente ubicadas: la estación Chota, la estación Chotano Lajas y la estación Cochabamba (ver Tabla 17). Estas estaciones están localizadas, respectivamente, en los distritos de Chota, Lajas y Cochabamba, todos pertenecientes a la provincia de Chota. Su distribución homogénea permite obtener datos climáticos representativos para el análisis hidrológico de la cuenca.

Tabla 17

Ubicación de las Estaciones Meteorológicas de la Cuenca del Río Chotano

Distrito	Denominación de la estación	Coordenadas UTM WGS84 17S		Altitud (msnm)
		Este (m E)	Norte (m S)	
Chota	Chota	760025.00 m E	9275705.00 m S	2468
Lajas	Chotano Lajas	750035.00 m E	9274088.00 m S	2463
Cochabamba	Cochabamba	733514.00 m E	9285384.00 m S	1653

Figura 46

Polígono de Thiessen de la Cuenca del Río Chotano



3.6.1.7. Estudio hidrológico

3.6.1.7.1. Estudio hidrológico de la Estación Chota

a) Información pluviométrica

El estudio se fundamentó en la información meteorológica sobre las precipitaciones registradas en la estación Chota ubicada en el distrito de Chota, que abarca dos periodos de observación: de 1971 a 1982 y de 1994 a 2024, lo que representa un total de 43 años de datos anuales. Entre estos registros, el año 1998 destacó como el más lluvioso, con un valor máximo de precipitación acumulada de 74.3 mm.

Tabla 18

Ubicación Geográfica de la Estación Chota

Provincia	Distrito	Coord. Geográficas		Altitud (msnm)
		Latitud	Longitud	
Chota	Chota	6°32'49.6"	78°38'55.06"	2468

Figura 47

Ubicación de la Estación Meteorológica Chota

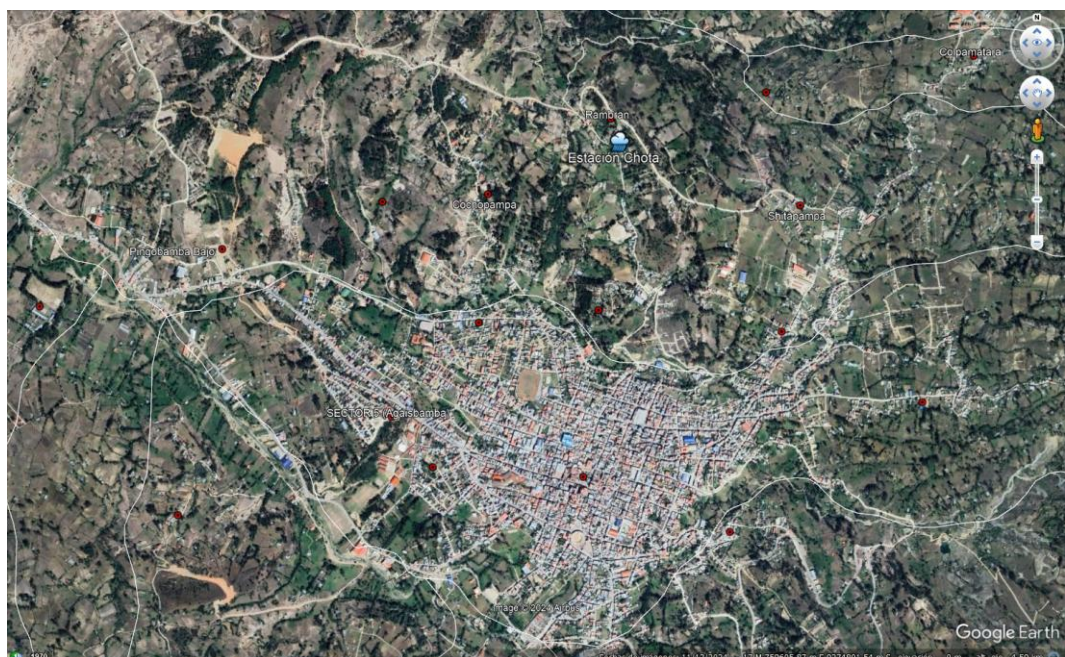
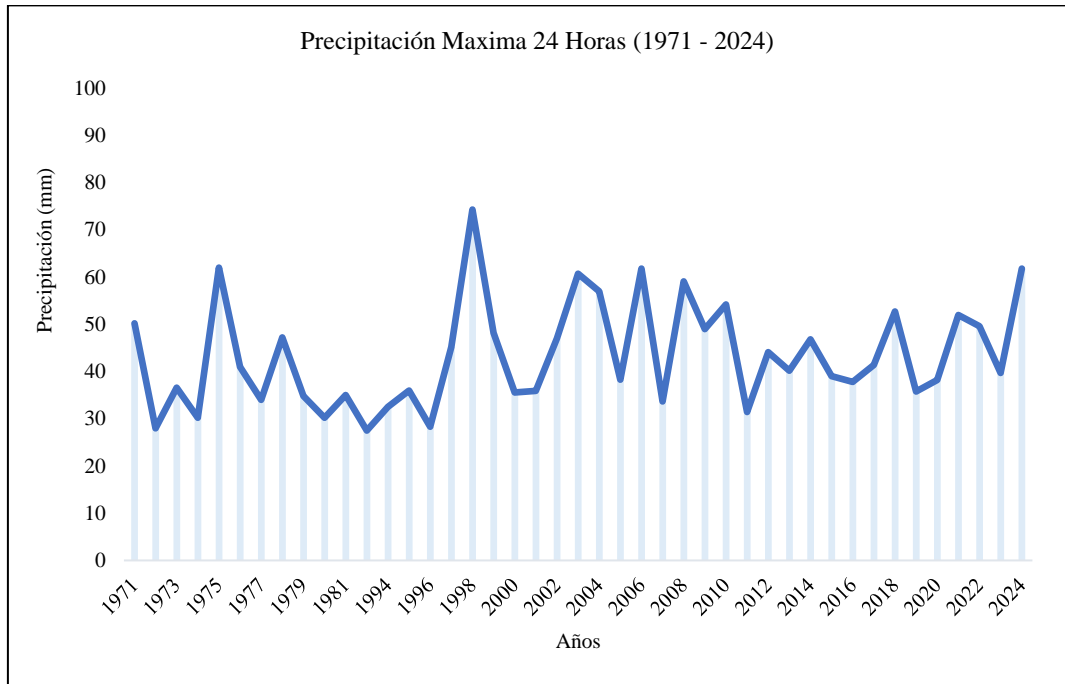


Tabla 19*Precipitación Máxima en 24 Horas Estación Chota (1971-2024)*

Año	Pmax24h
1971	50.20
1972	28.00
1973	36.60
1974	30.20
1975	62.00
1976	41.00
1977	34.00
1978	47.20
1979	34.80
1980	30.20
1981	35.00
1982	27.50
1993	32.50
1994	36.00
1995	28.30
1996	45.20
1997	74.30
1998	48.20
1999	35.60
2000	35.90
2001	47.00
2002	60.70
2003	57.00
2004	38.30
2005	61.80
2006	33.70
2007	59.10
2008	49.00
2009	54.20
2010	31.40
2011	44.10
2012	40.20
2013	46.80
2014	39.00
2015	37.80
2017	41.40
2018	52.70
2019	35.80
2020	38.20
2021	52.00
2022	49.60
2023	39.70
2024	61.80

Figura 48

Pmáx. 24 horas (1971-2024) en la Estación Chota



b) Análisis de datos atípicos (outliers)

Para analizar el registro de la precipitación máxima en 24 horas en la estación Chota, se evaluó la consistencia de los datos mediante la prueba de detección de datos atípicos (Outliers), recomendada por el Water Resources Council. Los resultados de esta evaluación confirmaron que no se identificaron datos atípicos o inconsistentes en el conjunto de la muestra, garantizando la fiabilidad de los registros para el análisis hidrológico.

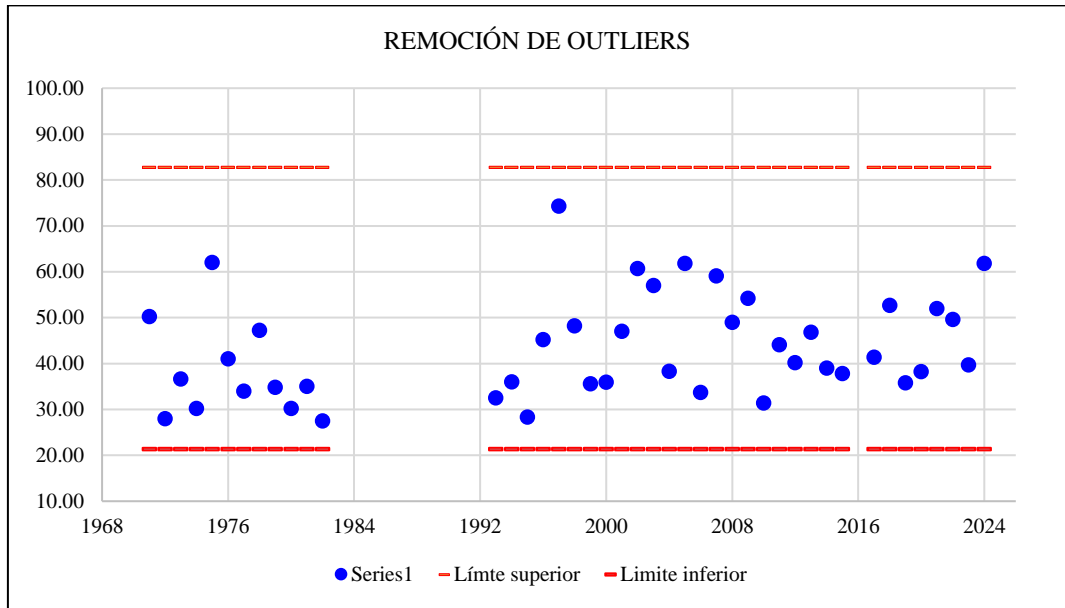
Tabla 20

Umbrales de Datos Dudosos de la Estación Chota

Umbral (Unidad Log.) Xh	Precipitación máxima aceptada	Umbral (Unidad Log.) XL	Precipitación mínima aceptada
1.92 mm	82.70 mm	1.33 mm	21.36 mm

Figura 49

Análisis de Datos Atípicos, Estación Chota



c) Corrección de P_{máx} 24 horas

Dado que los datos meteorológicos obtenidos corresponden a mediciones diarias y no a registros continuos, la Organización Meteorológica Mundial (OMM) recomienda aplicar un factor de amplificación de 1.13 a cada valor de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx} 24 horas). Esta corrección permite ajustar los registros y reflejar de manera más precisa los eventos extremos de precipitación en el análisis hidrológico.

Tabla 21

Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación Chota

Año	Factor de corrección	1.13
	P _{máx} 24 horas histórico	P _{máx} 24 horas corregido
1971	50.20	56.73
1972	28.00	31.64
1973	36.60	41.36
1974	30.20	34.13
1975	62.00	70.06
1976	41.00	46.33
1977	34.00	38.42

Año	Factor de corrección	1.13
	Pmáx 24 horas histórico	Pmáx 24 horas corregido
1978	47.20	53.34
1979	34.80	39.32
1980	30.20	34.13
1981	35.00	39.55
1982	27.50	31.08
1993	32.50	36.73
1994	36.00	40.68
1995	28.30	31.98
1996	45.20	51.08
1997	74.30	83.96
1998	48.20	54.47
1999	35.60	40.23
2000	35.90	40.57
2001	47.00	53.11
2002	60.70	68.59
2003	57.00	64.41
2004	38.30	43.28
2005	61.80	69.83
2006	33.70	38.08
2007	59.10	66.78
2008	49.00	55.37
2009	54.20	61.25
2010	31.40	35.48
2011	44.10	49.83
2012	40.20	45.43
2013	46.80	52.88
2014	39.00	44.07
2015	37.80	42.71
2017	41.40	46.78
2018	52.70	59.55
2019	35.80	40.45
2020	38.20	43.17
2021	52.00	58.76
2022	49.60	56.05
2023	39.70	44.86
2024	61.80	69.83

d) Análisis de frecuencias

En el análisis de frecuencias para predecir el comportamiento de la precipitación en la zona de estudio, se ha utilizado el Software Hidroesta. Se ha comprobado el modelo de distribución que mejor se ajusta a los datos meteorológicos de la estación Chota, siendo en este caso el método seleccionado Log-Pearson tipo III, debido a que presente el menor delta teórico.

Tabla 22*Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Chota*

Distribución teórica de probabilidades	Estimación de parámetros		
	Δ teórico	Δ tabular	¿Se ajustan los datos?
Normal	0.1147	0.2074	SÍ
Log-Normal de 2 parámetros	0.0768	0.2074	SÍ
Log-Normal de 3 parámetros	0.0833	0.2074	SÍ
Gamma (2 parámetros)	0.0897	0.2074	SÍ
Gamma generalizada (3 parámetros)	0.0715	0.2074	SÍ
Log-Pearson tipo III	0.0656	0.2074	SÍ
Gumbel	0.0718	0.2074	SÍ
Log-Gumbel	0.1102	0.2074	SÍ

e) Hietograma de diseño

Las precipitaciones asociadas a diferentes tiempos de retorno se determinaron utilizando la distribución teórica de probabilidades Log-Pearson tipo III. Este modelo permitió ajustar los datos históricos de precipitación.

Tabla 23*Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Chota*

Periodo de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (q)	Precipitación correspondiente XT (mm)
2	0.500	52.23
5	0.200	58.38
10	0.100	65.80
20	0.050	72.87
30	0.033	76.93
50	0.020	82.02
80	0.013	86.71
100	0.010	88.93
140	0.007	92.31
175	0.006	94.54
200	0.005	95.86
500	0.005	105.14

Figura 50

Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 50 años), Estación Chota

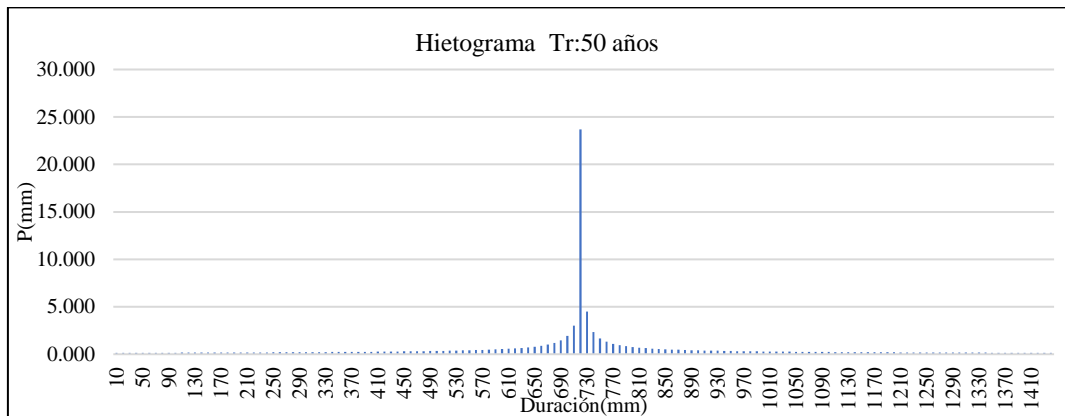


Figura 51

Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 140 años), Estación Chota

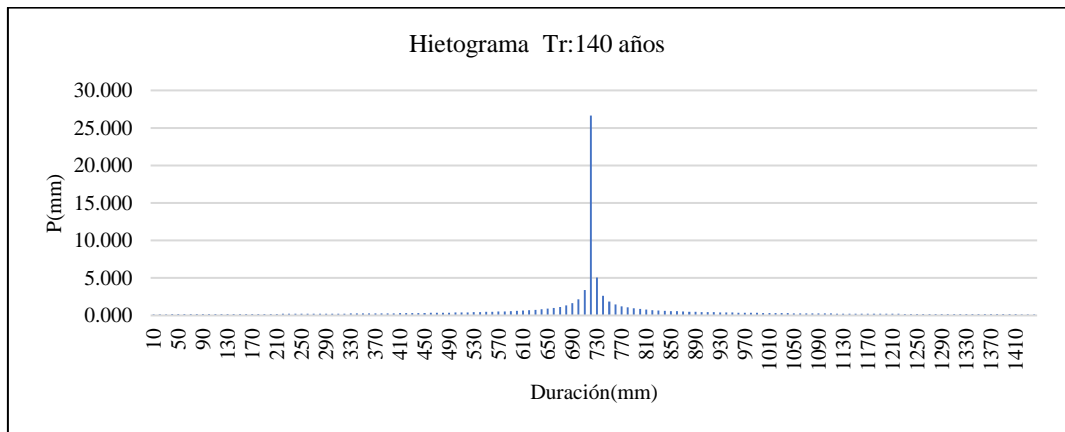
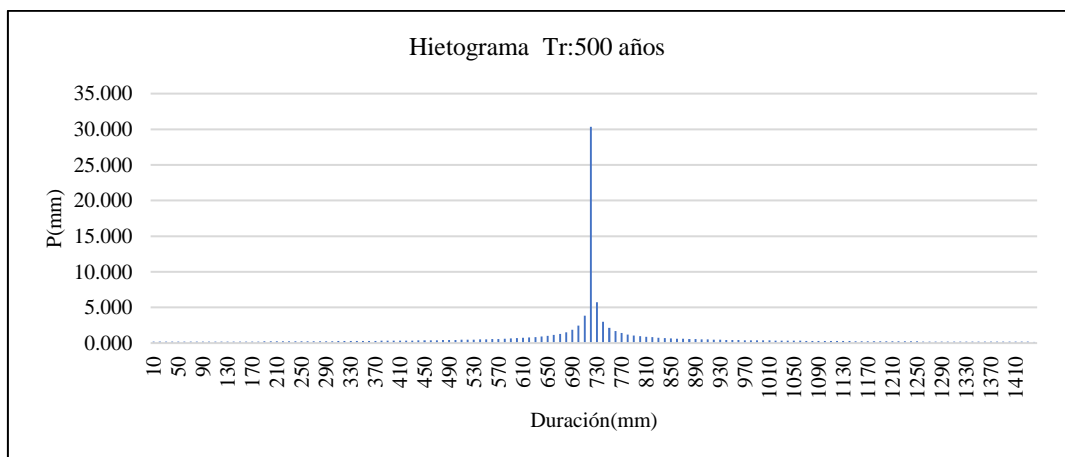


Figura 52

Hietograma, Método Bloque Alterno (Tr 500 años), Estación Chota



3.6.1.7.2. Estudio hidrológico de la Estación Chotano Lajas

a) Información pluviométrica

En el presente estudio se empleó información meteorológica relacionada con las precipitaciones pluviales máximas en 24 horas registradas en la estación Chotano Lajas del distrito de Lajas, provincia de Chota, abarcando un periodo de datos anuales comprendido entre 1986 y 2023, lo que suma un total de 38 años de registros. Durante este intervalo, el año con mayor precipitación fue 1989, alcanzando un valor máximo de 82.1 mm.

Tabla 24

Ubicación Geográfica de la Estación Chotano Lajas

Provincia	Distrito	Coord. Geográficas		Altitud (msnm)
		Latitud	Longitud	
Chota	Lajas	6°33'43.77"	78°44'19.87"	2463

Figura 53

Ubicación de la Estación Meteorológica Chotano Lajas

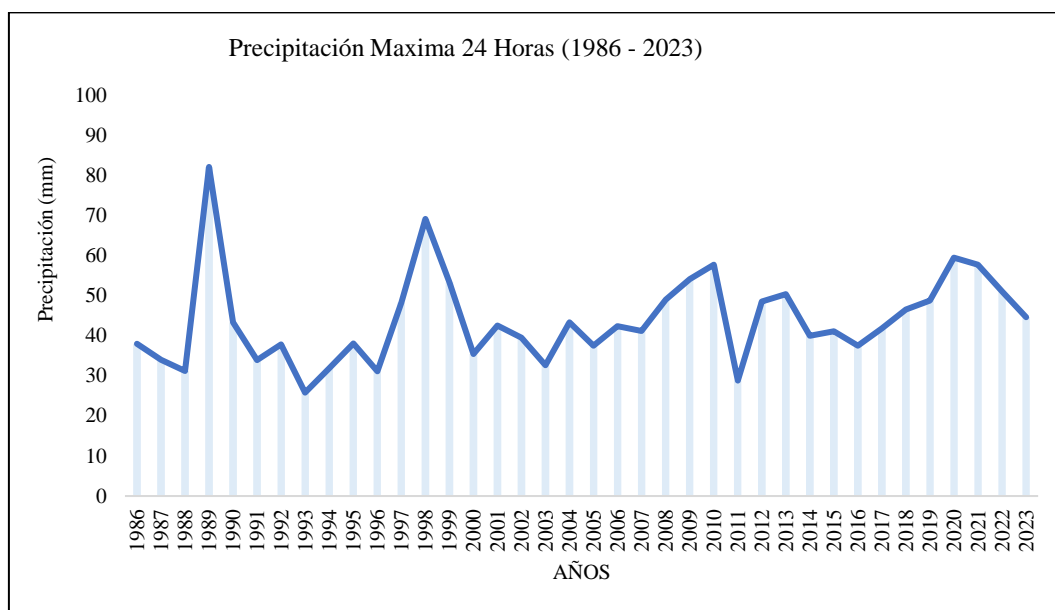


Tabla 25*Precipitación Máxima en 24 h, Estación Chotano Lajas (1986-2023)*

Año	Pmax24h
1986	38.00
1987	34.00
1988	31.20
1989	82.10
1990	43.30
1991	33.90
1992	37.80
1993	25.80
1994	31.80
1995	38.10
1996	31.10
1997	48.30
1998	69.10
1999	53.30
2000	35.40
2001	42.50
2002	39.50
2003	32.60
2004	43.30
2005	37.50
2006	42.40
2007	41.20
2008	49.00
2009	54.10
2010	57.70
2011	28.80
2012	48.50
2013	50.40
2014	40.00
2015	41.10
2016	37.50
2017	41.80
2018	46.50
2019	48.80
2020	59.50
2021	57.70
2022	51.00
2023	44.60

Figura 54

Pmáx. 24 horas (1986-2023) en la Estación Chotano Lajas



b) Análisis de datos atípicos (outliers)

El registro de precipitación máxima en 24 horas en la estación Chotano Lajas fue sometido a una evaluación de consistencia utilizando la prueba de detección de datos atípicos (Outliers), recomendada por el Water Resources Council. Como resultado de este análisis, se identificó un dato atípico correspondiente al año 1989, con una precipitación de 82.1 mm. Este valor fue eliminado del conjunto de datos para garantizar la precisión y fiabilidad en el análisis hidrológico.

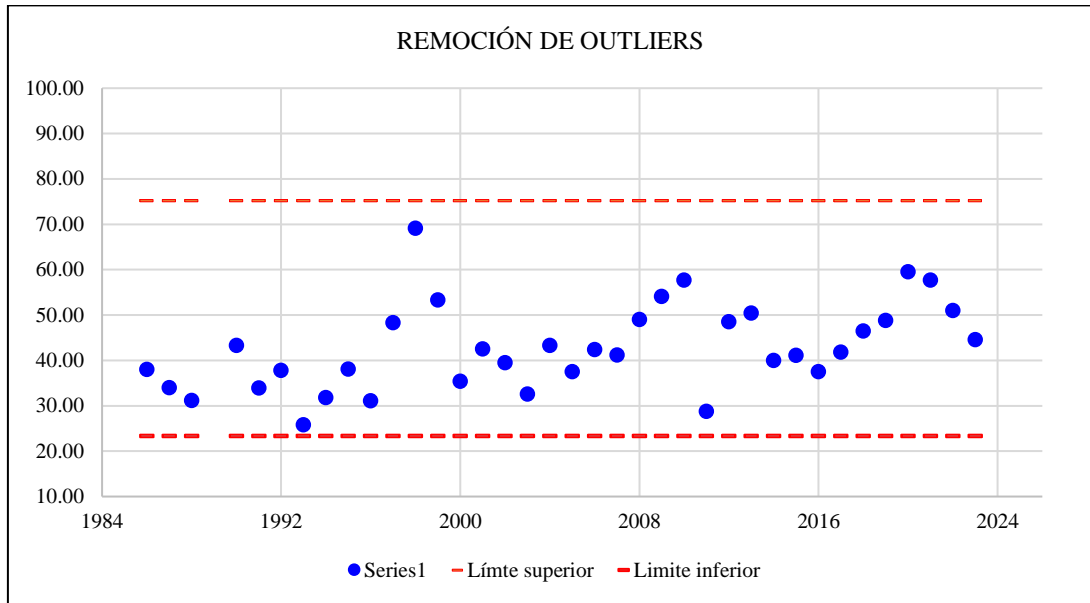
Tabla 26

Umbrales de Datos Dudosos de la Estación Chotano Lajas

Umbral (Unidad Log.) Xh	Precipitación máxima aceptada	Umbral (Unidad Log.) XL	Precipitación mínima aceptada
1.88 mm	75.13 mm	1.37 mm	23.36 mm

Figura 55

Análisis de Datos Atípicos, Estación Chotano Lajas



c) Corrección de P_{máx} 24 horas

Dado que los datos meteorológicos disponibles corresponden a mediciones diarias y no a registros continuos, la OMM recomienda ajustar cada valor de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx} 24 horas) mediante un factor de amplificación de 1.13. Este ajuste permite reflejar de manera más precisa los eventos extremos de precipitación, mejorando la representatividad de los datos para el análisis hidrológico.

Tabla 27*Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación Chotano**Lajas*

Año	Factor de corrección	1.13
	Pmáx 24 horas histórico	Pmáx 24 horas corregido
1986	38.00	42.94
1987	34.00	38.42
1988	31.20	35.26
1990	43.30	48.93
1991	33.90	38.31
1992	37.80	42.71
1993	25.80	29.15
1994	31.80	35.93
1995	38.10	43.05
1996	31.10	35.14
1997	48.30	54.58
1998	69.10	78.08
1999	53.30	60.23
2000	35.40	40.00
2001	42.50	48.03
2002	39.50	44.64
2003	32.60	36.84
2004	43.30	48.93
2005	37.50	42.38
2006	42.40	47.91
2007	41.20	46.56
2008	49.00	55.37
2009	54.10	61.13
2010	57.70	65.20
2011	28.80	32.54
2012	48.50	54.81
2013	50.40	56.95
2014	40.00	45.20
2015	41.10	46.44
2016	37.50	42.38
2017	41.80	47.23
2018	46.50	52.55
2019	48.80	55.14
2020	59.50	67.24
2021	57.70	65.20
2022	51.00	57.63
2023	44.60	50.40

d) Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencia permite predecir el comportamiento de la precipitación en la zona de estudio, utilizando el Software Hidroesta. El modelo

Gamma generalizada 3 parámetros se ajusta mejor a los datos meteorológicos porque presenta el menor delta teórico (0.0529).

Tabla 28

Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Chotano Lajas

Distribución teórica de probabilidades	Estimación de parámetros		
	Δ teórico	Δ tabular	¿Se ajustan los datos?
Normal	0.0883	0.2236	SÍ
Log-Normal de 2 parámetros	0.0566	0.2236	SÍ
Log-Normal de 3 parámetros	0.0608	0.2236	SÍ
Gamma (2 parámetros)	0.0592	0.2236	SÍ
Gamma generalizada (3 parámetros)	0.0529	0.2236	SÍ
Gumbel	0.078	0.2236	SÍ
Log-Gumbel	0.0983	0.2236	SÍ

e) Hietograma de diseño

Las precipitaciones correspondientes para diferentes tiempos de retorno se obtuvieron por la Distribución teórica de probabilidades Gamma Generalizada.

Tabla 29

Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Chotano Lajas

Periodo de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (q)	Precipitación correspondiente XT (mm)
2	0.500	47.43
5	0.200	57.10
10	0.100	62.78
20	0.050	67.80
30	0.033	70.53
50	0.020	73.81
80	0.013	76.70
100	0.010	78.03
140	0.007	80.00
175	0.006	81.28
200	0.005	82.03
500	0.005	87.04

Figura 56

Hietograma (Tr 50 años), Estación Chotano Lajas

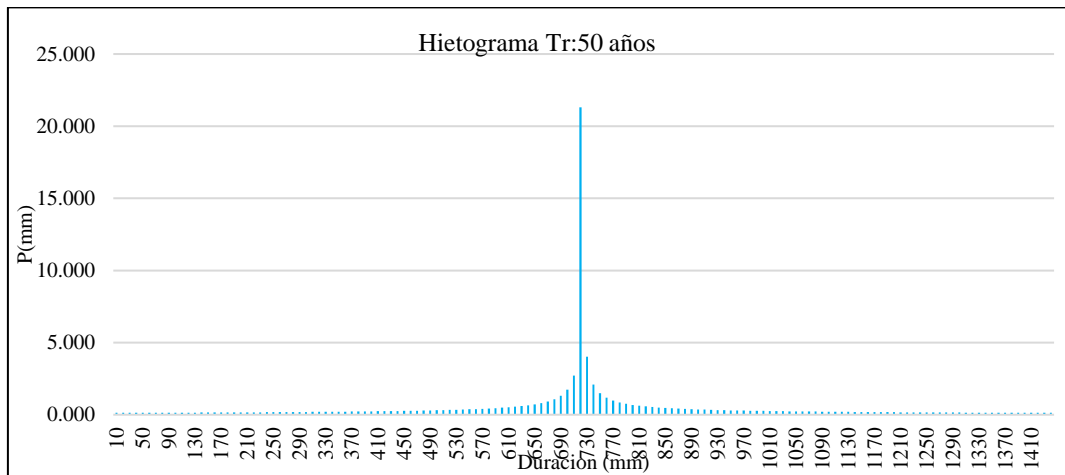


Figura 57

Hietograma (Tr 140 años), Estación Chotano Lajas

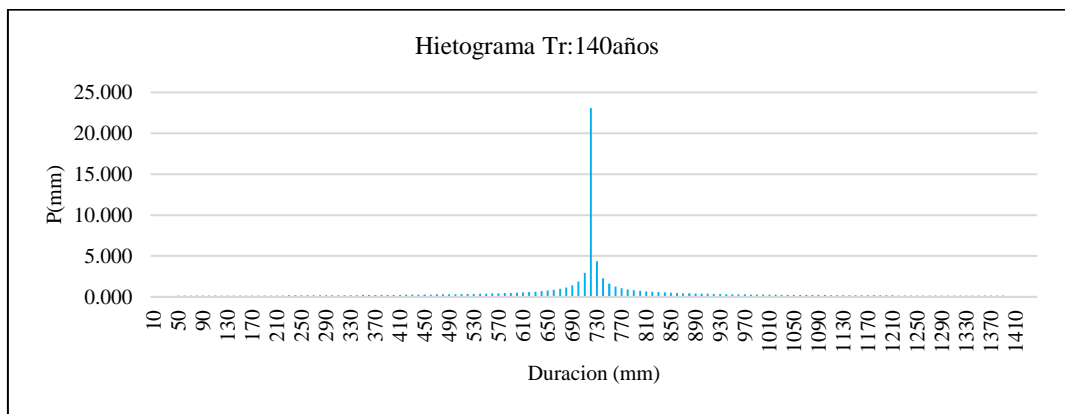
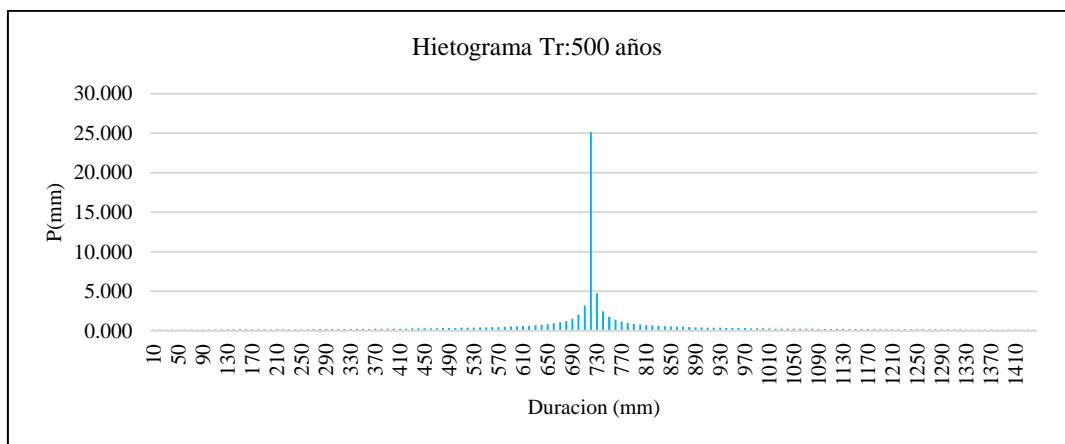


Figura 58

Hietograma (Tr 500 años), Estación Chotano Lajas



3.6.1.7.3. Estudio hidrológico de la Estación Cochabamba

a) Información pluviométrica

En el presente estudio se utilizó información meteorológica sobre las precipitaciones registradas en la estación Cochabamba, ubicada en el distrito de Cochabamba, provincia de Chota. Es la estación más cercana al punto de aforo de la cuenca, siendo la ubicación del puente Chota. Los datos abarcan dos periodos: 1969-1983 y 1985-2023, acumulando un total de 52 años de registros anuales. Durante este intervalo, el año más lluvioso fue 1988, con una precipitación máxima de 102.2 mm.

Tabla 30

Ubicación Geográfica de la Estación Cochabamba

Provincia	Distrito	Coord. Geográficas		Altitud (msnm)
		Latitud	Longitud	
Chota	Cochabamba	6°27'37"	78°53'20"	1653

Figura 59

Ubicación de la Estación Meteorológica Cochabamba

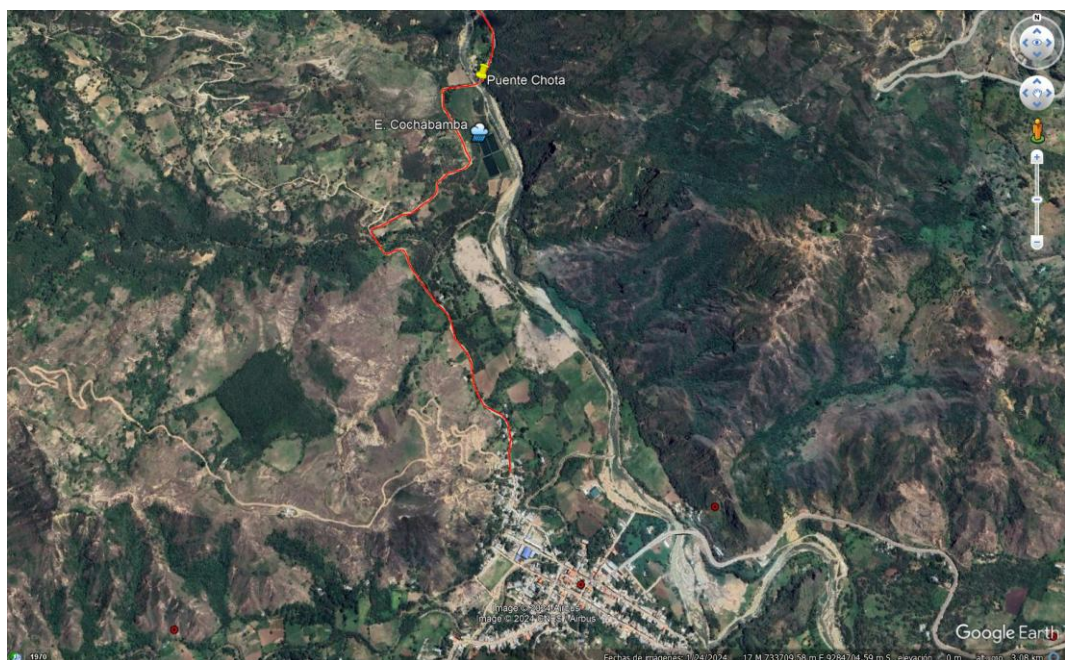
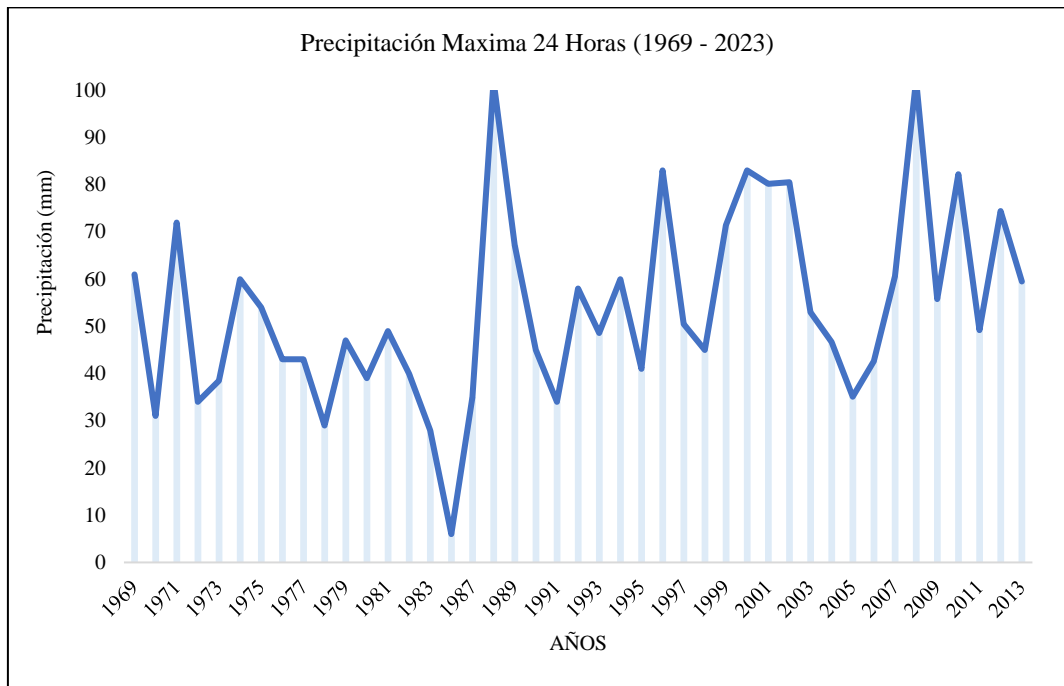


Tabla 31*Precipitación Máxima en 24 Horas Estación Cochabamba (1986-2023)*

Año	Pmax24h
1969	61.00
1970	31.00
1971	72.00
1972	34.00
1973	38.50
1974	60.00
1975	54.00
1976	43.00
1977	43.00
1978	29.00
1979	47.00
1980	39.00
1981	49.00
1982	40.00
1983	28.00
1986	6.00
1987	35.00
1988	102.00
1989	67.20
1990	45.00
1991	34.00
1992	58.00
1993	48.60
1994	60.00
1995	41.00
1996	83.00
1997	50.50
1998	45.00
1999	71.40
2000	83.00
2001	80.20
2002	80.50
2003	53.00
2004	46.70
2005	35.10
2006	42.60
2007	60.60
2008	102.20
2009	55.80
2010	82.20
2011	49.20
2012	74.40
2013	59.50
2014	42.40
2015	66.40
2016	51.50
2017	34.80
2018	44.20
2019	49.70
2020	18.50
2022	36.40
2023	56.40

Figura 60

Pmáx. 24 horas (1969-2023) en la Estación Cochabamba



b) Análisis de datos atípicos (outliers)

El registro de precipitación máxima en 24 horas de la estación Chota fue sometido a una evaluación de consistencia utilizando la prueba de detección de datos atípicos (Outliers), recomendada por el Water Resources Council. Durante este análisis, se identificaron dos datos atípicos correspondientes a los años 1986 y 2020, con precipitaciones de 6.00 mm y 18.50 mm, respectivamente. Estos valores fueron eliminados del conjunto de datos para garantizar la precisión y la fiabilidad del análisis hidrológico.

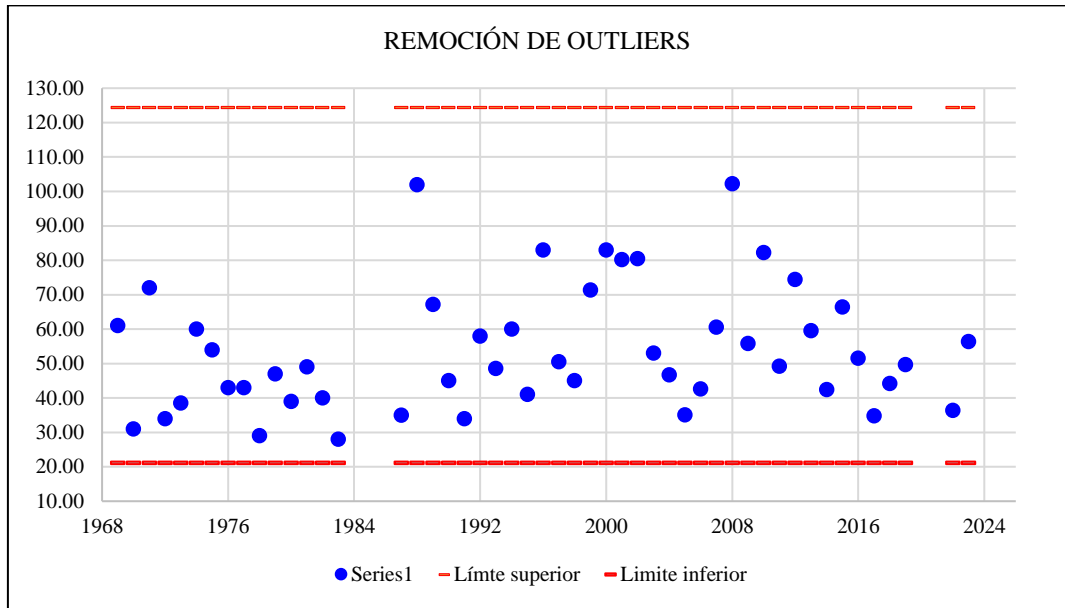
Tabla 32

Umbrales de Datos Dudosos de la Estación Cochabamba

Umbral (Unidad Log.) Xh	Precipitación máxima aceptada	Umbral (Unidad Log.) XL	Precipitación mínima aceptada
2.09 mm	124.33 mm	1.32 mm	21.11 mm

Figura 61

Análisis de Datos Atípicos, Estación Cochabamba



c) Corrección de P_{máx} 24 horas

Dado que los datos meteorológicos disponibles de la estación Cochabamba corresponden a mediciones diarias y no a registros continuos, la OMM recomienda ajustar los valores de precipitación máxima en 24 horas (P_{máx} 24 horas) mediante un factor de amplificación de 1.13. Este ajuste permite mejorar la precisión y representatividad de los registros, reflejando de manera más adecuada los eventos de precipitación extrema para el análisis hidrológico.

Tabla 33*Precipitación Máxima 24 horas Histórica y Corregida de la Estación**Cochabamba*

Año	Factor de corrección Pmáx 24 horas histórico	1.13 Pmáx 24 horas corregido
1969	61.00	68.93
1970	31.00	35.03
1971	72.00	81.36
1972	34.00	38.42
1973	38.50	43.51
1974	60.00	67.80
1975	54.00	61.02
1976	43.00	48.59
1977	43.00	48.59
1978	29.00	32.77
1979	47.00	53.11
1980	39.00	44.07
1981	49.00	55.37
1982	40.00	45.20
1983	28.00	31.64
1987	35.00	39.55
1988	102.00	115.26
1989	67.20	75.94
1990	45.00	50.85
1991	34.00	38.42
1992	58.00	65.54
1993	48.60	54.92
1994	60.00	67.80
1995	41.00	46.33
1996	83.00	93.79
1997	50.50	57.07
1998	45.00	50.85
1999	71.40	80.68
2000	83.00	93.79
2001	80.20	90.63
2002	80.50	90.97
2003	53.00	59.89
2004	46.70	52.77
2005	35.10	39.66
2006	42.60	48.14
2007	60.60	68.48
2008	102.20	115.49
2009	55.80	63.05
2010	82.20	92.89
2011	49.20	55.60
2012	74.40	84.07
2013	59.50	67.24
2014	42.40	47.91
2015	66.40	75.03
2016	51.50	58.20
2017	34.80	39.32
2018	44.20	49.95
2019	49.70	56.16
2022	36.40	41.13
2023	56.40	63.73

d) Análisis de frecuencias

El análisis de frecuencia se utilizó para predecir el comportamiento de las precipitaciones en la zona de estudio, empleando el software Hidroesta como herramienta principal. Este análisis permitió identificar que el modelo de distribución que mejor se ajusta a los datos meteorológicos es el Log-Normal de 3 parámetros, ya que presentó el menor valor de delta teórico (0.0511), lo que indica un ajuste óptimo para la representación de los datos históricos.

Tabla 34

Valores Delta Teórico y Tabular, Estación Cochabamba

Distribución teórica de probabilidades	Estimación de parámetros		
	Método de momentos lineales		
	Δ teórico	Δ tabular	¿Se ajustan los datos?
Normal	0.1046	0.1923	SÍ
Log-Normal de 2 parámetros	0.0564	0.1923	SÍ
Log-Normal de 3 parámetros	0.0511	0.1923	SÍ
Gamma (2 parámetros)	0.0682	0.1923	SÍ
Gamma generalizada (3 parámetros)	0.0515	0.1923	SÍ
Log-Pearson tipo III	0.0514	0.1923	SÍ
Gumbel	0.0543	0.1923	SÍ
Log-Gumbel	0.0789	0.1923	SÍ

e) Hietograma de diseño

Las precipitaciones asociadas a diferentes tiempos de retorno se calcularon utilizando la distribución teórica de probabilidades Log-Normal de 3 parámetros. Este modelo probabilístico permitió un ajuste preciso de los datos históricos, facilitando la estimación confiable de valores extremos para los intervalos analizados en el estudio hidrológico.

Tabla 35*Precipitaciones Máximas para Hietograma de Diseño, Estación Cochabamba*

Periodo de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (q)	Precipitación correspondiente XT (mm)
2	0.500	56.84
5	0.200	75.27
10	0.100	87.95
20	0.050	100.41
30	0.033	107.71
50	0.020	116.99
80	0.013	125.64
100	0.010	129.79
140	0.007	136.11
175	0.006	140.35
200	0.005	142.91
500	0.005	160.83

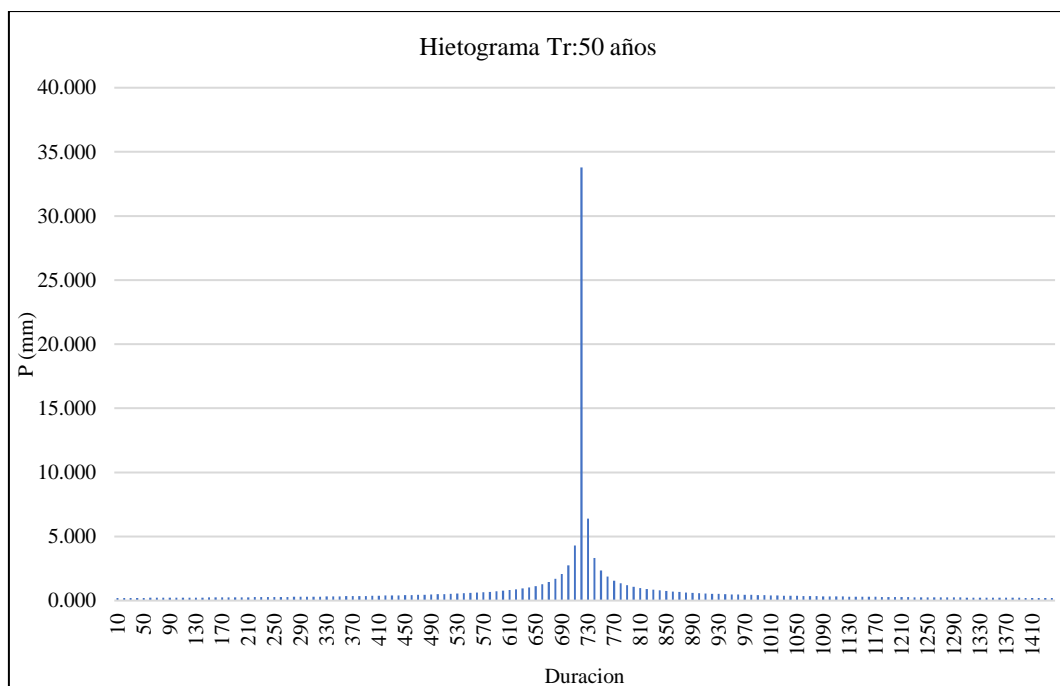
Figura 62*Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 50 años),**Estación Cochabamba*

Figura 63

Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 140 años),

Estación Cochabamba

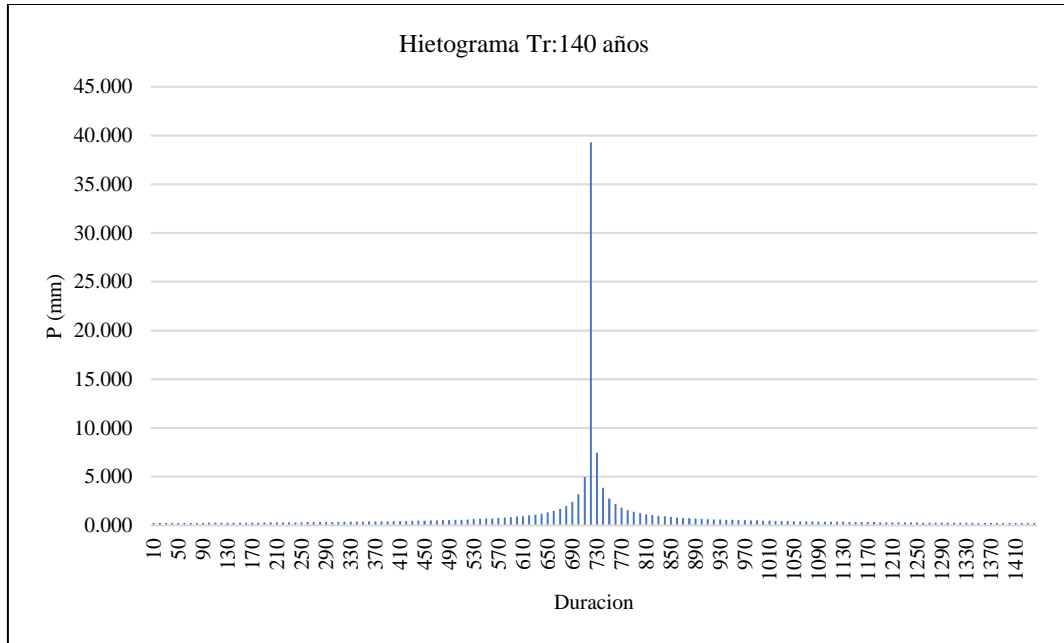
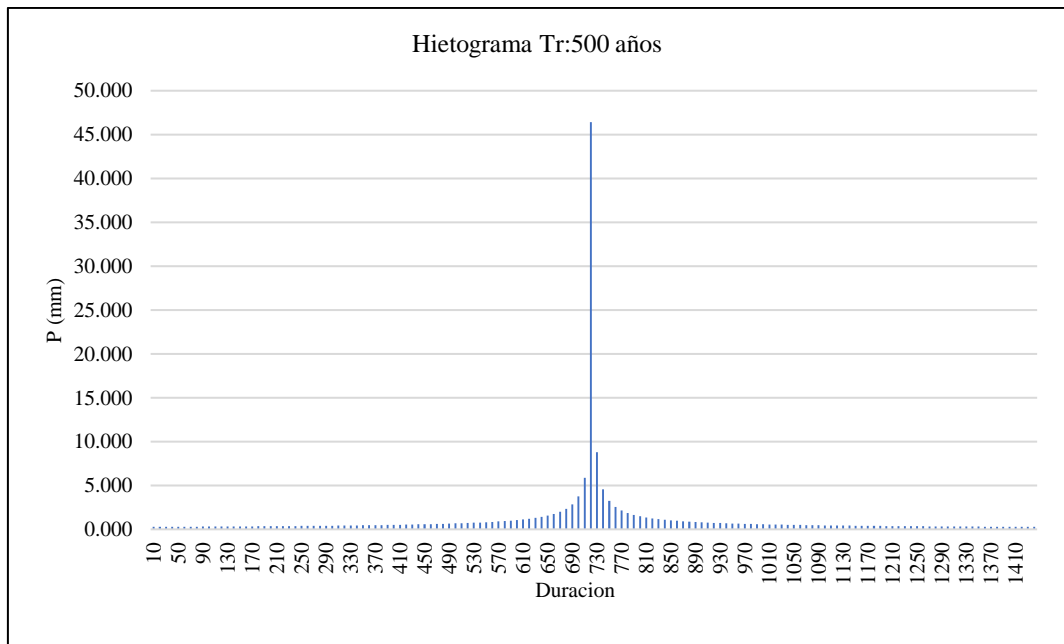


Figura 64

Hietograma de Diseño Utilizando el Método del Bloque Alterno (Tr 500 años),

Estación Cochabamba

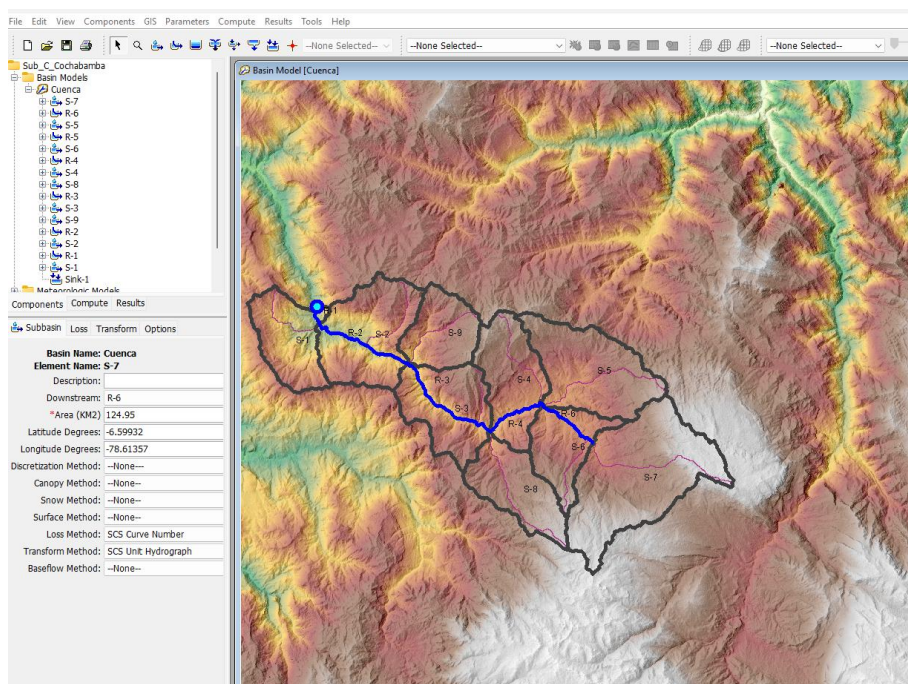


3.6.1.7.4. Análisis de caudales máximos en HEC-HMS

El análisis de caudales máximos en la cuenca del río Chotano se llevó a cabo utilizando el software HEC-HMS, trabajando de manera individual para cada subcuenca. El procedimiento incluyó el uso del método de pérdidas “Loss Method: Curva Número SCS” para calcular la precipitación neta, seguido del método de transformación “SCS Unit Hydrograph” para convertir esta precipitación en escorrentía y obtener los hidrogramas unitarios correspondientes. Se determinaron los valores de la curva número en condiciones húmedas, las abstracciones iniciales, el tiempo de concentración y el tiempo de retardo para cada subcuenca. Adicionalmente, se analizó el tránsito de avenidas mediante el método de Muskingum, evaluando la influencia de cada estación meteorológica en las subcuencas. Con esta información, se determinaron los caudales máximos para tiempos de retorno de 50, 140 y 500 años, representados a través de hidrogramas generados en el modelo HEC-HMS.

Figura 65

Representación del Método de Pérdidas y Transformación en HEC-HMS



a) Curva número para cada subcuenca

En este estudio, se utilizó el mapa shapefile descargado desde la página GEO GPS PERÚ, el cual contiene información relevante sobre el número de curva bajo condiciones húmedas.

Figura 66

Número de Curva para la Cuenca del Río Chotano en Condiciones Húmedas

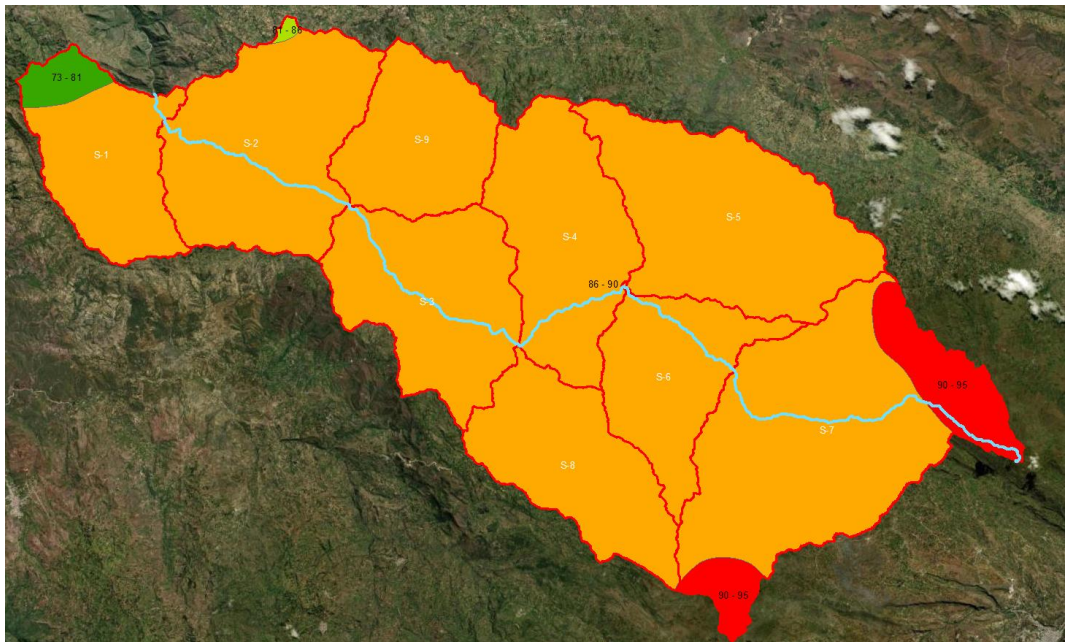


Tabla 36

Curva Número de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano

Área	CN	Área en km2	CN Promedio
S1	73	7.439	83.96
	86	39.857	
S2	81	0.872	85.94
	86	73.831	
S3	86.00	60.631	86.00
S4	86.00	59.161	86.00
S5	86.00	80.278	86.00
S6	86.00	43.821	86.00
	90	7.826	
S7	90	20.456	86.91
	86	96.668	
S8	86.00	50.664	86.00
S9	86.00	41.932	86.00

b) Abstracciones iniciales

Las abstracciones iniciales se determinaron aplicando la siguiente ecuación:

$$Ia = \frac{5000}{CN} - 50 \quad (98)$$

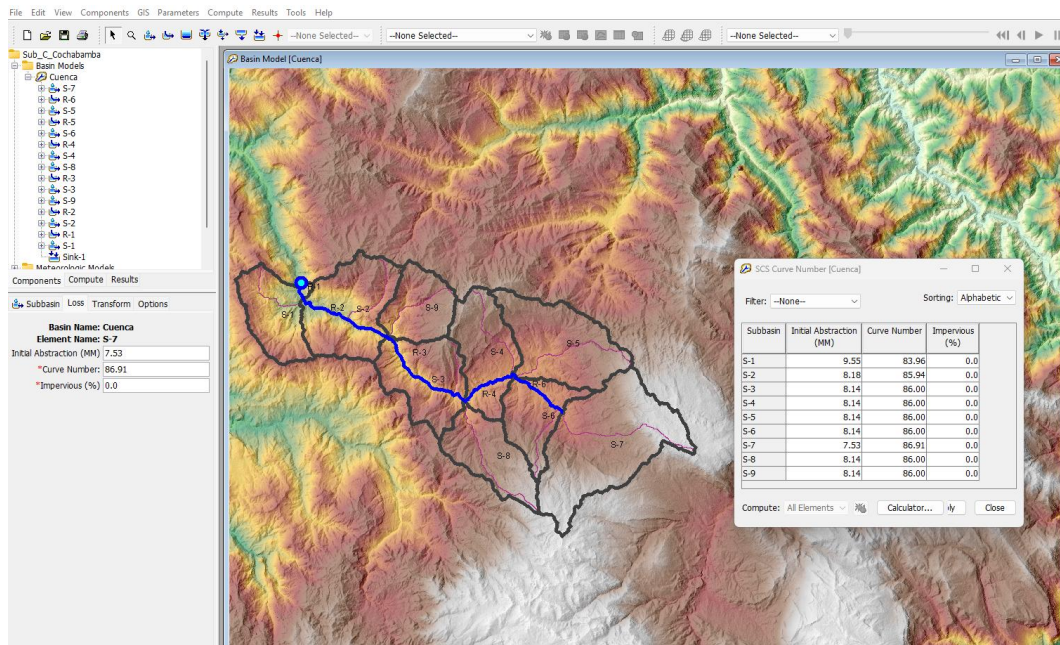
Tabla 37

Abstracciones Iniciales de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano

Área	CN Promedio	Abstr. Iniciales
S1	83.96	9.55
S2	85.94	8.18
S3	86.00	8.14
S4	86.00	8.14
S5	86.00	8.14
S6	86.00	8.14
S7	86.91	7.53
S8	86.00	8.14
S9	86.00	8.14

Figura 67

Número de Curva en el Programa HEC-HMS de la Cuenca del Río Chotano



c) Tiempo de concentración

Se determinó el tiempo de concentración (T_c) utilizando la fórmula de Temez y el tiempo de retardo (T_r) como el 60% del T_c .

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S_o^{1/4}} \right)^{0.75} \quad (99)$$

Donde, L longitud máxima del río (Km), H S_o pendiente en %.

$$T_r = 0.6T_c \quad (100)$$

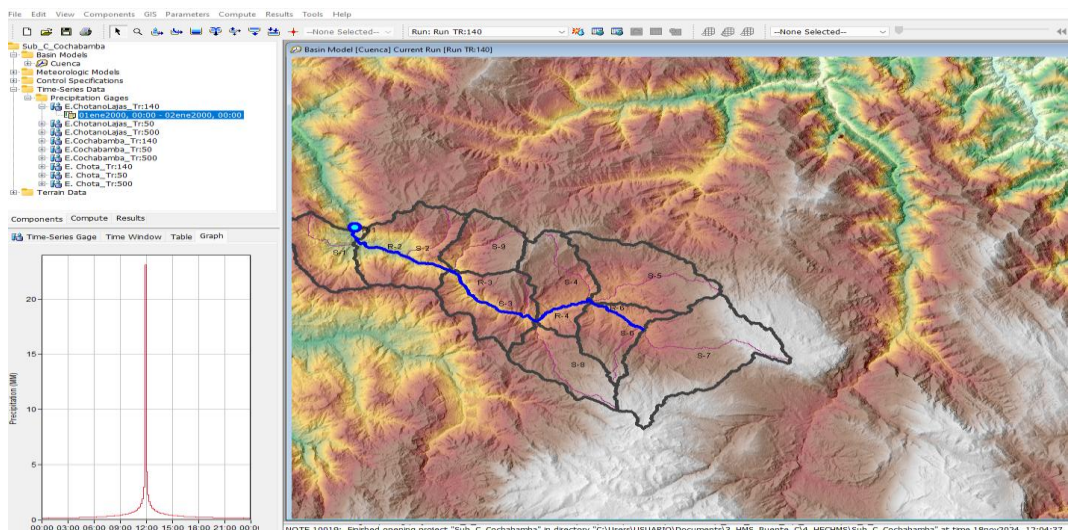
Tabla 38

T_c y T_r de la Cuenca del Río Chotano

Área	Temez (horas)	T _c (minutos)	T _r lag time
S1	2.94	176.20	105.72
S2	4.14	248.40	149.04
S3	4.17	250.41	150.25
S4	4.73	283.95	170.37
S5	4.17	250.45	150.27
S6	4.02	241.10	144.66
S7	4.32	258.99	155.39
S8	3.95	237.21	142.33
S9	2.72	163.07	97.84

Figura 68

Cargado del T_r según Estación al Programa HEC-RAS



d) Tránsito de avenidas por el método Muskingum

Para aplicar el método de Muskingum se ha determinado el almacenamiento en el tramo (S), el parámetro de almacenamiento en cuña (K) y el parámetro de onda (X), los cuales se presentan en la siguiente tabla:

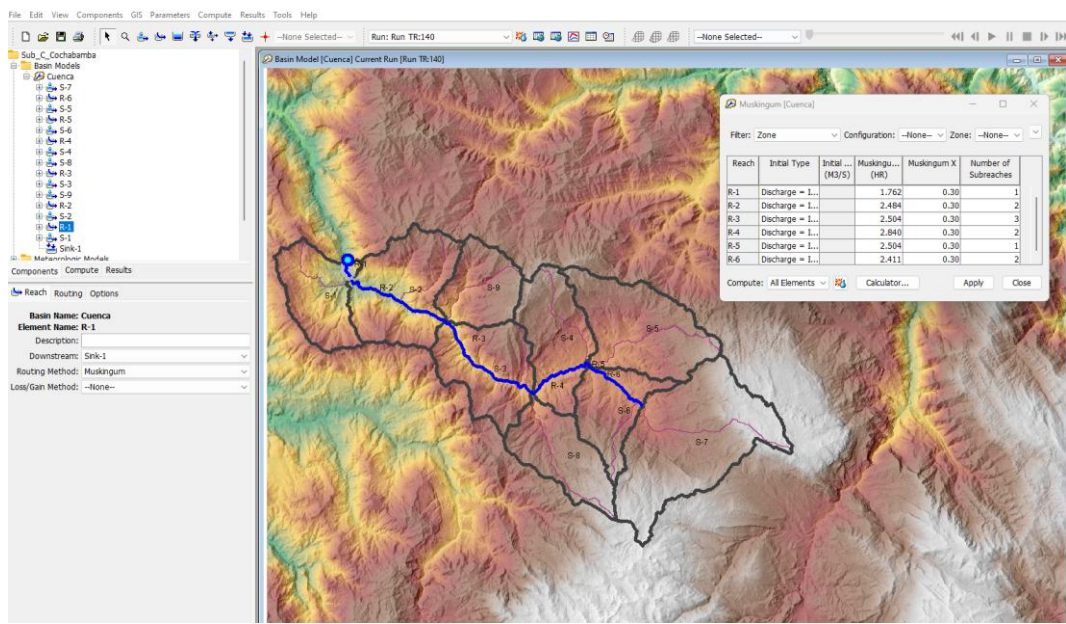
Tabla 39

Parámetros para el Tránsito de Avenidas por el Método Muskingum

Subcuenca	Long cauce principal (km)	Pendiente cauce	Pendiente cuenca	K	X	Témez (Horas)	K: 0.6*tc
S1	10.976	0.089	0.325	1.377	0.350	2.94	1.762
S2	16.558	0.075	0.347	1.859	0.350	4.14	2.484
S3	16.949	0.079	0.360	1.878	0.350	4.17	2.504
S4	18.829	0.062	0.240	2.198	0.350	4.73	2.840
S5	16.656	0.074	0.225	2.027	0.350	4.17	2.504
S6	16.187	0.080	0.222	1.989	0.350	4.02	2.411
S7	18.003	0.084	0.222	2.156	0.350	4.32	2.590
S8	16.436	0.093	0.257	1.956	0.350	3.95	2.372
S9	10.831	0.126	0.348	1.345	0.350	2.72	1.631

Figura 69

Aplicación del Tránsito de Avenidas por el Método Muskingum



e) Definición de cada estación en la subcuenca correspondiente

De acuerdo al polígono de Thiessen se define el área de influencia de cada subcuenca para determinar los pesos correspondientes de cada estación dentro de la subcuenca y con esos pesos definir el hietograma general en HEC-HMS. Para ello, en HEC-HMS se trabaja con Gage Weights para asignar los pesos a las estaciones debido al área aportante por el método de Thiessen.

Tabla 40

Pesos de las Estaciones dentro de las Subcuencas de la Cuenca del Río Chotano

Subcuenca	Estación	Área (km ²)	Peso
S-1	E. Cochabamba	47.295938	1
S-2	Estación Chotano Lajas	0.464357	0.006
S-2	E. Cochabamba	74.238455	0.994
Suma total		74.703	1.000
S-3	Estación Chotano Lajas	60.45128	0.997
S-3	E. Cochabamba	0.179814	0.003
Suma total		60.631	1.000
S-4	Estación Chotano Lajas	55.143574	0.932
S-4	Estación Chota	4.017208	0.068
Suma total		59.161	1.000
S-5	Estación Chotano Lajas	1.132418	0.014
S-5	Estación Chota	79.145707	0.986
Suma total		80.278	1.000
S-6	Estación Chotano Lajas	8.945725	0.204
S-6	Estación Chota	34.875681	0.796
Suma total		43.821	1.000
S-7	Estación Chota	124.945625	1.000
S-8	Estación Chotano Lajas	48.230827	0.952
S-8	Estación Chota	2.43308	0.048
Suma total		50.664	1.000
S-9	Estación Chotano Lajas	27.578841	0.658
S-9	E. Cochabamba	14.353502	0.342
Suma total		41.932	1.000

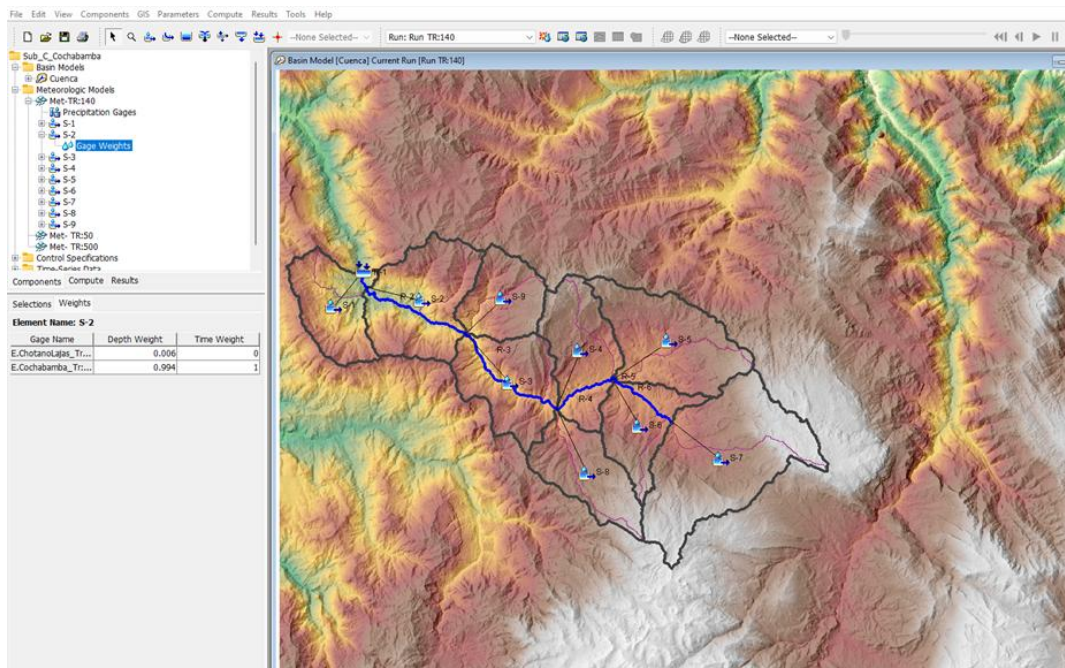
Figura 70

Vista del Polígono de Thiessen para la Definición de Pesos de cada Subcuenca



Figura 71

Asignación de Pesos en el Programa HEC-HMS



f) Caudales máximos

Finalmente, mediante el uso del programa HEC-HMS, se determinaron los caudales máximos de la cuenca del río Chotano correspondientes a los tiempos de retorno (T_r) de 50, 140 y 500 años. Estos resultados proporcionaron datos fundamentales para el análisis hidrológico en la zona de estudio.

Tabla 41

Caudales Máximos Obtenidos del HEC-HMS para la Cuenca del Río Chotano por el Método de Muskingum de Tránsito de Avenidas

Periodo de retorno (T_r) años	Caudal máximo (m ³ /s)
50	428.40
140	520.50
500	640.50

Figura 72

Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 50 años

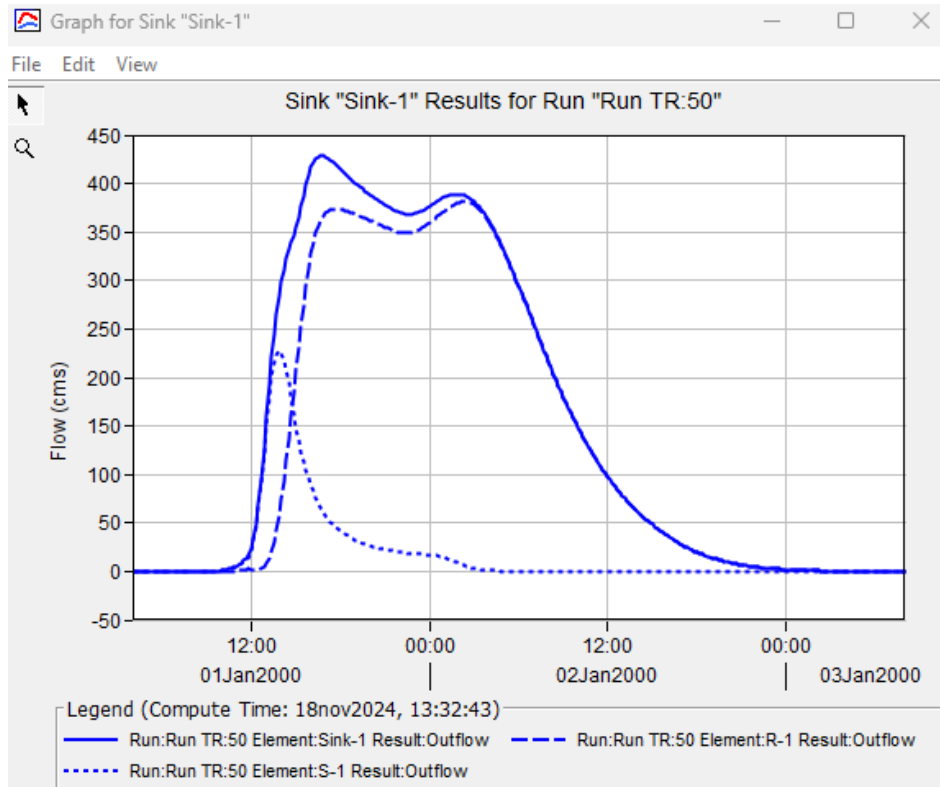


Figura 73

Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 140 años

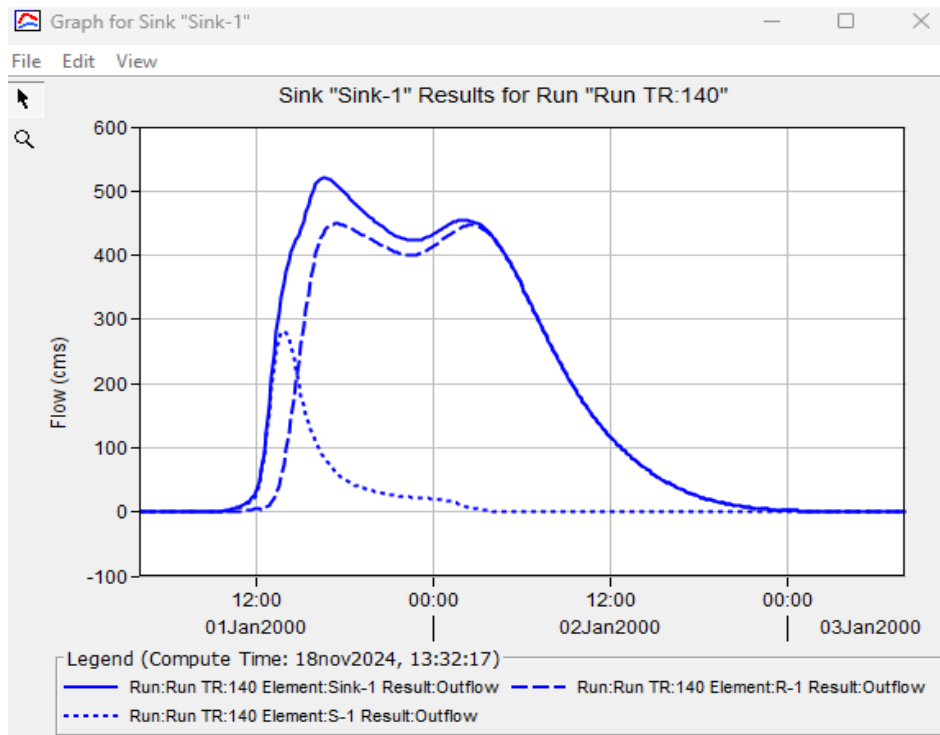
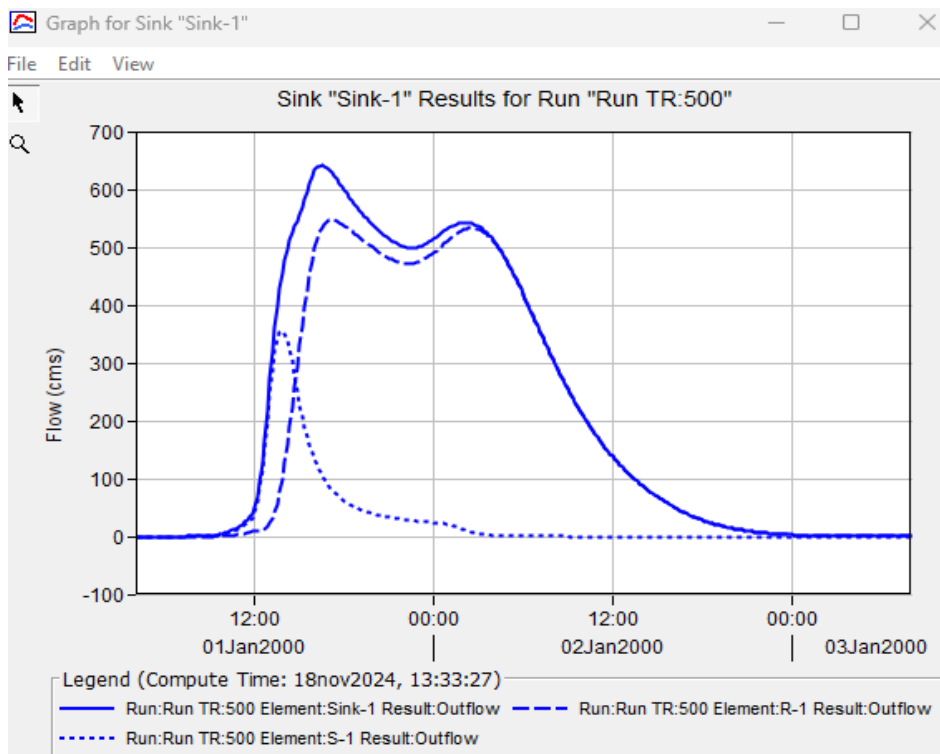


Figura 74

Hidrograma Asociado al Periodo de Retorno de 500 años



3.6.1.8. Proceso para determinar el coeficiente de Manning (n)

El proceso para determinar el coeficiente de rugosidad de Manning (n) comenzó con una inspección detallada en campo para observar y documentar las condiciones físicas del cauce y sus márgenes. Esta inspección incluyó características como el tipo de sedimento en el lecho del río, la densidad y tipo de vegetación en los márgenes, la presencia de piedras, hierba y otros elementos que podrían influir en la rugosidad del flujo. Con base en estas observaciones, se identificaron los valores de n que mejor representaran las condiciones de cada sección del río, empleando como referencia la Tabla 1 de valores estándar de Manning.

El cauce se dividió en un tramo único desde la sección km 0+000 hasta km 1+000, y se analizaron tres áreas específicas dentro de este tramo: el eje del río y las zonas de inundación en los lados derecho e izquierdo. En el eje del río, donde el flujo es más constante y caracterizado por la presencia de hierba y piedras grandes, se asignó un valor de $n=0.035$. En la zona de inundación del lado izquierdo, se observaron pastos cortos y pequeños arbustos, con valores de n que variaron entre 0.030 y 0.050, promediando $n=0.040$. Por último, en la zona de inundación del lado derecho, la presencia de vegetación más densa, como arbustos y árboles, llevó a asignar un valor de $n= 0.050$.

Tabla 42

Coeficiente de Rugosidad de Manning (n) por Tramos y Zonas de Inundación

Tramo	Ubicación	Coeficiente de Manning (n)
0+000 – 1+000	Eje del río	0.035
	Lado izquierdo	0.030 a 0.050 (promedio 0.040)
	Lado derecho	0.050

Figura 75

Manning en el Lado Izquierdo del km 0+000 al km 1+000 con “n” promedio

0.040



Figura 76

Manning en el Lado Derecho del km 0+000 al km 1+000 con “n” 0.050



3.6.1.9. Modelamiento hidráulico del río

El modelamiento hidráulico del río se llevó a cabo utilizando una combinación de herramientas topográficas y software especializado, como Civil 3D 2022 y HEC-RAS 5.0.7., para analizar las características del flujo en el cauce y determinar los parámetros hidráulicos críticos. El proceso incluyó desde la creación de un modelo geométrico detallado hasta la simulación del flujo con diferentes caudales asociados a tiempos de retorno. Este análisis permitió evaluar la capacidad del cauce y predecir su comportamiento hidráulico bajo condiciones de diseño (Tr 500 años).

a) Procesamiento del levantamiento topográfico

Los datos obtenidos del levantamiento topográfico se procesaron en Civil 3D 2023, donde se creó la superficie, se trazó el eje y los bordes del río correspondientes a las llanuras de inundación.

Figura 77

Vista en Planta de la Topografía del Terreno y las Secciones



En Civil 3D, se generaron las secciones transversales del río, que posteriormente se exportaron al formato compatible con HEC-RAS. Se activó la opción “Check this to use river Banks” para definir los bordes derecho e izquierdo del río, comenzando desde la progresiva 0+000 aguas abajo.

b) Configuración del proyecto en HEC-RAS

En HEC-RAS, se creó un nuevo proyecto verificando que el sistema de unidades estuviera configurado en métrico. Se importó el archivo generado en Civil 3D para visualizar la geometría y las secciones transversales del cauce. La dirección del flujo se confirmó mediante la flecha indicativa en la interfaz del software.

Figura 78 Exportación de las Secciones al Formato HEC-RAS

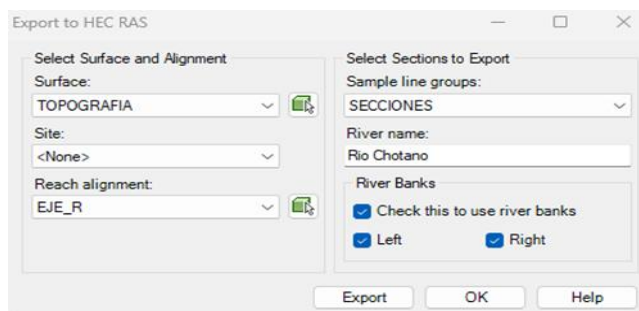
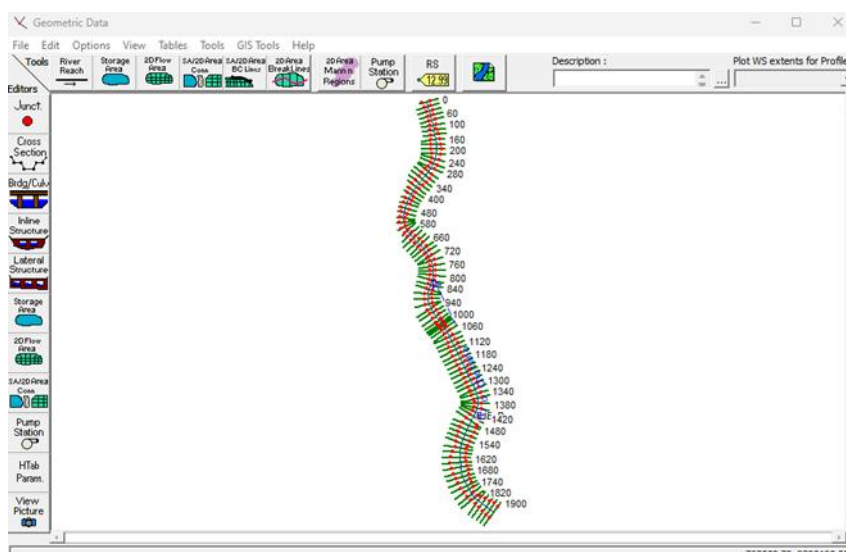


Figura 79

Visualización de la Geometría y Secciones Transversales en HEC-RAS



c) Asignación de valores de rugosidad (Manning)

Los valores de rugosidad de Manning se seleccionaron basándose en las condiciones del cauce observadas en campo. Para el eje central del río, se utilizó un valor de 0.035 debido a su sinuosidad, presencia de hierba y piedras grandes. Para las llanuras de inundación, se asignaron valores de 0.04 en el lado izquierdo y 0.050 en el derecho, dependiendo de la vegetación predominante.

Figura 80

Valores de Manning en el Eje y Llanuras

	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	1900	n	0.05	0.035	0.04
2	1880	n	0.05	0.035	0.04
3	1860	n	0.05	0.035	0.04
4	1840	n	0.05	0.035	0.04
5	1820	n	0.05	0.035	0.04
6	1800	n	0.05	0.035	0.04
7	1780	n	0.05	0.035	0.04
8	1760	n	0.05	0.035	0.04
9	1740	n	0.05	0.035	0.04
10	1720	n	0.05	0.035	0.04
11	1700	n	0.05	0.035	0.04
12	1680	n	0.05	0.035	0.04
13	1660	n	0.05	0.035	0.04
14	1640	n	0.05	0.035	0.04
15	1620	n	0.05	0.035	0.04
16	1600	n	0.05	0.035	0.04
17	1580	n	0.05	0.035	0.04
18	1560	n	0.05	0.035	0.04
19	1540	n	0.05	0.035	0.04
20	1520	n	0.05	0.035	0.04
21	1500	n	0.05	0.035	0.04
22	1480	n	0.05	0.035	0.04
23	1460	n	0.05	0.035	0.04

d) Ingreso de caudales y condiciones de frontera

Se ingresaron los caudales máximos correspondientes a tiempos de retorno de 50, 140 y 500 años (428.4, 520.5, y 640.5 m³/s, respectivamente) en la progresiva 1+900 aguas arriba. Las condiciones de frontera se establecieron con "Normal Depth" mediante la pendiente de entrada y salida del flujo.

Figura 81

Valores de Caudales para Diferentes Tiempos de Retorno

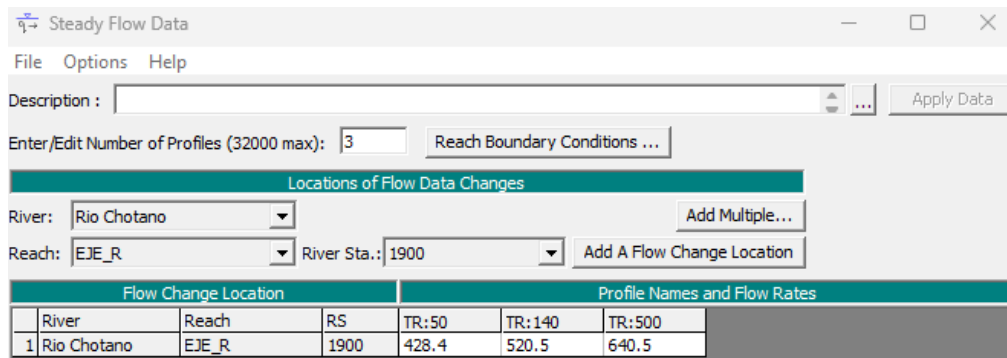
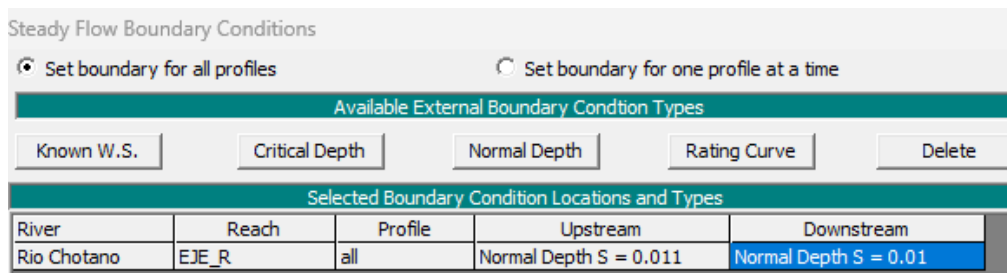


Figura 82

Ingreso de Condiciones de Frontera



e) Ejecución del modelo

Se corrió el modelo seleccionando un flujo de régimen mixto. El programa determinó que el número de Froude era menor a 1, indicando que el régimen predominante era subcrítico.

f) Verificación

Se verificaron los resultados en 2D para diferentes tiempos de retorno. Se analizaron las velocidades, los tirantes de agua y la altura del flujo respecto al terreno natural en las progresivas seleccionadas. Esto incluyó la evaluación de las condiciones en el eje del puente para determinar la socavación.

g) Evaluación de la socavación

La socavación se evaluó específicamente en la sección correspondiente al eje del puente, utilizando los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico.

3.6.1.10. Modelamiento hidráulico del puente

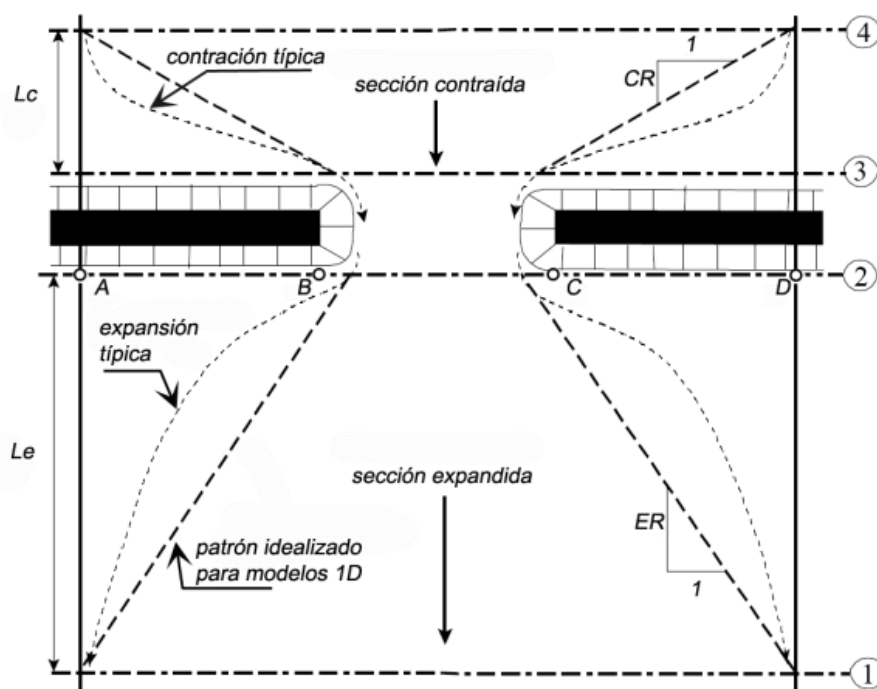
El modelamiento hidráulico del puente se llevó a cabo considerando factores críticos como la longitud de contracción y expansión, así como el efecto del puente sobre el flujo. Se utilizó el programa HEC-RAS para evaluar los impactos del puente sobre el flujo, incluyendo la altura del tirante de agua, y se determinaron los parámetros clave como el gálibo y la obstrucción del tablero. Este análisis permitió verificar si el puente cumple con las condiciones hidráulicas necesarias para diferentes tiempos de retorno, asegurando su funcionalidad y estabilidad, así mismo, a partir de los resultados se realizó el replanteo del diseño del puente dado en el expediente técnico.

a) Consideraciones iniciales

Se identificaron los factores clave para el modelamiento, como la longitud de contracción y expansión del flujo, necesarias para evaluar los efectos del puente sobre la dinámica del agua.

Figura 83

Diagrama de Detalle de los Efectos del Puente sobre el Flujo



b) Definición de parámetros hidráulicos en HEC-RAS

Se analizaron las relaciones de contracción (CR) y expansión (ER) proporcionadas por HEC-RAS para determinar la longitud de contracción y la longitud de expansión, considerando que son datos necesarios para el análisis hidrológico de la interacción del puente en el flujo (para mayor detalle ver anexo).

Tabla 43

Valores del HEC-RAS para las Relaciones de Contracción (CR)

	nob/nc=1	nob/nc=2	nob/nc=4
S= 1 ft/mile	1.0-2.3	0.8-1.7	0.7-1.3
5 ft/mile	1.0-1.9	0.8-1.5	0.7-1.2
10 ft/mile	1.0-1.9	0.8-1.4	0.7-1.2

Nota: Estos valores están dados en el programa HEC-RAS.

Tabla 44

Valores del HEC-RAS para las Relaciones de Expansión (ER)

		nob/nc=1	nob/nc=2	nob/nc=4
b/B=0.10	S= 1 ft/mile	1.4-3.6	1.3-3.0	1.2-2.1
	5 ft/mile	1.0-2.5	0.8-2.0	0.8-2.0
	10 ft/mile	1.0-2.2	0.8-2.0	0.8-2.0
b/B=0.25	S= 1 ft/mile	1.6-3.0	1.4-2.5	1.2-2.0
	5 ft/mile	1.5-2.5	1.3-2.0	1.3-2.0
	10 ft/mile	1.5-2.0	1.3-2.0	1.3-2.0
b/B=0.50	S= 1 ft/mile	1.4-2.6	1.3-1.9	1.2-1.4
	5 ft/mile	1.3-2.1	1.2-1.6	1.0-1.4
	10 ft/mile	1.3-2.0	1.2-1.5	1.0-1.4

Nota: Estos valores están dados en el programa HEC-RAS.

$$L_{obs} = 3.10 \quad (101)$$

$$CR = 1.10 \quad (102)$$

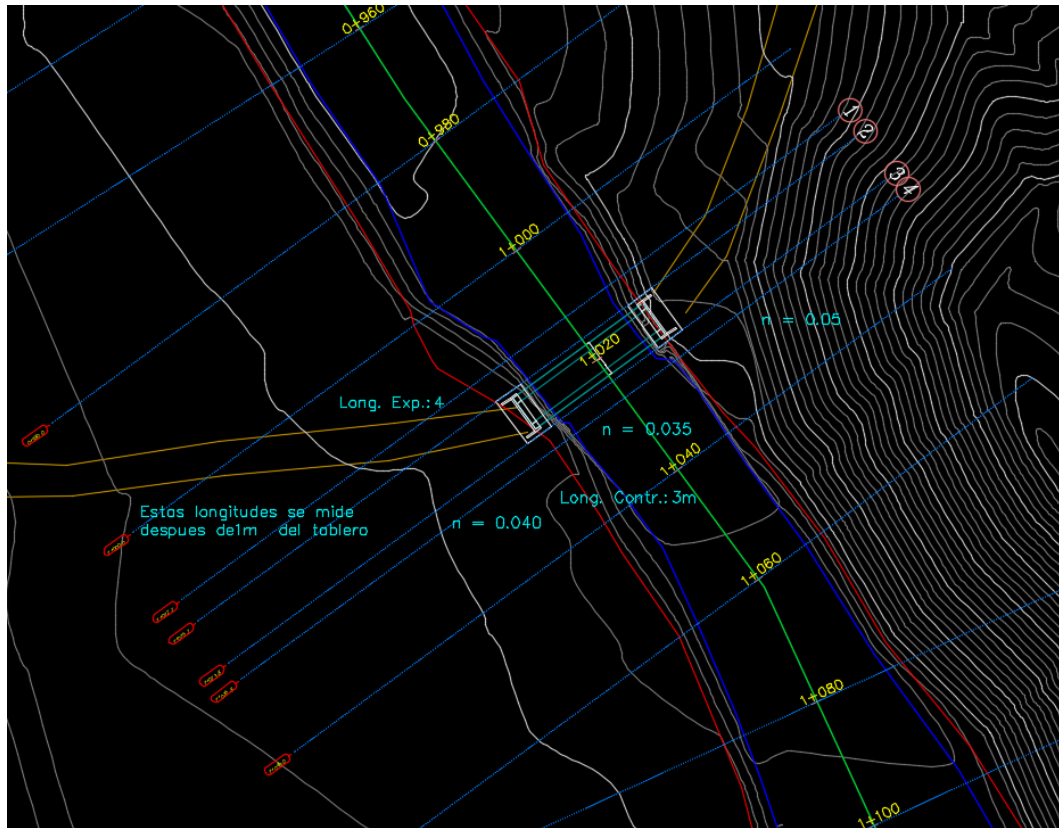
$$ER = 1.35 \quad (103)$$

$$L_{cont} = L_{obs} \times R_c = 3.00 \quad (104)$$

$$L_{exp} = L_{obs} \times ER = 4.00 \quad (105)$$

Figura 84

Longitud de Contracción y Expansión en el Emplazamiento del Puente



c) Ingreso de la superestructura del puente

En el programa HEC-RAS, se definió la sección transversal del puente incorporando los elementos clave de la superestructura para garantizar una representación precisa. Dentro de la opción “Deck/Roadway”, se ingresaron los datos específicos del tablero del puente, incluyendo sus dimensiones principales, como la altura y el ancho, asegurando que estos parámetros reflejaran fielmente las condiciones reales del diseño estructural. Este paso fue fundamental para simular adecuadamente la interacción entre el flujo del río y el puente.

Figura 85

Vista de la Sección Creada en HEC-RAS para el Análisis con el puente

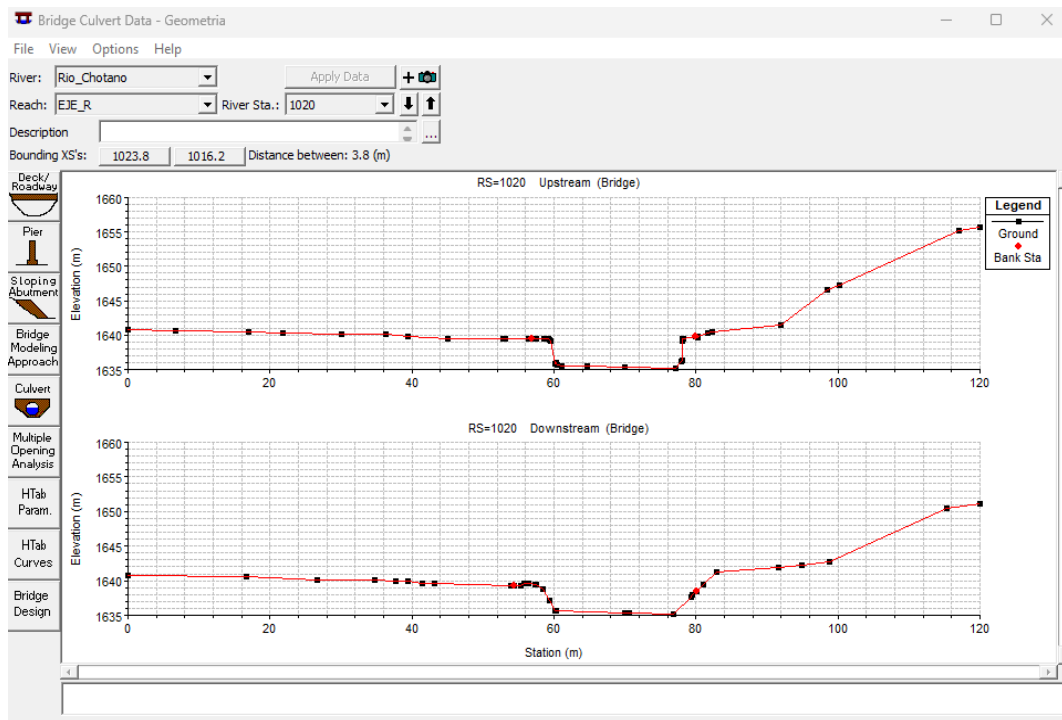
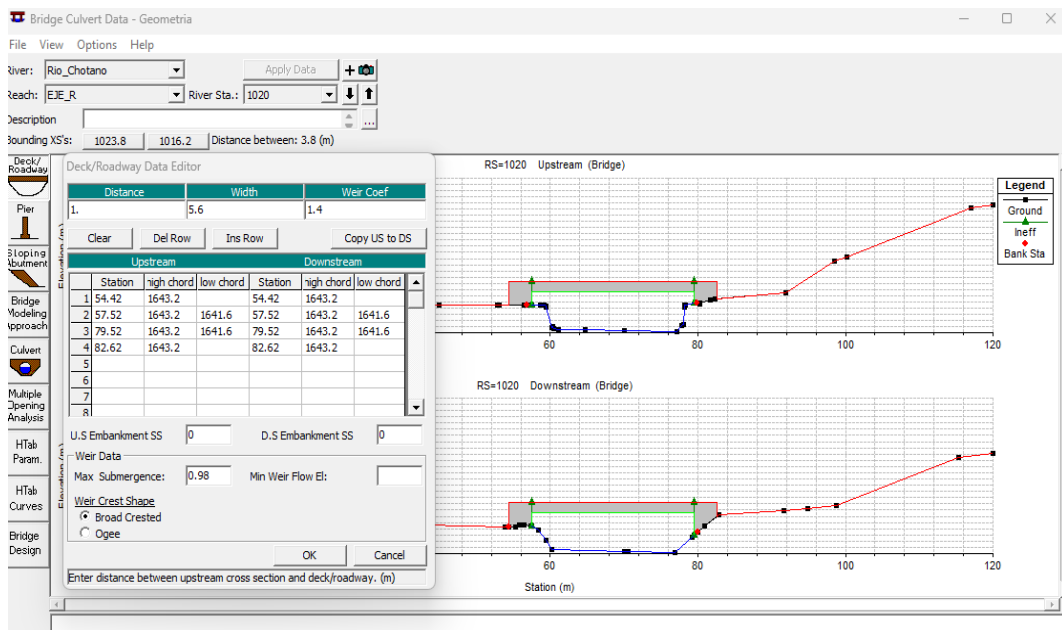


Figura 86

Ingreso de los Datos del Tablero del Puente en "Deck/Roadway"

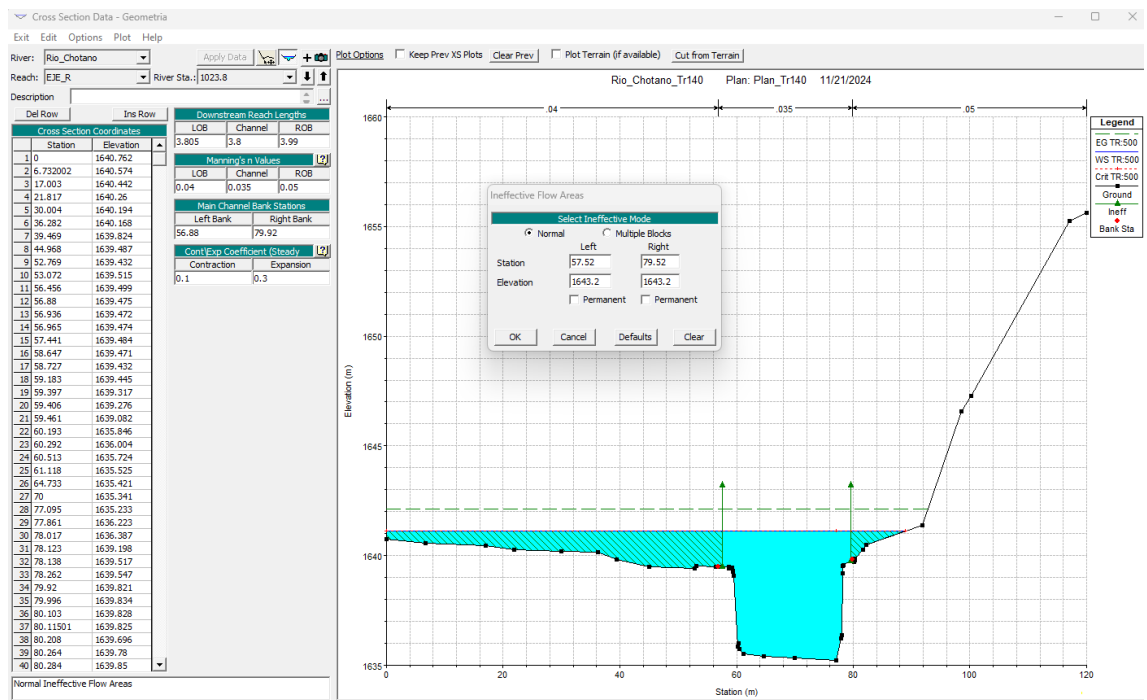


d) Definición de áreas inefectivas

Se delimitaron las áreas de obstrucción o áreas inefectivas en el flujo alrededor del puente para representar con precisión su influencia en el comportamiento hidráulico.

Figura 87

Ingreso de las Áreas de Obstrucción o Áreas Inefectivas



e) Visualización y verificación del modelo

Se generaron vistas del puente en planta y en perfil, mostrando su interacción con el flujo de agua para un caudal correspondiente a un tiempo de retorno de 140 años.

Se verificó que los valores obtenidos cumplieran con los requerimientos hidráulicos establecidos, incluyendo el gálibo mínimo para el tránsito seguro bajo el puente.

Figura 88

Visualización del Modelo en HEC-RAS

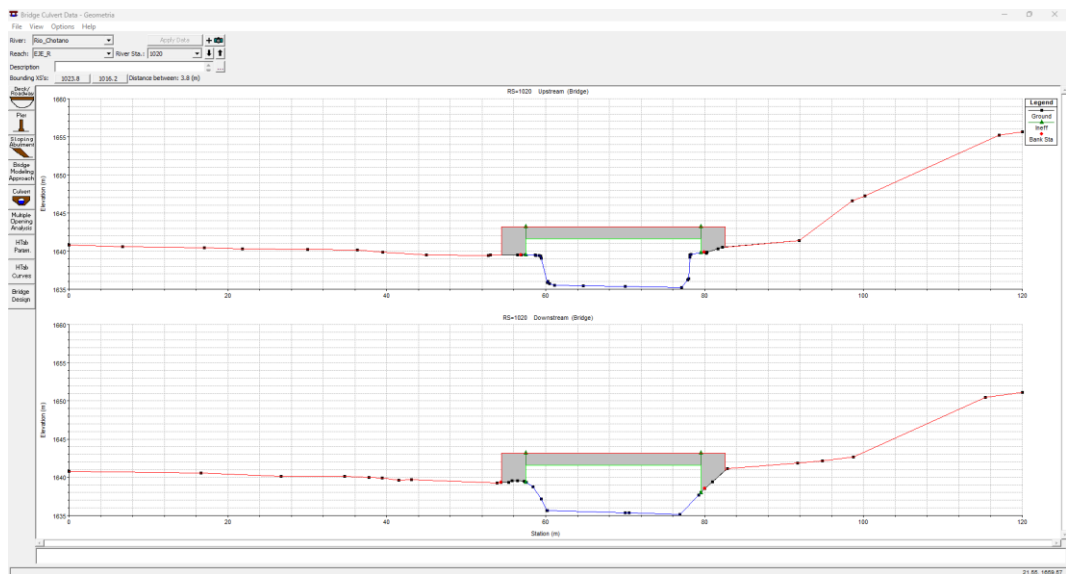
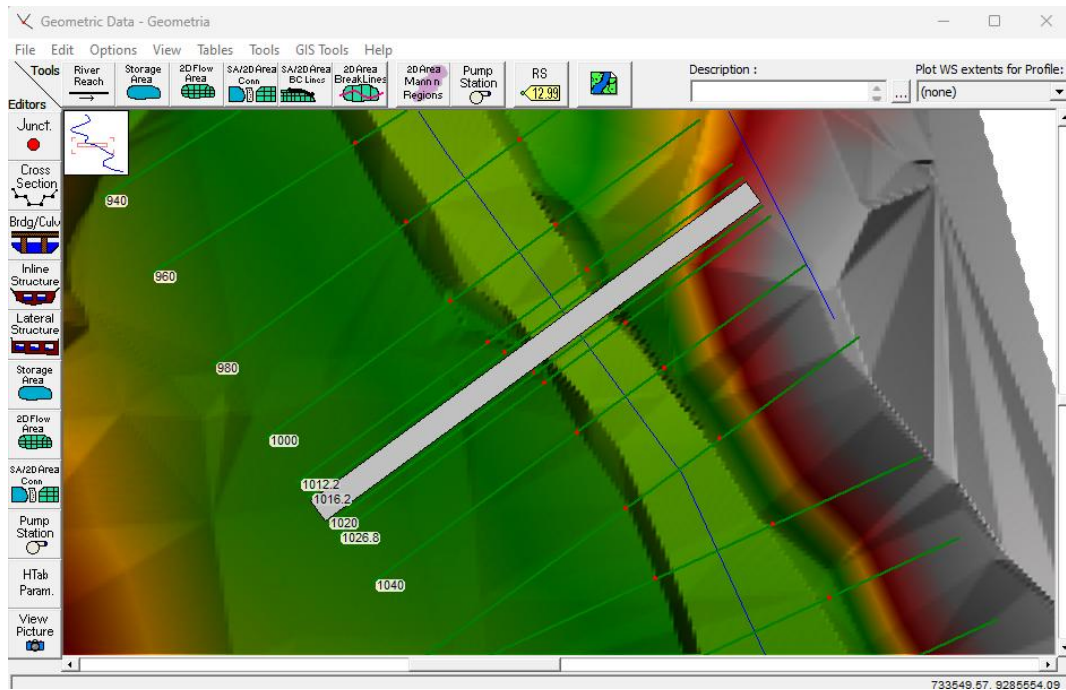


Figura 89

Vista del Tablero en Planta en HEC-RAS



3.6.1.11.Replanteo del diseño del puente

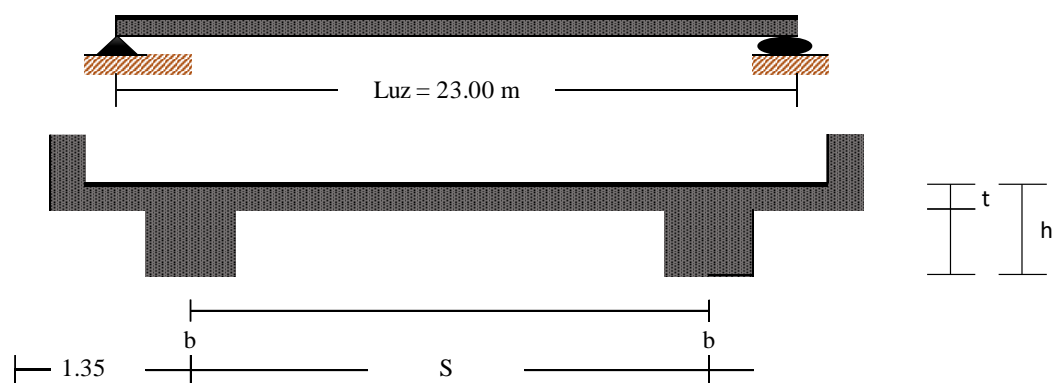
En función de los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico del río, se procedió al replanteo del diseño del puente debido a cambios significativos en sus condiciones iniciales. La luz del puente se incrementó de 20 m a 23 m, lo que exigió una revisión integral de las cargas y dimensiones de los estribos. Se elaboraron nuevos detalles constructivos, pre dimensionados mediante cálculos realizados en Microsoft Excel y MathCAD. Posteriormente, las cargas fueron modeladas en el programa CSIBridge v.20.1.0 para validar el diseño estructural de los estribos. Finalmente, se utilizó Revit 2022 para modelar el puente y generar una presentación detallada y visualmente representativa del diseño actualizado.

a) Análisis de los resultados hidráulicos

Se evaluaron los datos del modelamiento hidráulico para identificar cambios en la luz del puente, que pasó de 20 m a 23 m. También se plantearon cambios en la altura del estribo del puente según los niveles de agua determinados.

Figura 90

Geometría del Puente



b) Rediseño de estribos

Se revisaron las dimensiones y cargas que debía soportar el estribo, elaborando nuevos detalles constructivos.

c) Pre dimensionamiento estructural

Se calcularon las dimensiones iniciales utilizando hojas de cálculo en Microsoft Excel y MathCAD, asegurando precisión en los parámetros estructurales.

d) Modelamiento de cargas

En CSIBridge v.20.1.0, se introdujeron las cargas y condiciones del diseño actualizado para verificar la capacidad estructural de los estribos.

Figura 91

Reacciones de Carga Muerta en el Puente en CSIBridge

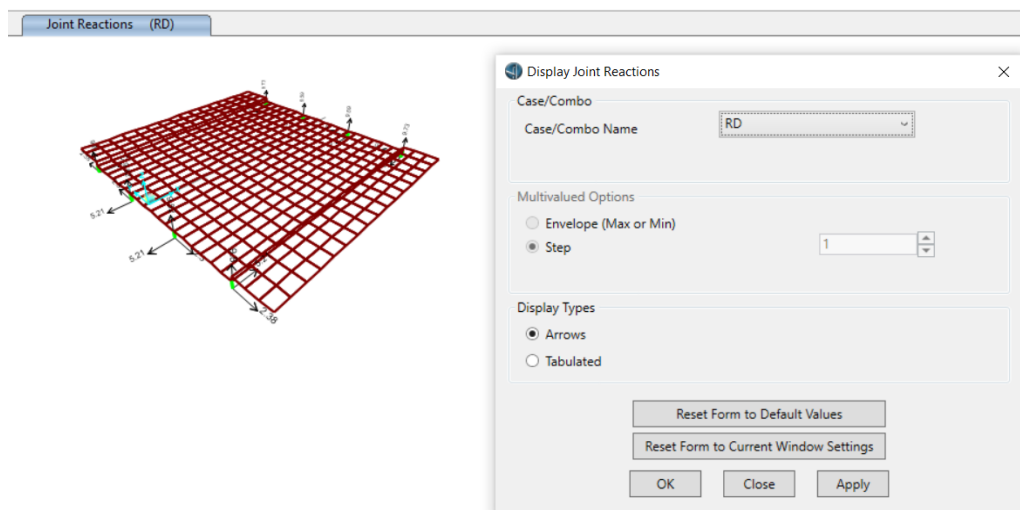


Figura 92

Reacciones del Camión en el Puente en CSIBridge

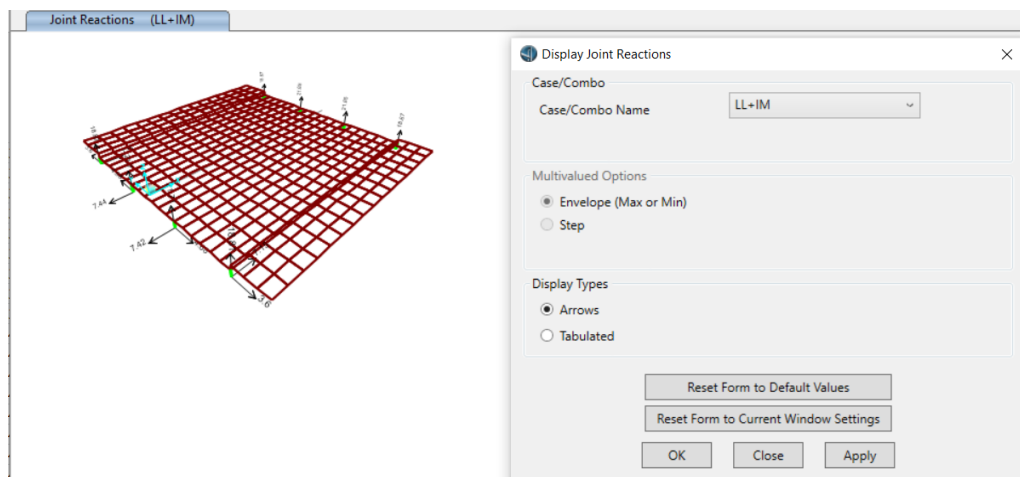
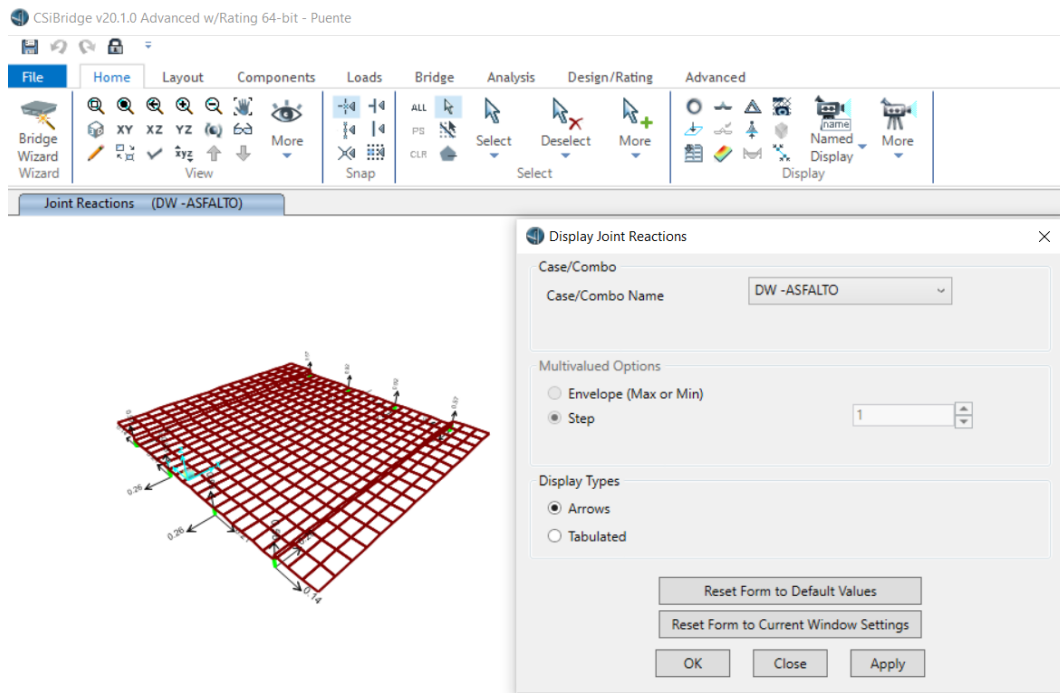


Figura 93

Reacciones del Asfalto en el Puente en CSIBridge



e) Dimensionamiento final de la estructural

Se colocó las nuevas dimensiones a HEC-RAS para verificar que cumplierse el modelamiento hidráulico y se calcularon las dimensiones finales utilizando hojas de cálculo en Microsoft Excel y MathCAD, asegurando precisión en los parámetros estructurales.

f) Modelado detallado del puente en Revit 2022

Se desarrolló un modelo tridimensional del puente en Revit 2022, permitiendo una visualización integral y detallada del diseño actualizado.

Primero, se configuró el entorno de trabajo en Revit 2022, definiendo el sistema de unidades y el nivel base del proyecto. Se importaron planos y datos topográficos previamente obtenidos, que sirvieron como referencia para posicionar correctamente el puente en su contexto geográfico.

Posteriormente, se modelaron los elementos estructurales principales del puente, comenzando con la superestructura. Se definieron las vigas y losas del tablero mediante herramientas específicas de modelado estructural, asignando materiales adecuados como concreto reforzado o acero, según el diseño. Estas propiedades materiales se configuraron para simular adecuadamente el comportamiento estructural del puente.

Para los estribos y pilares, se utilizó la herramienta de modelado de masas y familias paramétricas. Se crearon perfiles personalizados para reflejar las dimensiones y formas específicas de estos componentes, asegurando que las bases y cimentaciones estuvieran correctamente alineadas con el terreno. Las propiedades estructurales de los estribos se definieron en función de los cálculos previos realizados en software especializado como CSIBridge.

A continuación, se diseñaron elementos complementarios, como barandas, separadores y sistemas de drenaje, utilizando familias de componentes arquitectónicos personalizadas. Estas se añadieron al modelo principal, garantizando la cohesión estética y funcional del diseño.

Una vez ensamblados todos los componentes, se generaron vistas tridimensionales y en corte para verificar la precisión y el ajuste de los elementos. También se realizaron análisis de interferencias y conflictos para asegurar que los componentes no presentaran problemas de ensamblaje o colisión.

Finalmente, el modelo se exportó en formatos compatibles para su integración con otros programas de análisis estructural o de visualización. Se generaron planos detallados, incluyendo secciones, alzados y vistas en planta, los cuales se utilizaron para la documentación del diseño del puente.

3.6.1.12. Selección de alternativas de protección

De acuerdo a Zevallos-Loaiza (2015) existen diferentes alternativas de protección para evitar la socavación en las partes laterales de un río, destacando a los gaviones, muros de concreto, espigones y enrocado. Estas propuestas son apropiadas para unos u otros tipos de condiciones del cauce, por lo que teniendo como base los criterios dados por este autor y los resultados del análisis hidrológico e hidráulico planteado previamente en el río Chotano en el emplazamiento del puente, se optó por tres propuestas para el cauce, el enrocado en el fondo del cauce, los gaviones y muros de concreto en los bordes del cauce (comparando la eficiencia de estos métodos en el control de la socavación por separado y combinando estas dos alternativas de protección), descartando los espigones ya que no son recomendables para el río Chotano porque son para modelos con pendientes menores a 2%.

Tabla 45

Criterios de las Alternativas de Protección

Material	Características
Gaviones	<ul style="list-style-type: none">-Adecuados para ríos con velocidades inferiores a 5 m/s.- Proporcionan una buena relación costo-beneficio inicial.- Ofrecen un menor costo de mantenimiento y son de implementación rápida y sencilla.
Muros	<ul style="list-style-type: none">- Diseñado para velocidades de flujo iguales o mayores a 5 m/s.- Posee alta flexibilidad ante erosiones severas.- Su ejecución puede realizarse con mano de obra convencional.
Espigones	<ul style="list-style-type: none">- Ideal para ríos poco profundos con material suspendido moderado.- Se adapta bien a ríos con pendientes menores al 2 %.- Destaca por su facilidad de construcción y reparación a bajo costo.
Enrocados	<ul style="list-style-type: none">- Apropriados para ríos con pendientes pronunciadas.- Funciona mejor en situaciones de erosión no severa.- Ofrecen facilidad de reparación y mayor flexibilidad.- Su uso resulta más económico en comparación con otras opciones.

Nota: (Zevallos-Loaiza, 2015).

3.6.1.13. Diseño de enrocado del fondo del cauce

El diseño del enrocado en el fondo del cauce se realizó considerando dos aspectos fundamentales: el espesor necesario para resistir la socavación inicial del cauce natural, determinada a través del modelamiento hidráulico, y el diámetro medio de las rocas, calculada mediante el método del factor de seguridad descrito en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2018).

Enrocado para pie de talud

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5} \quad (106)$$

Donde, V_d velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo, α coeficiente de velocidad, V_1 velocidad aguas arriba del puente, g aceleración de la gravedad, Δh diferencia entre el nivel de agua, aguas arriba y abajo del estribo.

$$n_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (107)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{n_0 \tan \phi}{2 \sin \theta} \right\} \quad (108)$$

$$n_1 = n_0 \left(\frac{1 + \sin \beta}{2} \right) \quad (109)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{n_1 \tan \phi + \sin \theta \cos \beta} \quad (110)$$

Donde, $\lambda = 0$, V_r velocidad de referencia, S_s gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65, d_{50} diámetro medio de las rocas, ángulo de inclinación del talud, ángulo de reposo del material del enrocado.

A partir de este análisis, se definió un espesor de enrocado de 0.79 m y un diámetro de roca de 0.82 m. Esta alternativa fue integrada como componente esencial en las dos propuestas de protección lateral evaluadas, empleándose tanto en el diseño de los muros de concreto en voladizo como en la solución basada en gaviones.

3.6.1.14. Diseño de muros de concreto en voladizo

El diseño de los muros de concreto en voladizo para el cauce del río Chotano fue un proceso integral que combinó análisis hidráulicos y estructurales. Inicialmente, se realizó un pre-dimensionamiento utilizando hojas de cálculo en MathCAD y Microsoft Excel para las secciones aguas arriba y aguas abajo del cauce. Posteriormente, el modelo fue integrado en el programa HEC-RAS para evaluar su impacto en la disminución de la socavación y la regulación del nivel del agua, asegurando la prevención de desbordamientos en las áreas laterales. Finalmente, el diseño fue validado estructuralmente en el software GEO5, donde se verificaron los factores de seguridad al vuelco, deslizamiento y capacidad portante, garantizando la funcionalidad hidráulica y la estabilidad estructural.

a) Pre dimensionamiento estructural

- Se calcularon las dimensiones iniciales del muro en voladizo mediante hojas de cálculo en MathCAD y Microsoft Excel, tomando en cuenta las características hidráulicas y geomorfológicas del cauce.

b) Análisis hidráulico en HEC-RAS

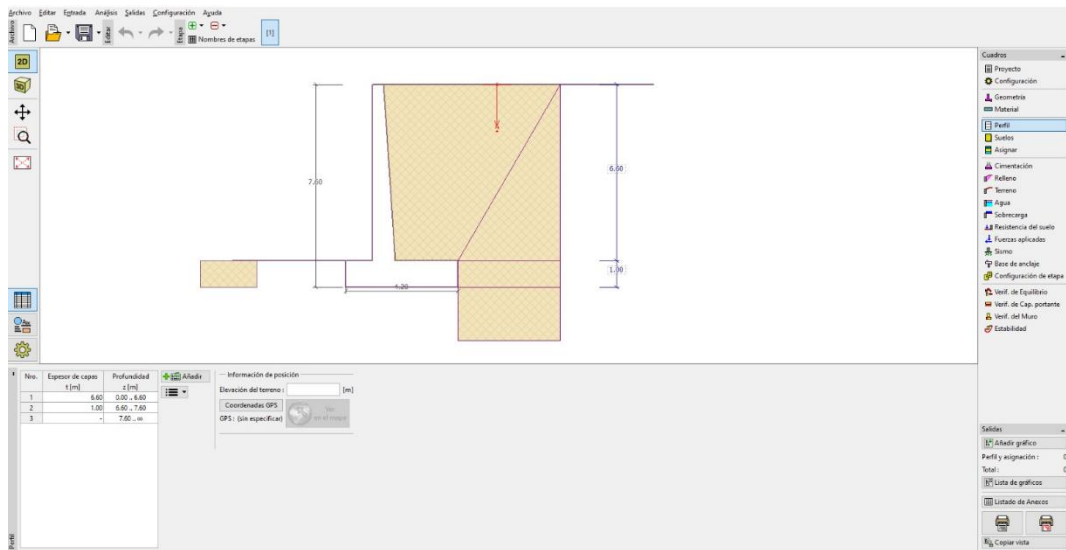
- El diseño del muro fue introducido en HEC-RAS para evaluar su efectividad en la reducción de la socavación y la regulación del nivel de agua en el cauce.
- Se analizaron los efectos del muro en el flujo, verificando que se evitara el desbordamiento o inundación en las zonas laterales.

c) Verificación de estabilidad en GEO5

- Se modeló el muro en GEO5 para evaluar su estabilidad estructural.
- Se comprobaron los factores de seguridad al vuelco, deslizamiento y capacidad portante del muro, garantizando que cumpliera con los estándares de diseño y seguridad.

Figura 94

Diseño de Muro de Concreto en Voladizo, GEO5



d) Determinación de la socavación del cauce con la alternativa de protección

– Utilizando el método de Lischtvan – Levediev (1953) se comprobó en la hoja de cálculo en Microsoft Excel la socavación en las diferentes secciones del cauce aguas arriba y aguas abajo, para comprobar si esta era menor a la socavación inicial estimada.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad (111)$$

Donde, H_s profundidad de socavación, h tirante de agua (m), γ peso específico del sedimento del lecho en T/m³, β coeficiente de frecuencia, u factor de contracción del cauce, φ factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

e) Resultados y ajustes finales

– Los resultados de los análisis hidráulicos y estructurales se revisaron para realizar ajustes en el diseño inicial, asegurando su eficacia tanto hidráulica como estructural.

3.6.1.15. Diseño de gaviones

El diseño de los gaviones para el cauce del río Chotano fue realizado mediante un enfoque que integró análisis hidráulicos y estructurales. En primer lugar, se realizó un pre-dimensionamiento utilizando hojas de cálculo en Microsoft Excel para las secciones aguas arriba y aguas abajo del cauce. Posteriormente, el diseño fue evaluado en HEC-RAS para verificar su capacidad de disminuir la socavación y controlar el nivel del agua, previniendo desbordamientos. Adicionalmente, se utilizaron los programas GawacWin y GEO5 para realizar verificaciones estructurales, comprobando los factores de seguridad al vuelco, deslizamiento y capacidad portante, con el objetivo de garantizar la estabilidad y funcionalidad de los gaviones.

a) Pre dimensionamiento estructural

- Se calcularon las dimensiones iniciales de los gaviones utilizando hojas de cálculo en Microsoft Excel.
- Se definieron las secciones específicas del cauce a intervenir, considerando los tramos aguas arriba y aguas abajo.

b) Verificación de estabilidad en GawacWin y GEO5

El procedimiento para el diseño de gaviones consistió en realizar un análisis de estabilidad utilizando el software GawacWin, ingresando datos técnicos precisos relacionados con las características del muro, las propiedades del material de relleno y las condiciones del terreno. Este análisis permitió evaluar la estabilidad estructural de los gaviones, garantizando su eficacia frente a las cargas aplicadas y las condiciones del entorno. A continuación, se detalla el proceso:

Ingreso de los datos iniciales del muro:

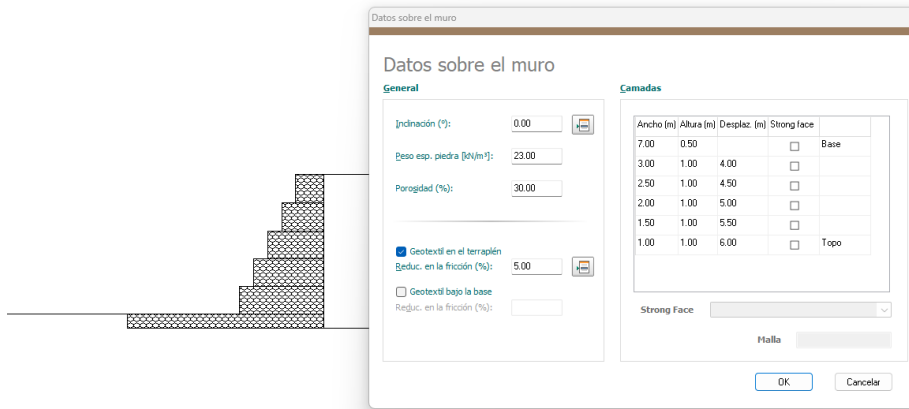
- Se estableció la inclinación del gavión en 0° .
- Se definió el peso específico de las piedras como 2.3 tn/m^3 (23 kN/m^3).
- Se consideró una porosidad del 30%, acorde a las especificaciones técnicas de Maccaferri.
- Se incluyó una reducción del 5% en la fricción del terraplén debido al uso de geotextil, según las recomendaciones técnicas.

Dimensiones del gavión:

- Se ingresaron las medidas físicas de las cajas de gavión, ajustadas a las condiciones del cauce y los requisitos de diseño.

Figura 95

Incorporación de Dimensiones del Gavión en el Programa GawacWin



Datos sobre la fundación y el terraplén:

Se especificaron las propiedades del terreno de fundación y el terraplén, basadas en los resultados del estudio de mecánica de suelos:

- Peso específico: 2.0 tn/m^3 .
- Ángulo de fricción interna: 32° .
- Cohesión: 0.0 tn/m^2 .

Figura 96

Incorporación de Datos del Terraplén en el Programa GawacWin

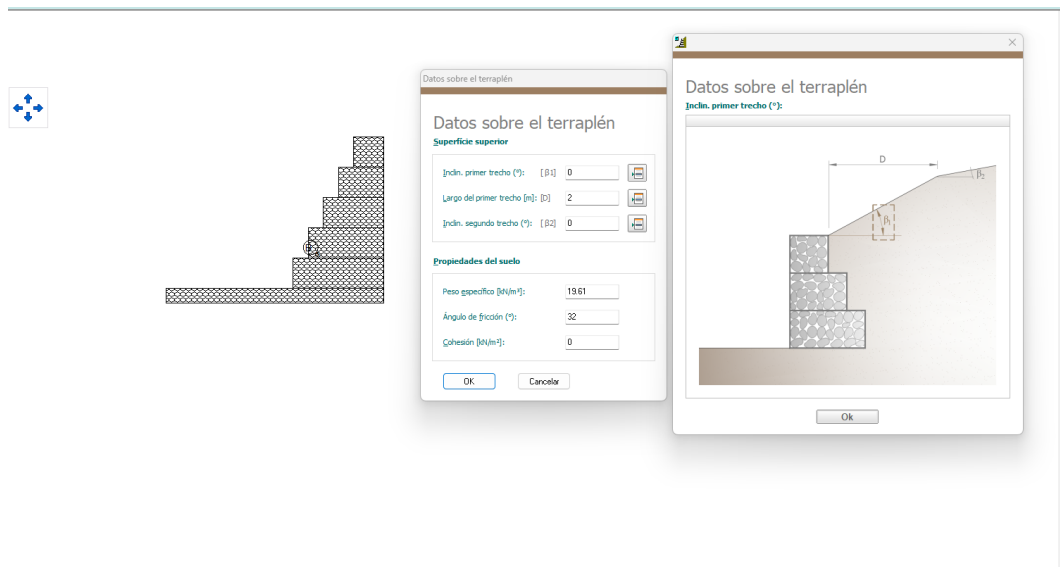
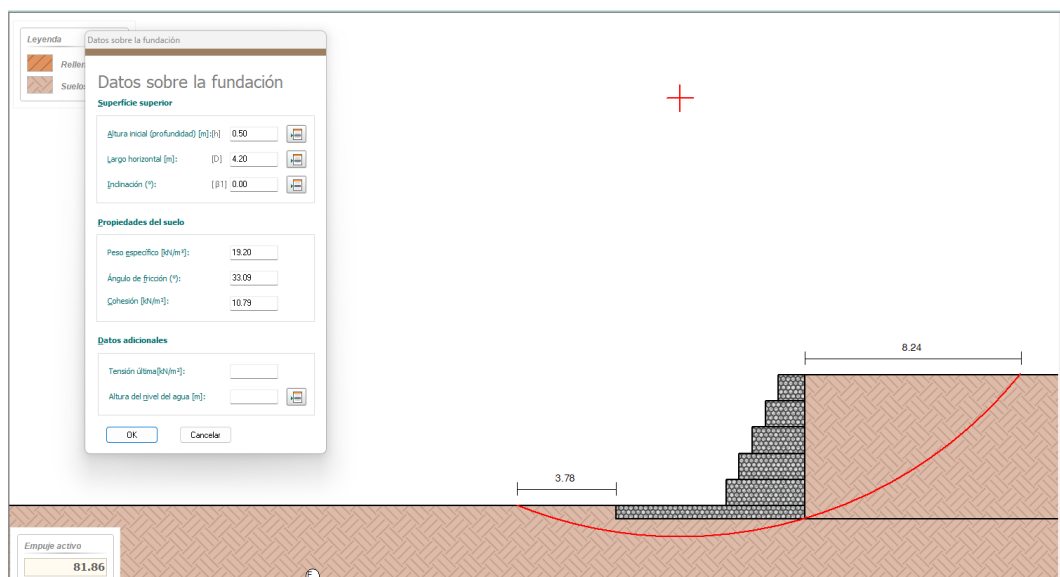


Figura 97

Incorporación de Datos de la Fundación en el Programa GawacWin



Ejecución del análisis:

Una vez ingresados todos los datos, se corrió el programa para realizar el análisis de estabilidad del gavión, verificando parámetros clave como la resistencia frente al deslizamiento, el vuelco y la capacidad portante.

Figura 98

Análisis del Diseño de los Gaviones



c) Análisis hidráulico en HEC-RAS

- El diseño de los gaviones fue introducido en el programa HEC-RAS para analizar su impacto en la disminución de la socavación y la regulación del nivel del agua.
- Se verificó que los gaviones fueran efectivos para prevenir desbordamientos.

d) Determinación de la socavación del cauce con la alternativa de protección

- Utilizando el método de Lischtvan – Levediev (1953) se comprobó en la hoja de cálculo en Microsoft Excel la socavación en las diferentes secciones del cauce aguas arriba y aguas abajo.

e) Revisión y ajustes finales

- Los resultados obtenidos de los análisis hidráulicos y estructurales se utilizaron para realizar ajustes al diseño inicial.
- Se aseguraron dimensiones y características que cumplieran con los estándares de seguridad y eficiencia tanto hidráulica como estructural.

3.6.2. *Procesamiento de datos*

El procesamiento de datos se llevó a cabo mediante un enfoque sistemático que integró diversas herramientas de software, optimizando tanto el análisis como la representación de los resultados. Se utilizaron técnicas avanzadas de análisis computacional, donde Microsoft Excel 2022 fue clave para organizar y resumir los datos obtenidos, permitiendo la elaboración de hojas de cálculo para el pre-dimensionamiento de las alternativas de protección y el cálculo de alturas de socavación. Así mismo, por medio de este programa se elaboraron tablas y gráficos que resumen los resultados de la investigación.

ArcGIS 10.8 se empleó para la creación de mapas detallados de ubicación, así como para la delimitación de la cuenca y subcuencas, proporcionando un entendimiento claro de la topografía y distribución espacial de la zona de estudio en conjunto con el programa HEC-HMS, que permitió también analizar las precipitaciones máximas registradas en la cuenca, calculando caudales máximos mediante el uso de hidrogramas unitarios, lo que fue fundamental para estimar los escenarios de flujo en diferentes condiciones de retorno.

Civil 3D 2018 se utilizó para procesar los datos topográficos recopilados en campo, generando planos detallados que fueron esenciales para los modelos hidráulicos. Mientras que, HEC-RAS 5.0.7 fue la herramienta principal para modelar el cauce natural y evaluar los impactos del puente y las alternativas de protección en la socavación. Este programa permitió simular el comportamiento hidráulico del río y evaluar la eficacia de las propuestas de mitigación.

Otro programa utilizado fue CSIBridge que, facilitó el análisis estructural del puente, evaluando su capacidad frente a diferentes cargas aplicadas y garantizando que cumpliera con los requisitos de seguridad y funcionalidad.

Geo5 fue utilizado para diseñar y analizar los muros de contención en voladizo, verificando su estabilidad estructural bajo condiciones específicas del terreno y del flujo del río. Así mismo, GawacWin se utilizó para el diseño y análisis de los gaviones, proporcionando una herramienta especializada para evaluar su resistencia y funcionalidad en el control de la socavación.

Mientras que, Revit 2022 permitió modelar en 3D el rediseño del puente y las alternativas de protección, ofreciendo una visualización detallada y precisa que facilitó la comunicación del diseño. Para que, finalmente, se empleará AutoCAD 2022 para la presentación de planos generales y técnicos del puente y de las alternativas de protección.

3.6.3. *Análisis de datos*

El análisis de datos se realizó mediante el uso del software Minitab 22. En primer lugar, se procedió a verificar la normalidad de los datos, para ello, se utilizó la prueba de normalidad de Anderson-Darling, la cual permitió identificar si los datos se ajustaban a una distribución normal.

Una vez comprobada la normalidad o, en su defecto, identificada la necesidad de aplicar métodos no paramétricos, se procedió a la formulación y prueba de las hipótesis estadísticas. La hipótesis nula (H_0) planteaba que no había diferencias significativas en la socavación antes y después de implementar las alternativas de protección, mientras que la hipótesis alternativa (H_1) proponía que las diferencias sí eran significativas, indicando que las alternativas de protección lograron reducir la socavación de manera efectiva.

El nivel de significancia (α) se estableció en 0.05, y los valores p obtenidos en las pruebas determinaron si se aceptaba o rechazaba la hipótesis nula. Si el valor p era menor al nivel de significancia, se rechazaba H_0 .

3.7. Aspectos éticos

La investigación integró principios éticos fundamentales en todas las etapas del estudio, garantizando que se llevara a cabo con integridad y respeto a los valores éticos científicos. Estos aspectos éticos fueron: (González, 2002)

- **Valor social y científico:** La investigación demostró ser ética al abordar una problemática de gran relevancia para la comunidad del distrito de Cochabamba. Su importancia radicó en ofrecer soluciones prácticas y sostenibles para mitigar la socavación en el río Chotano, contribuyendo a la seguridad y sostenibilidad de infraestructuras críticas, como el puente Chota. Este valor social se complementó con el aporte científico y técnico, al proporcionar información detallada sobre el diseño y eficacia de las alternativas de protección propuestas, estableciendo una base para futuras investigaciones en infraestructura hidráulica.
- **Validez científica:** Para garantizar la validez de los resultados, se siguieron estrictamente normas técnicas y procedimientos estandarizados, como las NTP y directrices internacionales en hidráulica e hidrología. El uso de software especializado como HEC-RAS, HEC-HMS, y GEO5 respaldó el rigor del análisis, mientras que la validación estadística añadió solidez a las conclusiones obtenidas.
- **Evaluación independiente:** Se aseguró la independencia del estudio mediante la ausencia de conflictos de interés en la investigación y desarrollo del proyecto. Las decisiones técnicas y metodológicas se tomaron basándose únicamente en criterios científicos, priorizando la objetividad y la transparencia.

- **Transparencia en el manejo de datos:** Todos los datos recopilados fueron tratados con rigurosidad y se presentaron de manera transparente en los resultados y análisis. Se respetaron los principios de honestidad científica, asegurando que los hallazgos reflejaran fielmente los datos observados y simulaciones realizadas.
- **Responsabilidad ambiental:** Dado que el estudio involucró un entorno natural como el cauce del río Chotano, se implementaron prácticas respetuosas con el medio ambiente durante las actividades de campo, minimizando el impacto ecológico y considerando las características ecológicas del área.
- **Divulgación y accesibilidad:** Los resultados de la investigación fueron documentados y presentados de manera clara, buscando que tanto las autoridades locales como la comunidad científica y técnica pudieran acceder y aplicar los hallazgos para la mejora de infraestructura y la gestión de riesgos en otras áreas con condiciones similares.

Estos principios éticos garantizaron que la investigación no solo cumpliera con estándares científicos rigurosos, sino que también respetara los valores éticos esenciales, promoviendo así un impacto positivo tanto a nivel local como en el ámbito científico y técnico.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción de resultados

4.1.1. Socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota

En la Tabla 46, se presentan las profundidades de socavación calculadas para el tiempo de retorno de 500 años, tanto en el cauce natural como con la interacción del cauce con el puente Chota. Siendo respectivamente 3.52 m y 3.22 m, por lo que, se observa que la profundidad de socavación disminuye ligeramente cuando se incluye el puente lo que refleja un cambio en el flujo hidráulico y la capacidad de erosión del río, pero, en ambos casos compromete al puente de acuerdo al expediente técnico.

Tabla 46

Socavación según Lischtvan Levediev para Tr 500 años

Parámetros hidráulicos para determinar la profundidad de socavación	En el cauce natural	Con la interacción del puente
Sección Transversal	1020	1023.8
Caudal Q (m ³ /s)	640.5	640.5
h (m)	5.82	6.35
Ancho B (m)	24.36	23.04
Área hidráulica A (m ²)	114.96	122.54
Velocidad V (m/s)	3.79	3.97
Diámetro medio Dm (mm)	9	0
Luz (mínima para μ)	22	22
Tiempo de Retorno	500	500
Peso específico(agua más sedimentos Tn/m ³)	1.05	1.05
μ	0.93	0.93
α	1.5	1.4
β	1.06	1.06
φ	1.05	1.05
z	0.35	0.34
Hs (m)	9.34	9.57
Prof. Socav. (ds) (m)	3.52	3.22

Figura 99

Cálculo de la Socavación – Método de Lischtvan Lebediev en el Cauce Natural

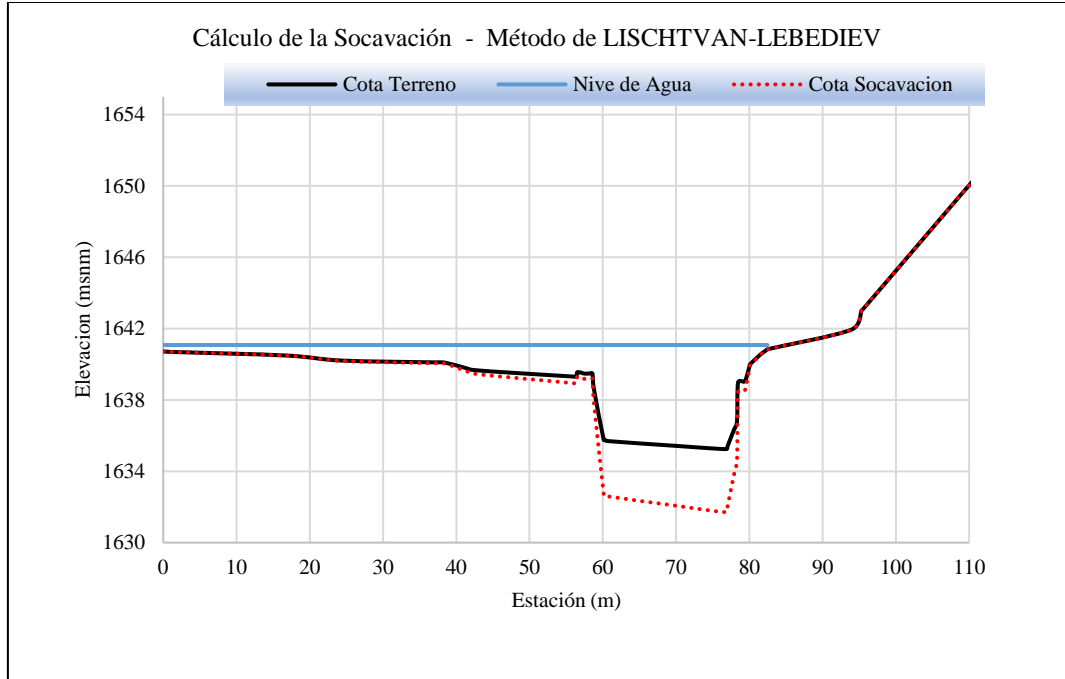


Figura 100

Cálculo de la Socavación – Método de Lischtvan Lebediev con Interacción del Puente



Figura 101

Velocidad del Flujo de Agua en el Cauce del Río Chotano para Tr 500 años

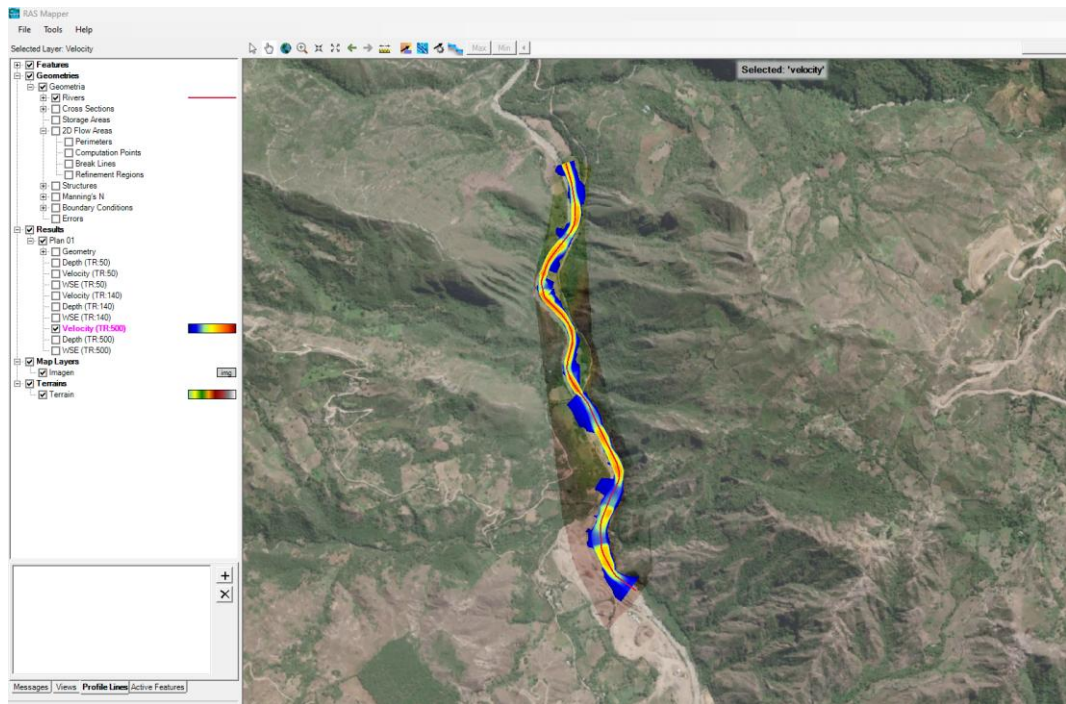


Figura 102

Tirante de Agua en el Cauce del Río Chotano Tr 500 años

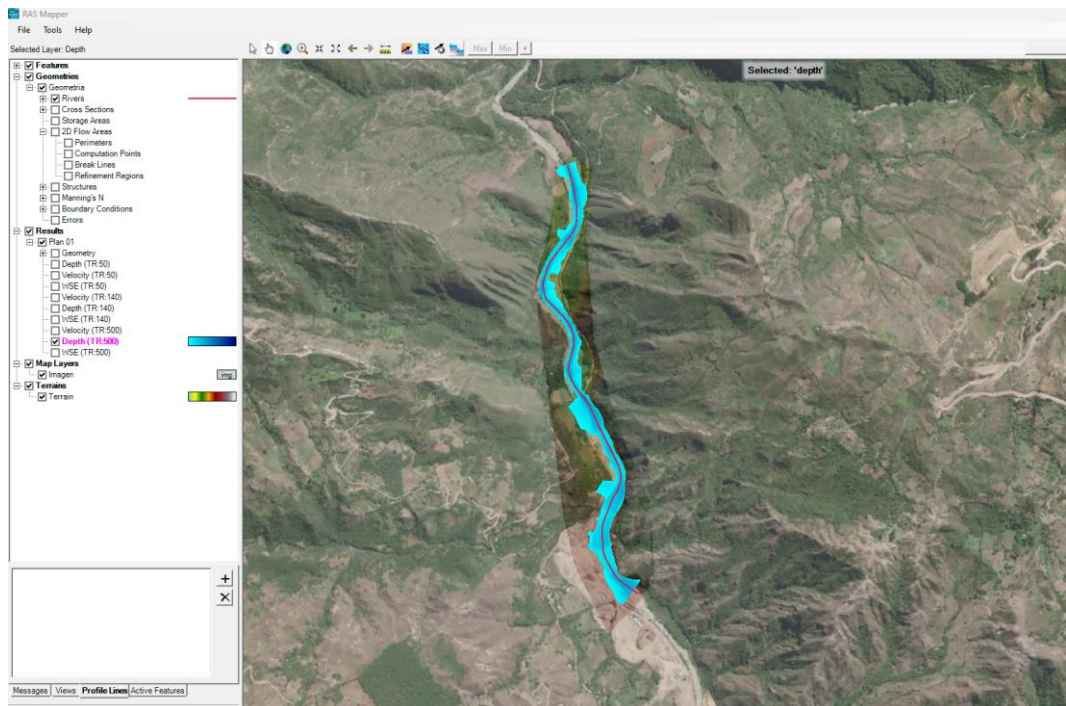


Figura 103

Altura del Agua con Respecto al Terreno Natural TR:500

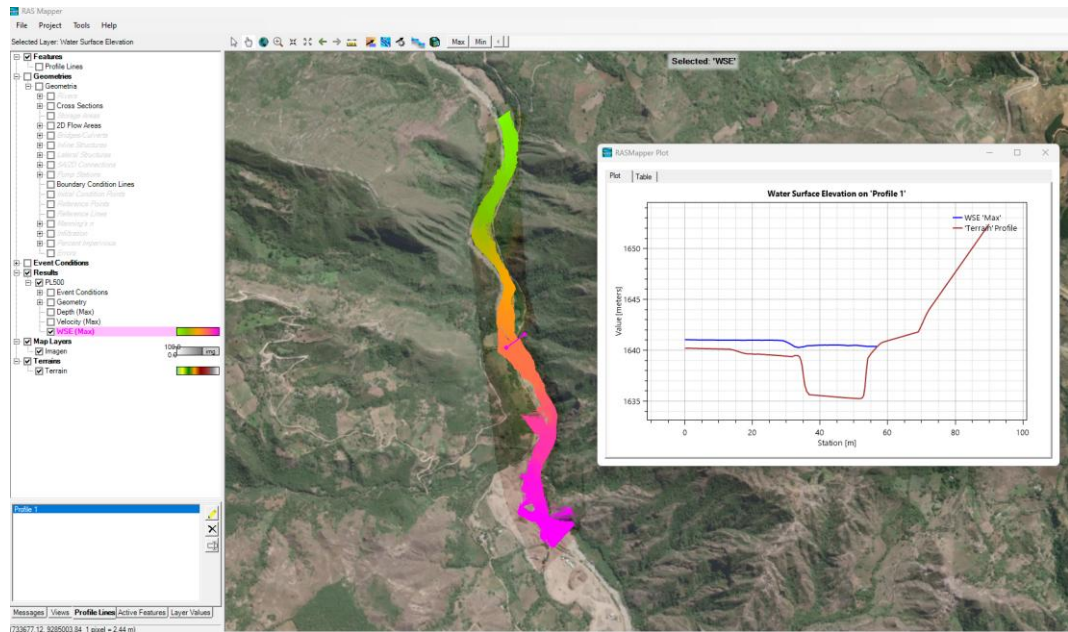
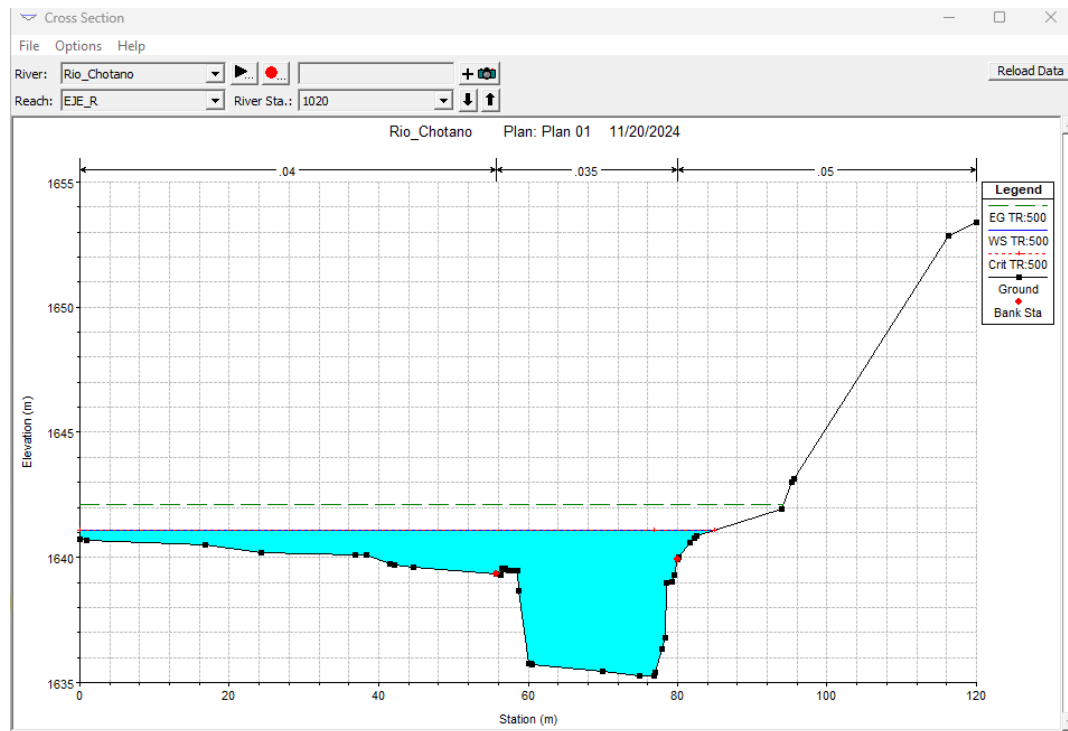


Figura 104

Vista de la Socavación en la Sección del Eje del Puente para Caudal de Tr 500 años



Las Tabla 48 y Tabla 47 documentan los niveles de agua, velocidades y números de Froude para las secciones aguas arriba y abajo del puente, tanto para tiempos de retorno de 140 como 500 años. Aguas arriba del puente Chota, el nivel de agua alcanzó 6.00 m, mientras que aguas abajo disminuyó a 4.6 m, mostrando una pérdida de energía en el flujo. Resultados similares se obtiene para un tiempo de retorno de 500 años. Aguas arriba, el nivel de agua fue de 7.00 m, mientras que aguas abajo fue de 4.60 m. En términos de velocidad, aguas arriba registró 6.95 m/s y aguas abajo 4.6 m/s, lo que indica un aumento significativo en las velocidades a medida que se desciende por el cauce, lo que, significa un incremento en la capacidad de erosión del flujo en la zona de salida, indicando zonas de mayor erosión potencial. Respecto al número de Froude este es menor a 1.00 en todos los casos a excepción del km 1+180.00, por lo que, en todas las secciones el flujo es subcrítico, dominado por la gravedad, es decir, los cambios en el flujo aguas abajo afectan el flujo aguas arriba; a excepción del tramo en mención donde el flujo es supercrítico y se caracteriza porque la velocidad del flujo es mayor que la velocidad de las ondas gravitatorias.

De acuerdo al Manual de “Hidrología, Hidráulica y Drenaje” del MTC (2018) los niveles de agua para tiempos de retorno de 140 años, se utilizan para pre dimensionar la elevación de las obras de contención (muros y gaviones), mientras que, los niveles de agua definidos para tiempos de retorno de 500 años sirven para el cálculo de la socavación del cauce y las propuestas.

Así mismo, las figuras asociadas muestran la velocidad del flujo, el tirante de agua y la altura respecto al terreno natural, destacando las diferencias entre las condiciones naturales y modificadas.

Tabla 47*Nivel del Agua para Tr de 140 años, Aguas Abajo*

	Aguas abajo	Altura del nivel de agua (HT)		Velocidad (m/s)	Froude
		Tr 140 años	Tr 500 años		
km	0 + 800	4.00	4.00	4.00	0.62
km	0 + 820	4.12	4.12	4.12	0.61
km	0 + 840	4.00	4.00	4.00	0.60
km	0 + 860	3.60	3.60	3.60	0.50
km	0 + 880	4.30	4.30	4.30	0.60
km	0 + 860	4.25	4.25	4.25	0.60
km	0 + 900	4.60	4.60	4.60	0.65
km	0 + 920	4.15	4.15	4.10	0.62
km	0 + 940	3.00	3.10	3.10	0.54
km	0 + 096	2.80	3.10	3.10	0.53
km	0 + 980	2.80	3.00	3.00	0.52
km	1 + 000	3.00	3.00	3.00	0.52
km	1 + 012	3.60	4.10	4.10	0.64

Tabla 48*Nivel del Agua para Tr de 140 años, Aguas Arriba*

	Aguas arriba	Altura del nivel de agua en m (HT)		Velocidad (m/s)	Froude
		Tr 140 años	Tr 500 años		
km	1 + 026.8	6.00	7.00	3.87	0.52
km	1 + 040.0	5.80	6.68	3.74	0.51
km	1 + 060.0	5.40	6.32	3.71	0.53
km	1 + 080.0	5.00	5.90	3.78	0.55
km	1 + 100.0	4.80	5.67	3.22	0.47
km	1 + 120.0	4.50	5.37	3.19	0.49
km	1 + 140.0	4.40	5.28	3.57	0.57
km	1 + 160.0	4.30	5.22	4.14	0.68
km	1 + 180.0	4.30	5.08	6.95	1.43

Figura 105

Vista del Puente con el Caudal de Tr 140 años

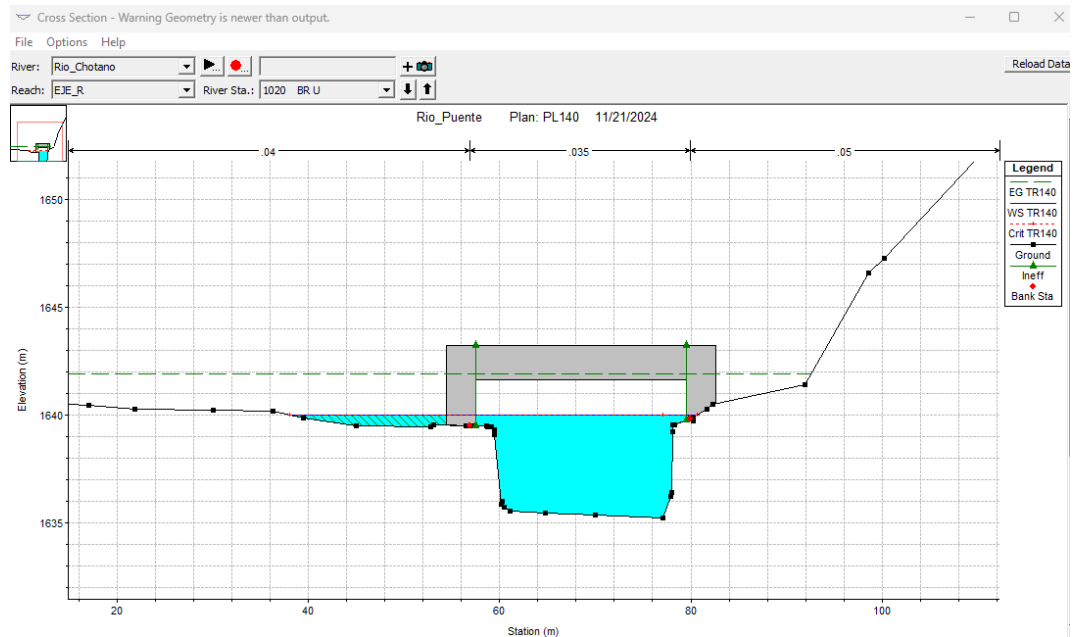


Figura 106

Velocidad del Flujo de Agua en el Río Chotano Tr 140 años

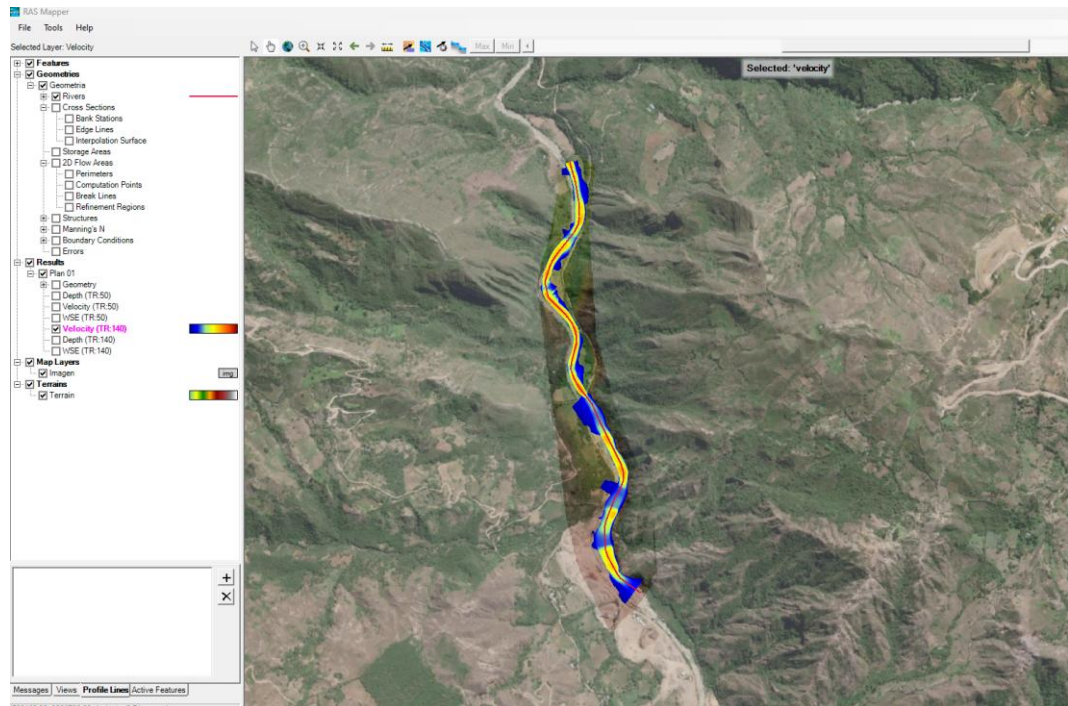


Figura 107

Tirante de Agua en el Río Chotano Tr 140 años

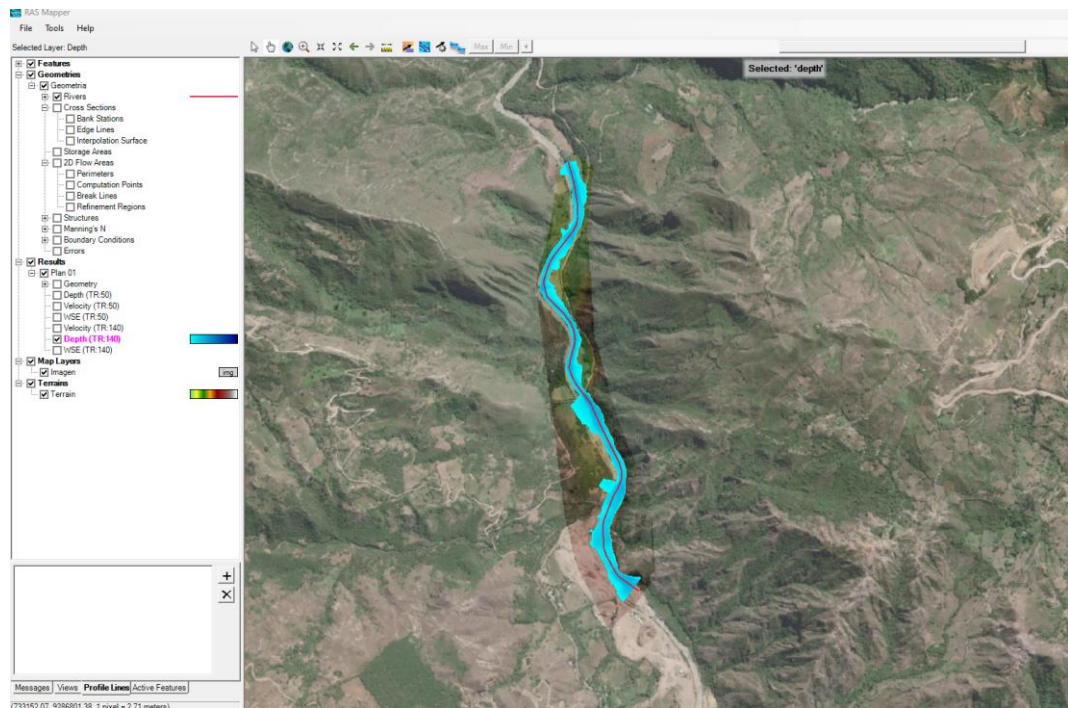
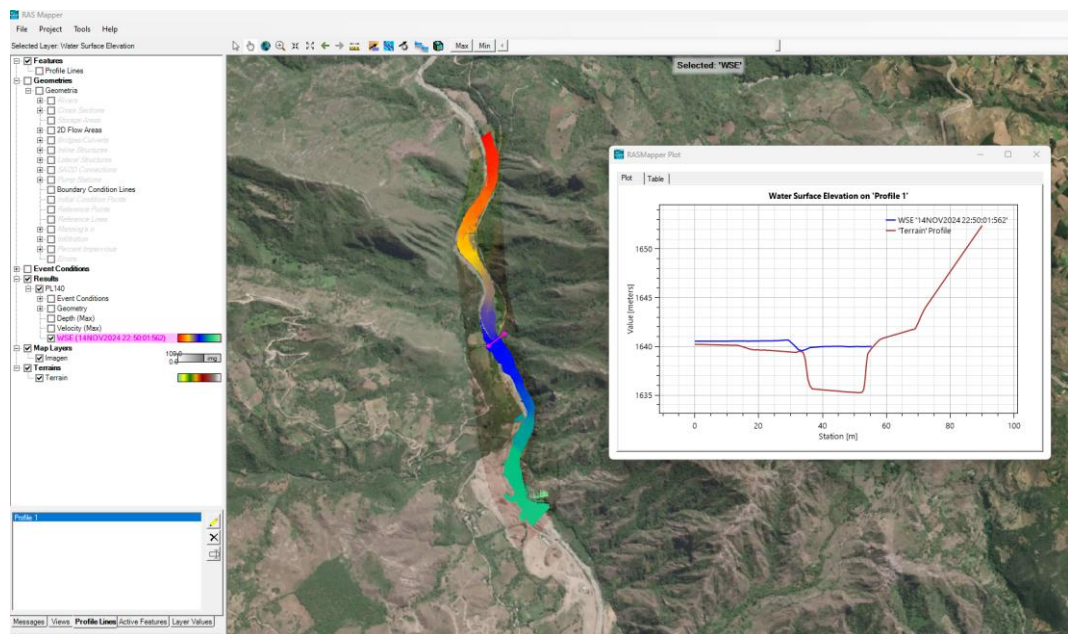


Figura 108

Altura del Agua con Respecto al Terreno NaturaTR:140



4.1.2. Alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota

4.1.2.1. Diseño de muros de concreto y su efectividad en la reducción de la socavación

En la Tabla 49 se presentan las alturas mínimas requeridas para los muros de concreto, considerando las variaciones en los niveles del agua del cauce. Aguas arriba se determinó una altura mínima de 4.5 m, mientras que aguas abajo se estableció en 5.00 m. Además, aguas arriba fue necesario subdividir el tramo general en cuatro subtramos con alturas específicas de 6.00 m, 5.80 m, 5.00 m y 4.50 m, correspondientes a los segmentos comprendidos entre los kilómetros 1+023.80 – 1+026.80, 1+040 – 1+060, 1+080 – 1+100 y 1+120 – 1+180, respectivamente. Esta subdivisión respondió a las variaciones en los niveles del agua alcanzados en el cauce para un período de retorno de 140 años. En función de estas condiciones, se diseñaron un total de cinco tipos de muros: cuatro para los subtramos aguas arriba y uno para aguas abajo.

Tabla 49

Selección de Tramos de Acuerdo a la Altura del Nivel de Agua, Aguas Abajo del Puente Chota

	Aguas abajo	Altura del nivel de agua (HT)	Sección del muro	Altura del muro (m)
km	0 + 800	4.00		
km	0 + 820	4.12		
km	0 + 840	4.00		
km	0 + 860	3.60		
km	0 + 880	4.30		
km	0 + 860	4.25		
km	0 + 900	4.60	Km 0+800 - km 1+012	5.00
km	0 + 920	4.15		
km	0 + 940	3.00		
km	0 + 096	2.80		
km	0 + 980	2.80		
km	1 + 000	3.00		
km	1 + 012	3.60		

Tabla 50

Selección de Tramos de Acuerdo a la Altura del Nivel de Agua, Aguas Arriba del Puente Chota

	Aguas arriba	Altura del nivel de agua (HT)	Sección del muro	Altura del muro (m)
km	1 + 026.8	6.00	1+023.80 - 1+026.80	6.00
km	1 + 040.0	5.80	1+040-1+060	5.80
km	1 + 060.0	5.40		
km	1 + 080.0	5.00	1+080-1+100	5.00
km	1 + 100.0	4.80		
km	1 + 120.0	4.50	1+120-1+180	4.50
km	1 + 140.0	4.40		
km	1 + 160.0	4.30		
km	1 + 180.0	4.30		

En la Tabla 51 se presentan las dimensiones del muro en voladizo, diseñadas según los tramos del cauce del río Chotano. Las alturas totales del muro para los subtramos específicos son las siguientes: 8.50 m para el tramo comprendido entre el Km 0+800 y Km 1+012, 9.50 m para el Km 1+023.80 y Km 1+026.80, 9.30 m para el Km 1+040 a Km 1+060, 8.50 m para el Km 1+080 a Km 1+100, y 7.60 m para el Km 1+120 a Km 1+180, tramo final. Las bases correspondientes a cada subtramo son de 4.80 m, 5.40 m, 5.20 m, 4.80 m y 4.30 m, respectivamente, reflejando las adaptaciones necesarias para las condiciones específicas de cada sección del cauce.

Tabla 51

*Pre dimensionamiento del Muro en Voladizo de Acuerdo a los Tramos del
Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota*

Dimensiones	0+800-	1+023.80-	1+040-	1+080-	1+120-
	1+012	1+026.8	1+060	1+100	1+180
Tirante de agua (m)	5	6	5.80	5	4.5
Borde libre (m)	0.40	0.5	0.50	0.5	0.5
Espesor superior (m)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.4
Altura (m)	8.50	9.50	9.30	8.50	7.6
Base (m)	4.80	5.40	5.20	4.80	4.30
Punta (m)	1.10	1.30	1.30	1.10	1.00
Espesor (m)	1.10	1.20	1.20	1.10	0.90
Talón (m)	2.60	2.90	2.70	2.60	2.40
Profundidad de zapata (m)	1.10	1.30	1.30	1.10	1.00

En la Tabla 52 se presentan los factores de seguridad calculados para los muros en condiciones de verificación estática y estabilidad sísmica, considerando los criterios de deslizamiento, volteo y capacidad portante. En términos de deslizamiento, los factores de seguridad obtenidos fueron 2.08, 2.104, 2.07, 2.089 y 2.092 para los subtramos Km 0+800 – Km 1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100, y Km 1+120 – Km 1+180, respectivamente, superando en todos los casos el límite mínimo requerido de 1.50.

En cuanto al volteo, los factores de seguridad alcanzados fueron 3.138, 3.17, 3.062, 3.138 y 3.146 en los mismos subtramos, también excediendo el mínimo establecido de 2.00. Respecto a la capacidad portante, el esfuerzo en la punta del muro supera la capacidad admisible, mientras que el esfuerzo en el talón es menor a esta capacidad, cumpliendo con los criterios establecidos en la

normativa vigente, lo que confirma que los diseños son técnicamente viables bajo condiciones estáticas.

En condiciones de estabilidad sísmica, considerando que el distrito de Cochabamba se encuentra en la zona sísmica 3, de mayor impacto sísmico que la provincia de Chota, los análisis de deslizamiento revelaron factores de seguridad superiores al mínimo requerido de 0.75, con valores de 2.098, 1.866, 1.878, 2.04 y 1.987 para los mismos subtramos. Los factores de seguridad frente al volteo también superaron el mínimo requerido de 0.75, siendo 1.555, 1.570, 1.526, 1.554 y 1.558 para los subtramos correspondientes. Estos resultados demuestran que los muros diseñados cumplen con los estándares técnicos tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

Tabla 52

Análisis de Estabilidad del Muro en Voladizo para el Río Chotano

Factor de seguridad	0+800- 1+012	1+023.80- 1+026.8	1+040- 1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Altura (m)	8.50	9.50	9.30	8.50	7.6
Verificación de estabilidad estática					
Por deslizamiento (> 1.5)	2.08	2.104	2.07	2.089	2.092
Por volteo (> 2.00)	3.138	3.17	3.062	3.138	3.146
Por capacidad portante					
Esfuerzo en punta (kg/cm ²) (> σ)	2.696	2.872	2.852	2.681	2.367
Esfuerzo en talón (kg/cm ²) (< σ)	0.435	0.554	0.491	0.441	0.408
Verificación de estabilidad sísmica					
Por deslizamiento (> 0.75)	2.098	1.866	1.878	2.04	1.987
Por volteo (> 0.75)	1.555	1.570	1.526	1.554	1.558

Tras verificar la capacidad estructural y estabilidad de los muros de contención en voladizo, se procedió a realizar la evaluación hidráulica. Este análisis tuvo como objetivo comprobar que la profundidad de socavación en el cauce con la propuesta fuese inferior a la socavación observada en su estado

natural. Los resultados indicaron que las profundidades de socavación para los tramos Km 0+800 – Km 1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100, y Km 1+120 – Km 1+180 fueron de 3.10, 4.90, 3.60, 3.00 y 2.60 m, respectivamente.

Sin embargo, en los subtramos Km 1+023.80 – Km 1+026.80 y Km 1+040 – Km 1+060, se identificaron profundidades de socavación superiores a las del cauce natural, lo que indica que las propuestas, en lugar de estabilizar hidráulicamente el cauce, podrían alterar su morfología de manera más significativa. Esta situación requeriría un incremento en las dimensiones de la cimentación del muro en voladizo para garantizar su funcionalidad. Para abordar esta problemática sin aumentar las dimensiones de la cimentación, se consideró pertinente incorporar una solución complementaria: un enrocado en el fondo del cauce con piedra de 0.82 m de diámetro y un espesor de 0.60 m, lo que permitiría mitigar la socavación y estabilizar el cauce de manera más efectiva.

Tabla 53

Socavación del Muro en Voladizo sin Enrocado en el Fondo del Cauce

Parámetros hidráulicos	0+800- 1+012	1+023.80- 1+026.8	1+040- 1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Tiempo de Retorno	500	500.00	500.00	500.00	500
Q (m ³ /s)	640.50	640.5	640.5	640.5	640.50
h (m)	5.00	7.0	6.7	5.90	5.40
Be(m)	33.60	20.3	24.5	30.10	34.50
γ_d	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96
Co. Contracción (μ)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ϕ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
α	1.30	1.2	1.1	1.1	1.12
β	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
x	0.28	0.28	0.28	0.28	0.275
Hs (m)	7.77	11.56	9.98	8.48	7.62
Prof. Socav. (ds) (m)	2.77	4.56	3.28	2.58	2.22
Altura de seguridad (m)	0.30	0.30	0.30	0.40	0.40
Profundidad de socavación (m)	3.10	4.90	3.60	3.00	2.60

Al incorporar el enrocado en el fondo del cauce con piedras de 0.82 m de diámetro y un espesor de 0.60 m, desde el Km 0+800 hasta el Km 1+060, en el eje del río, se logró reducir la profundidad de socavación a 0.79 m. Este resultado es favorable, ya que garantiza la estabilidad del cauce al prevenir la erosión y mantener su morfología constante. Sin embargo, aún era necesario verificar el comportamiento de la socavación en los laterales, por lo que se replanteó el análisis considerando la interacción entre el muro en voladizo y el enrocado en el fondo del cauce. Esta combinación buscaba asegurar una solución integral para estabilizar tanto el fondo como los bordes del cauce del río.

Tabla 54

Socavación en el Fondo del Cauce con Propuesta de Enrocado

Parámetros hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno (años)	500.00
Q (m ³ /s)	1069.1
h (m)	8.0
Be(m)	27.0
Dm (mm)	82.0
Co. Contracción (μ)	1.0
μ	1.0
α	1.2
β	1.05
x	0.28
Hs (m)	8.79
Prof. Socav. (ds) (m)	0.79

Al implementar muros en voladizo combinados con enrocado en el fondo del cauce, se determinaron las alturas de socavación para los tramos Km 0+800 – Km 1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100, y Km 1+120 – Km 1+180, siendo estas de 2.30 m, 2.60 m, 2.40 m, 3.00 m y 2.60 m, respectivamente. Estos resultados confirman que la propuesta garantiza la estabilidad hidráulica del cauce, reduciendo efectivamente la socavación en cada tramo analizado.

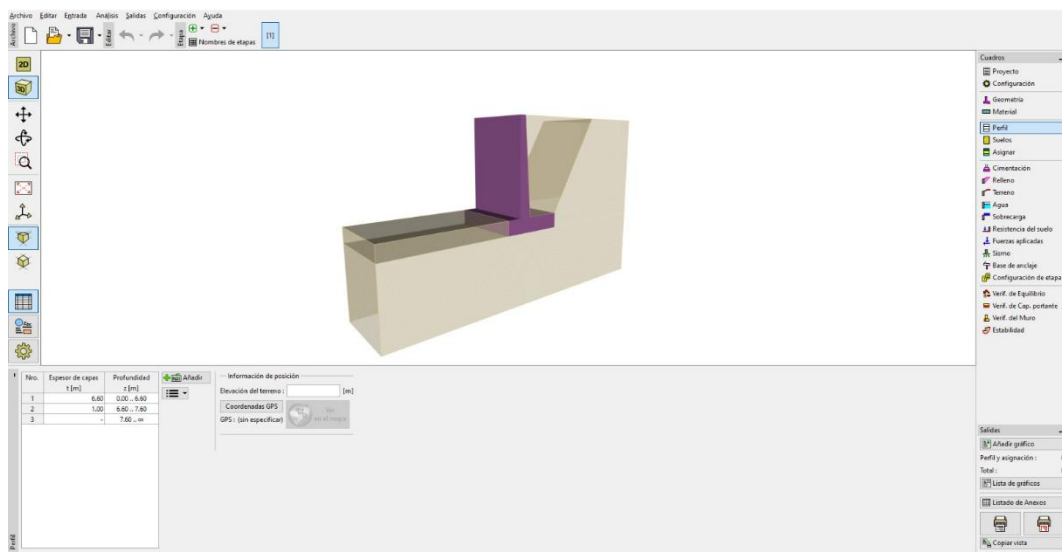
Tabla 55

Socavación del Muro en Voladizo con Enrocado en el Fondo del Cauce (Solo en las Secciones que lo Requiere)

Parámetros hidráulicos	0+800- 1+012	1+023.80- 1+026.8	1+040- 1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Tiempo de Retorno	500.00	500.00	500.00	500.00	500
Q (m ³ /s)	640.5	640.5	640.5	640.5	640.50
h (m)	6.7	6.7	6.7	5.90	5.40
Be(m)	20.3	20.3	24.5	30.10	34.50
Dm (mm)	30.0	30	15		
Co. Contracción (μ)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
φ	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
α	1.3	1.3	1.1	1.1	1.12
β	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
x	0.31	0.31	0.33	0.28	0.275
Hs (m)	8.71	8.71	8.47	8.48	7.62
Prof. Socav. (ds) (m)	2.01	2.01	1.77	2.58	2.22
Altura de seguridad (m)	0.30	0.60	0.60	0.40	0.40
Profundidad de socavación (m)	2.30	2.60	2.40	3.00	2.60

Figura 109

Vista 3D del Muro de Contención en Voladizo



4.1.2.2. Diseño de gaviones y su efectividad en la reducción de la socavación

En la Tabla 56 se detallan las dimensiones de los gaviones diseñados para los diferentes tramos del río. Para los tramos Km 0+800 – Km 1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100, y Km 1+120 – Km 1+180, los gaviones presentan alturas de 5.50 m, 6.00 m, 6.50 m, 5.50 m y 5.00 m, respectivamente. Además, cuentan con colchones antisocavantes cuya longitud varía entre 4.20 m, 7.00 m, 5.00 m, 4.00 m y 3.50 m, según el tramo, y espesores que oscilan entre 0.40 m y 0.50 m. Las profundidades de socavación correspondientes para estos tramos son de 2.77 m, 3.50 m, 3.50 m, 3.00 m y 3.00 m, garantizando así una adecuada protección del cauce frente a la erosión.

Tabla 56

Pre dimensionamiento del Gavión de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

Dimensiones	0+800- 1+012	1+023.80- 1+026.8	1+040- 1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Borde libre (m)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Altura de gavión (m)	5.50	6.00	6.50	5.50	5.00
Ancho de la base	3.00	3.50	3.50	3.00	3.00
Profundidad de socavación (m)	2.77	4.56	3.28	2.58	2.22
Longitud de colchón antisocavante (m)	4.20	7.00	5.00	4.00	3.50
Diámetro medio de roca (m)	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10
Espesor del colchón antisocavante (m)	0.40	0.50	0.50	0.50	0.50

En la Tabla 57 se presentan los factores de seguridad registrados, los cuales superaron consistentemente el valor mínimo de 1.5, demostrando que los gaviones son estables frente al deslizamiento. Para los tramos Km 0+800 – Km

1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100 y Km 1+120 – Km 1+180, los factores de seguridad frente al deslizamiento fueron 3.32, 1.67, 4.39, 4.25 y 3.25, respectivamente.

Adicionalmente, los gaviones mostraron estabilidad frente al volteo, con factores de seguridad superiores a 2.00 en todos los tramos analizados. Los valores registrados para los mismos tramos fueron 11.12, 5.66, 1.58, 1.68 y 10.13, respectivamente.

Asimismo, los factores de seguridad por tensión en la base izquierda y derecha cumplen con los lineamientos establecidos por las normativas vigentes. El factor de seguridad global obtenido para los tramos Km 0+800 – Km 1+012, Km 1+023.80 – Km 1+026.80, Km 1+040 – Km 1+060, Km 1+080 – Km 1+100 y Km 1+120 – Km 1+180 fue de 2.42, 1.69, 1.58, 1.63 y 2.36, respectivamente, confirmando la idoneidad del diseño y la estabilidad estructural de los gaviones propuestos.

Tabla 57

Análisis de Estabilidad del Gavión de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

Factor de seguridad	0+800- 1+012	1+023.80- 1+026.8	1+040- 1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Altura (m)	5.50	6.00	6.50	5.50	5.00
Por deslizamiento (> 1.5)	3.32	1.67	4.39	4.25	3.25
Por volteo (> 2.00)	11.12	5.66	1.58	1.68	10.13
FS tensión en la base izquierda	62.98	60.77	252.65	164.25	55.54
FS tensión en la base derecha			23.21	23.57	
FS global	2.42	1.69	1.58	1.63	2.36

Figura 110

Gavión Aguas Abajo Km 0+800 – Km 1+012

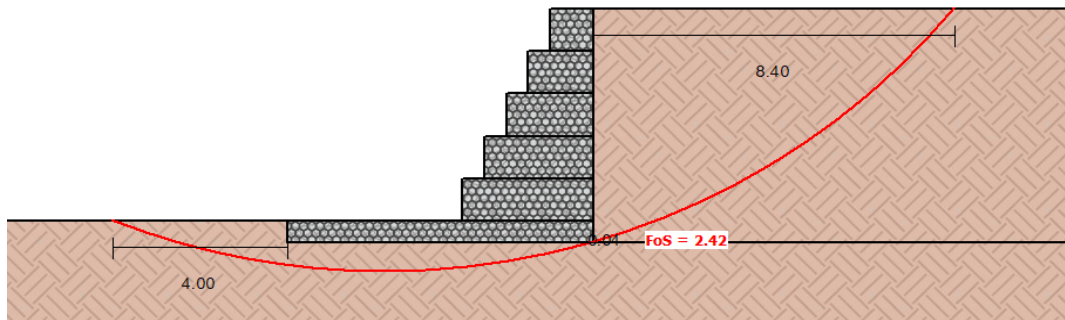


Figura 111

Gavión Aguas Abajo Km 1+023.80 – Km 1+026.80

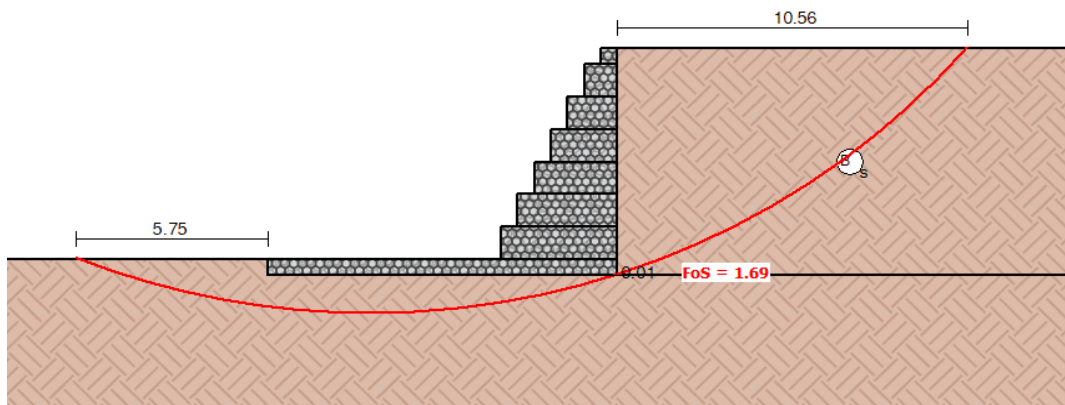


Figura 112

Gavión Aguas Abajo Km 1+040– Km 1+060

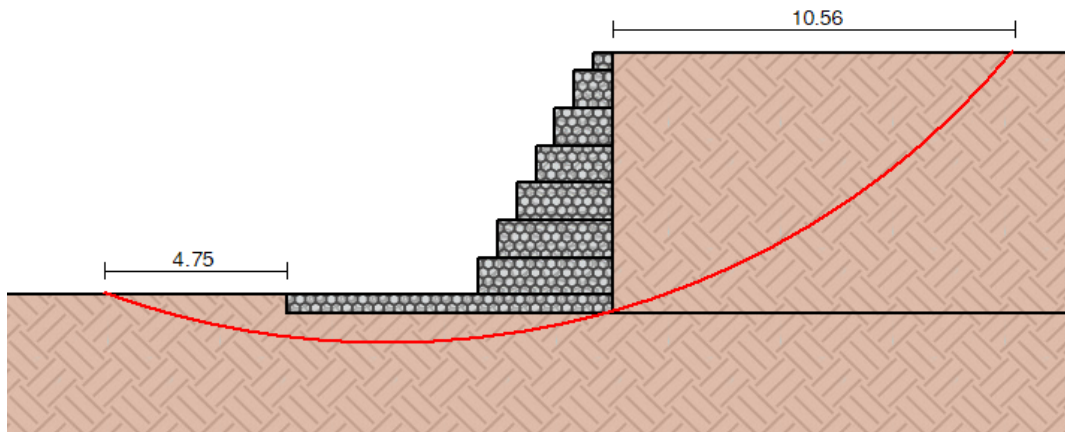


Figura 113

Gavión Aguas Abajo Km 1+080 – Km 1+100

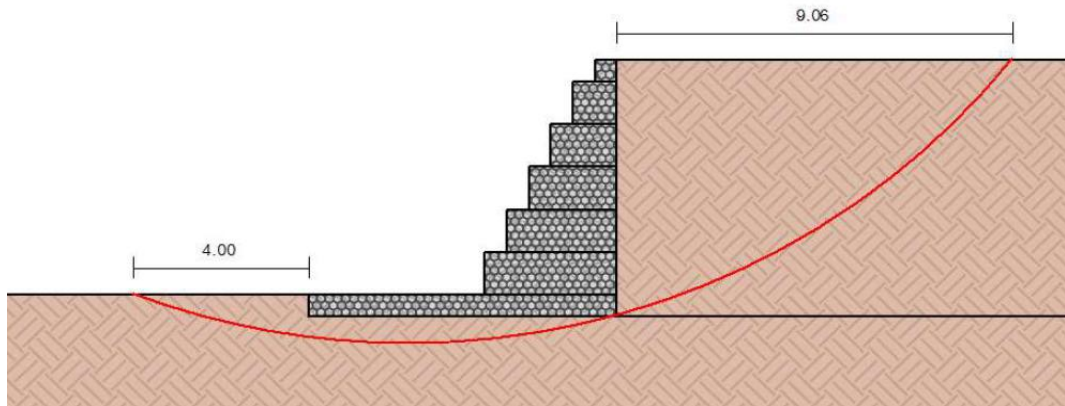


Figura 114

Gavión Aguas Abajo Km 1+120 – Km 1+180

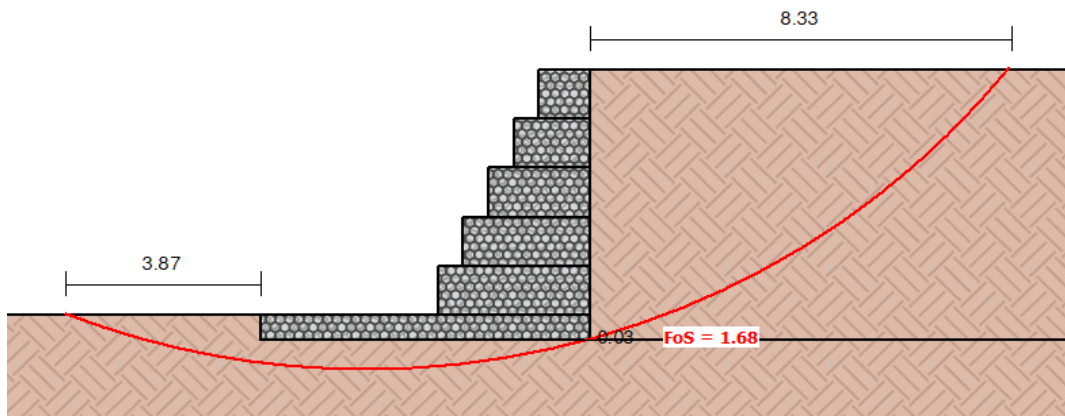
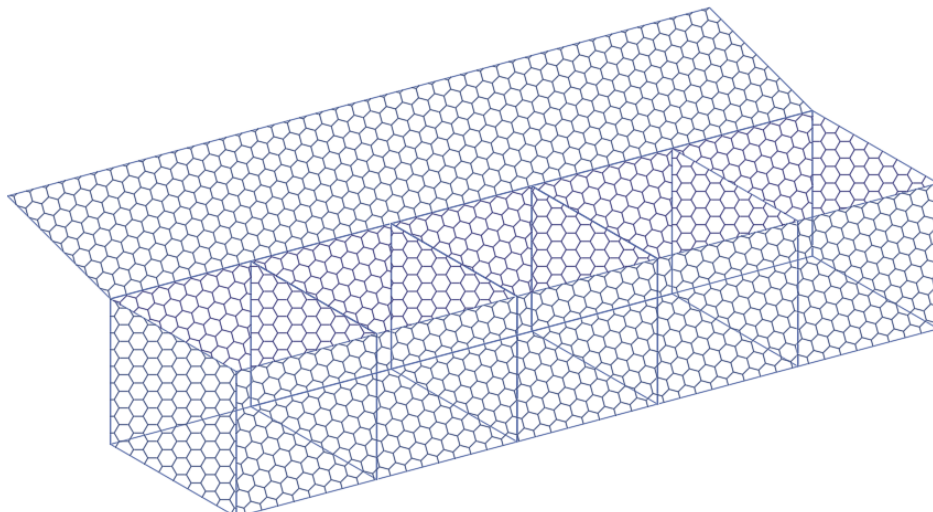


Figura 115

Detalle del Gavión Tipo Caja



4.1.2.3. Comparación de la eficiencia de las alternativas de protección

En la Tabla 58 se realiza una comparación entre el nivel de agua en el cauce y las alturas de las alternativas de protección propuestas para los tramos del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota. Los resultados muestran que, en todos los casos, las alturas de las alternativas planteadas son suficientes para cubrir los niveles de agua correspondientes a un tiempo de retorno de 140 años. Sin embargo, en los tramos comprendidos entre el Km 1+023.80 y el Km 1+026.80, así como entre el Km 1+040 y el Km 1+060, las alternativas de gaviones presentan alturas que coinciden con la altura del lecho natural, lo que implica la ausencia de un borde libre. Ante esta situación, se concluyó que es necesario optar por una solución que garantice la presencia de un borde libre adecuado, siendo el muro de contención en voladizo una alternativa más apropiada en estos tramos.

Tabla 58

Comparación del Nivel de Agua con las Alternativas de Protección de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

Nivel de agua Tr 140 años (m)	0+800-	1+023.80-	1+040-	1+080-	1+120-
	1+012	1+026.8	1+060	1+100	1+180
En el lecho natural (m)	5.00	6.00	5.80	5.00	4.5
Altura del muro (m)	8.50	9.50	9.30	8.50	7.6
Altura del gavión (m)	5.50	6.00	6.50	5.50	5.00

La Tabla 59 presenta las profundidades de socavación en el lecho natural y bajo cada alternativa de protección en el cauce del río Chotano, en el emplazamiento del puente Chota. En el tramo Km 0+800 al Km 1+012, la menor socavación se obtuvo con la propuesta del muro de contención acompañado de enrocado en el fondo del cauce, registrando una profundidad de 2.30 m. En

comparación, la alternativa de gavión alcanzó una socavación de 2.77 m, lo que también representa una reducción respecto a la socavación general del cauce natural, que fue de 3.52 m.

En el tramo Km 1+080 al Km 1+100, la alternativa de gavión mostró la menor profundidad de socavación, con 2.58 m, gracias al efecto del colchón antisocavante. Sin embargo, la propuesta del muro de contención sin enrocado presentó una profundidad de socavación similar, de 3.00 m, lo que indica que ambas opciones lograron reducir la socavación respecto al cauce natural.

Un caso similar se observó en el tramo Km 1+120 al Km 1+180, donde los gaviones resultaron en una socavación de solo 2.22 m, mientras que el muro de contención sin enrocado registró 3.00 m, ambas opciones mostrando una disminución significativa respecto a la socavación natural de 3.52 m.

En los tramos Km 1+023.80 al Km 1+026.80 y Km 1+040 al Km 1+060, se presentó un fenómeno particular: algunas propuestas podrían incrementar la socavación en lugar de reducirla, requiriendo la incorporación de enrocado en el fondo del cauce para garantizar su efectividad. En estos tramos, al utilizar muros con enrocado, las profundidades de socavación disminuyeron a 2.60 m y 2.40 m, respectivamente, en comparación con la socavación de 3.22 m registrada en el lecho natural del puente Chota. Esto confirma la importancia del enrocado como complemento esencial en estas áreas críticas.

Tabla 59

Comparación de la Socavación con las Alternativas de Protección de Acuerdo a los Tramos del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

Profundidad de socavación Tr 500 años (m)	0+800-1+012	1+023.80-1+026.8	1+040-1+060	1+080-1+100	1+120-1+180
En el lecho natural (m)	3.52	3.22	3.22	3.52	3.52
Con muro de contención (m)	3.10	4.90	3.60	3.00	2.60
Con muro de contención + enrocado en el fondo (m)	2.30	2.60	2.40	3.00	2.60
Con gavión	2.77	4.56	3.28	2.58	2.22

La eficiencia en la reducción de la socavación por parte de los muros de contención sin enrocado en el fondo del cauce no resulta efectiva en los tramos comprendidos entre el Km 1+023.80 al Km 1+026.80 y el Km 1+040 al Km 1+060, ya que en estos casos la eficiencia es negativa, con valores de -52.17% y -11.80%, respectivamente. Sin embargo, en los demás tramos se observa un desempeño positivo, con eficiencias superiores al 10%. Específicamente, los valores registrados son de 11.93% en el tramo Km 0+800 al Km 1+012, 14.77% en el Km 1+080 al Km 1+100 y 26.14% en el Km 1+120 al Km 1+180, lo que indica un mejor rendimiento en estas áreas.

Tabla 60

Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Muro de Contención Sin Enrocado en el Fondo del Cauce

Profundidad de socavación Tr 500 años (m)	En el lecho natural (m)	Con muro de contención (m)	Eficiencia (%)
0+800-1+012	3.52	3.1	11.93%
1+023.80-1+026.8	3.22	4.9	-52.17%
1+040-1+060	3.22	3.6	-11.80%
1+080-1+100	3.52	3	14.77%
1+120-1+180	3.52	2.6	26.14%

La eficiencia en la reducción de la socavación utilizando muros de contención con enrocado en el fondo del cauce demostró ser efectiva en todo el tramo analizado. Los resultados obtenidos reflejan porcentajes de eficiencia de 34.66%, 19.25%, 25.47%, 14.77% y 26.14% en los tramos comprendidos entre el Km 0+800 y el Km 1+012, el Km 1+023.80 y el Km 1+026.80, el Km 1+040 y el Km 1+060, el Km 1+080 y el Km 1+100, y finalmente, el Km 1+120 y el Km 1+180, respectivamente. Estos valores confirman la efectividad de esta alternativa en la reducción de la socavación a lo largo de todo el tramo estudiado.

Tabla 61

Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Muro de Contención Con Enrocado en el Fondo del Cauce

Profundidad de socavación Tr 500 años (m)	En el lecho natural (m)	Con muro de contención + enrocado en el fondo (m)	Eficiencia (%)
0+800-1+012	3.52	2.3	34.66%
1+023.80-1+026.8	3.22	2.6	19.25%
1+040-1+060	3.22	2.4	25.47%
1+080-1+100	3.52	3	14.77%
1+120-1+180	3.52	2.6	26.14%

La eficiencia en la reducción de la socavación mediante el uso de gaviones con colchón antisocavante no fue consistente a lo largo de todos los tramos analizados. En los tramos comprendidos entre el Km 1+023.80 y el Km 1+026.80 y entre el Km 1+040 y el Km 1+060, se observaron eficiencias negativas de -41.61% y -1.86%, respectivamente. Sin embargo, en el resto de los tramos, la eficiencia superó el 20%, con valores de 21.31% entre el Km 0+800 y el Km 1+012, 26.70% entre el Km 1+080 y el Km 1+100, y 36.93% entre el Km 1+120 y el Km 1+180, evidenciando un desempeño favorable en la mayoría de los casos.

Tabla 62*Eficiencia en la Reducción de la Socavación del Gavión*

Profundidad de socavación Tr 500 años (m)	En el lecho natural (m)	Con gavión	Eficiencia (%)
0+800-1+012	3.52	2.77	21.31%
1+023.80-1+026.8	3.22	4.56	-41.61%
1+040-1+060	3.22	3.28	-1.86%
1+080-1+100	3.52	2.58	26.70%
1+120-1+180	3.52	2.22	36.93%

En la Tabla 63 se compara la efectividad de las alternativas. Los muros de concreto con enrocado presentaron la mayor reducción en socavación, con profundidades disminuidas en un 30% respecto a las condiciones iniciales, mientras que los gaviones lograron una reducción promedio del 20%. Esto posiciona a los muros de concreto con enrocado como la mejor alternativa. Así mismo, para la alternativa de gavión del Km 1+023.80 al Km 1+026.80 y del Km 1+040 al Km 1+060, la eficiencia presenta valores negativos, esto significa que lejos de disminuir la socavación del río está aumentando debido a la interacción de las propuestas con el cauce, siendo así, en estos tramos se optó por muros de contención en voladizo.

Tabla 63*Eficiencia en la Reducción de la Socavación de las Alternativas de Protección*

Eficiencia en la reducción de socavación (%)	Con muro de contención (m)	Con muro de contención + enrocado en el fondo (m)	Con gavión
0+800-1+012	11.93%	34.66%	21.31%
1+023.80-1+026.8	-52.17%	19.25%	-41.61%
1+040-1+060	-11.80%	25.47%	-1.86%
1+080-1+100	14.77%	14.77%	26.70%
1+120-1+180	26.14%	26.14%	36.93%

La combinación seleccionada de propuestas incluye el uso de gaviones en el tramo comprendido entre el Km 0+800 y el Km 1+012, muros de contención con enrocado en el fondo para el tramo del Km 1+023.80 al Km 1+060, y gaviones con colchón antisocavante desde el Km 1+080 hasta el Km 1+180.

Tabla 64

Selección de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

	0+800- 1+012	1+023.80-1+026.8	1+040-1+060	1+080- 1+100	1+120- 1+180
Propuesta seleccionada	Gavión	Muro de contención con enrocado en el fondo	Muro de contención con enrocado en el fondo	Gavión	Gavión
Socavación (m)	2.77	2.6	2.4	2.58	2.22
Eficiencia en la reducción de socavación (%)	21.31%	19.25%	25.47%	26.70%	36.93%

Figura 116

Vista General de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

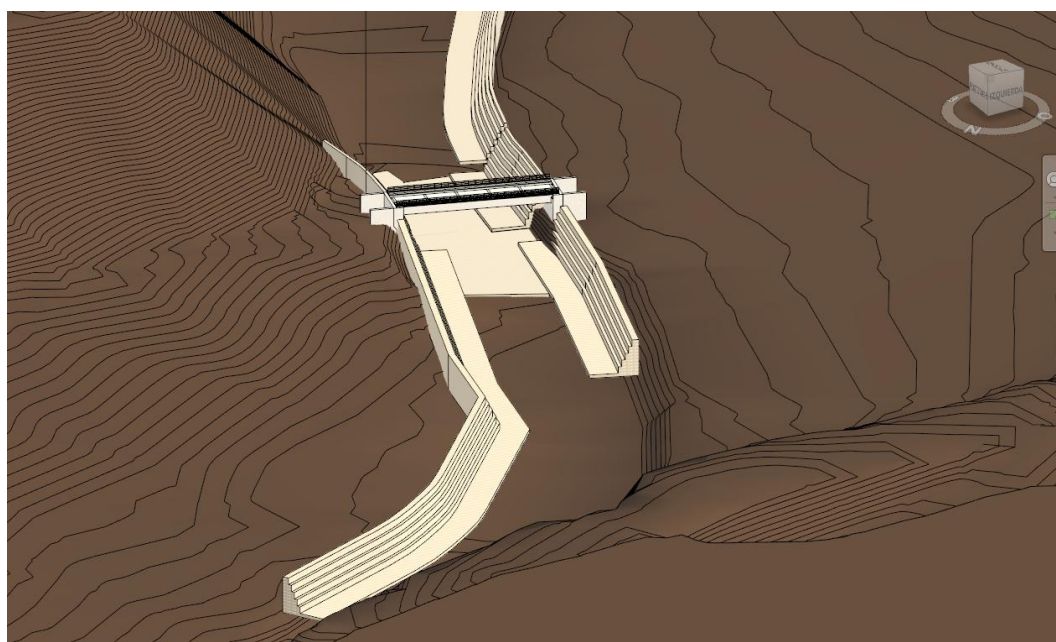


Figura 117

Vista 3D de las Alternativas de Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota

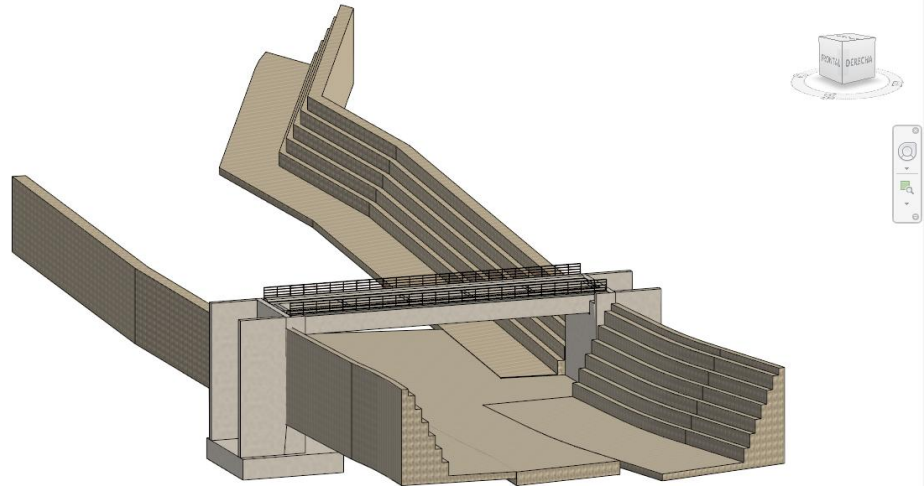
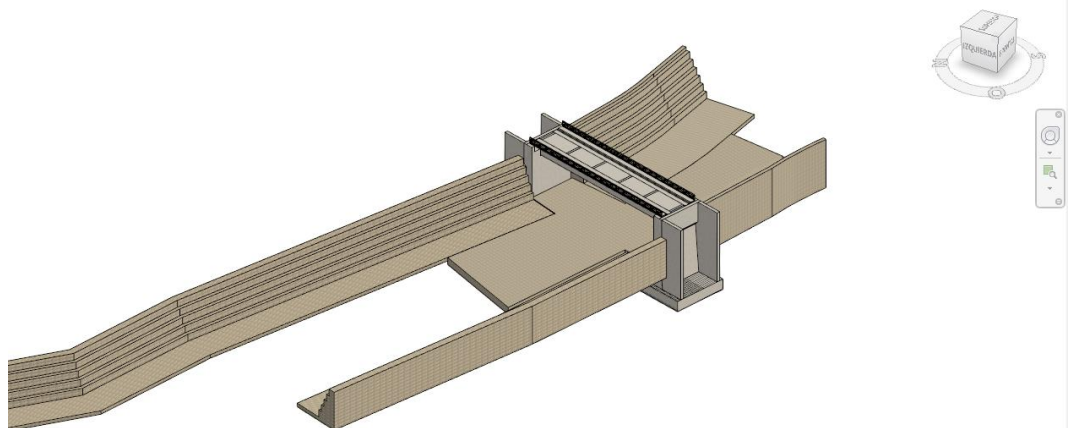


Figura 118

Vista De los Muros de Contención + Enrocado y Gaviones para la Protección Contra la Socavación del Cauce del Río Chotano en el Emplazamiento del Puente Chota



4.1.3. Ajuste del diseño del puente Chota

En la Tabla 65 se detalla la modificación del diseño original del puente, que inicialmente contaba con una luz de 20 m y se ajustó a 23 m tras los resultados obtenidos en el modelamiento hidráulico. Asimismo, se estableció una altura del tablero de 1641.6 m para asegurar un gálibo adecuado, evitando posibles obstrucciones durante eventos de crecida. Este ajuste se basó en el cálculo de la altura del tirante del agua, que para un tiempo de retorno (TR) de 140 años resultó ser de 1640.09 m. A este valor se añadió un gálibo mínimo de 1.5 m, obteniendo una altura bajo el tablero de 1641.59 m, redondeada a 1641.60 m. La altura total del estribo se definió en 11 m, con una base de 7.60 m (para detalles adicionales sobre las dimensiones del estribo, ver la figura 119).

Tabla 65

Dimensiones del Puente Chota luego del Ajuste al Diseño Planteado de Acuerdo al Estudio Hidrológico e Hidráulico

Parámetro	Valor
Luz libre del puente (m)	23
Concreto $f'c$ 280 kg/cm ²	280
Número de carriles	1
Ancho de calzada (m)	3.30
Separación entre vigas (m)	3.00
Vigas	0.65 m x 1.70 m
Losa (m)	0.20
Número de diafragmas	4
Vigas diafragmadas	0.30 m x 1.40 m
Altura del estribo (m)	11
Base del estribo (m)	7.60

Figura 119

Pre dimensionamiento del Estribo

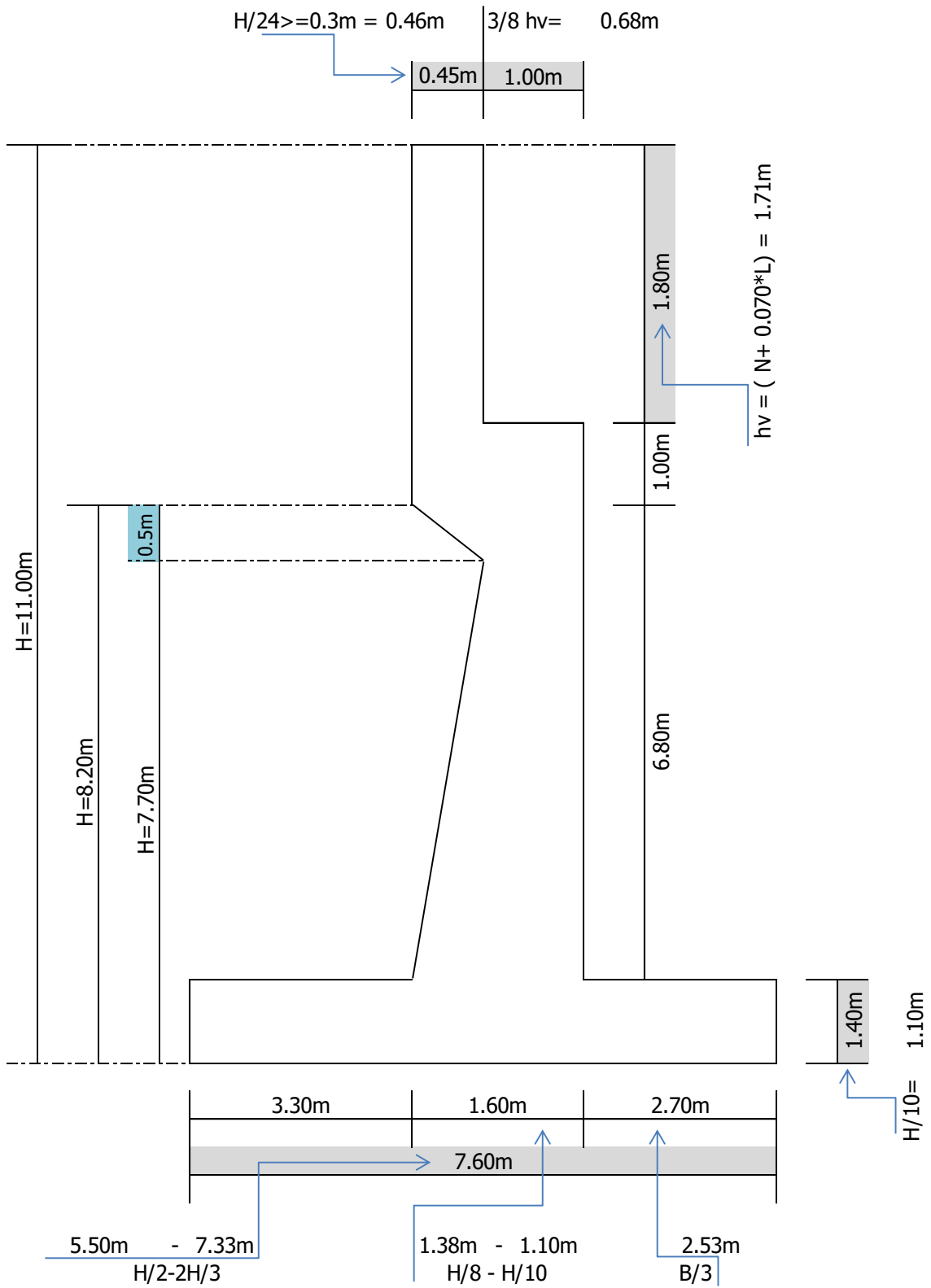


Figura 120

Vista en Planta del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano

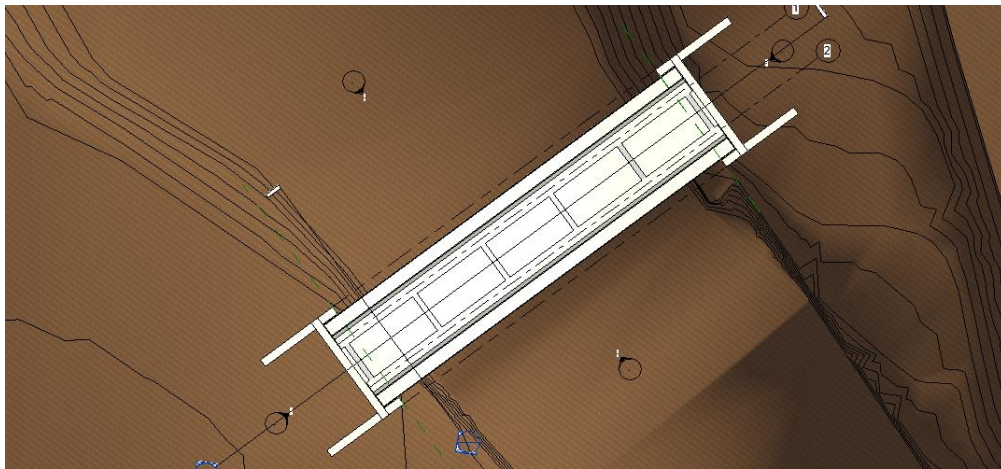


Figura 121

Vista en Elevación del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano

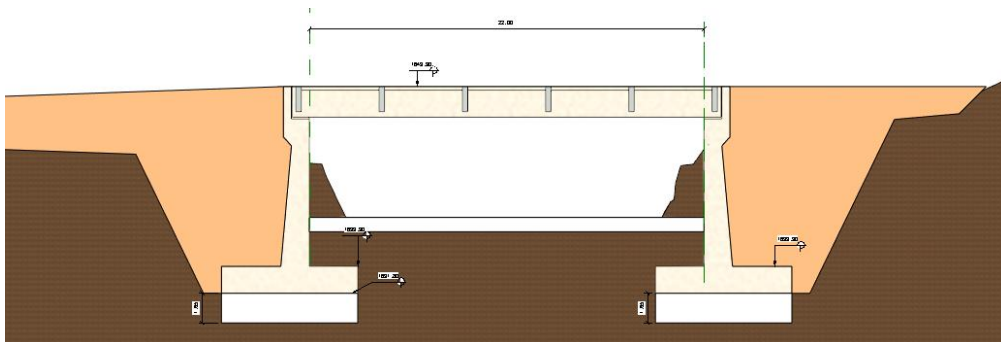
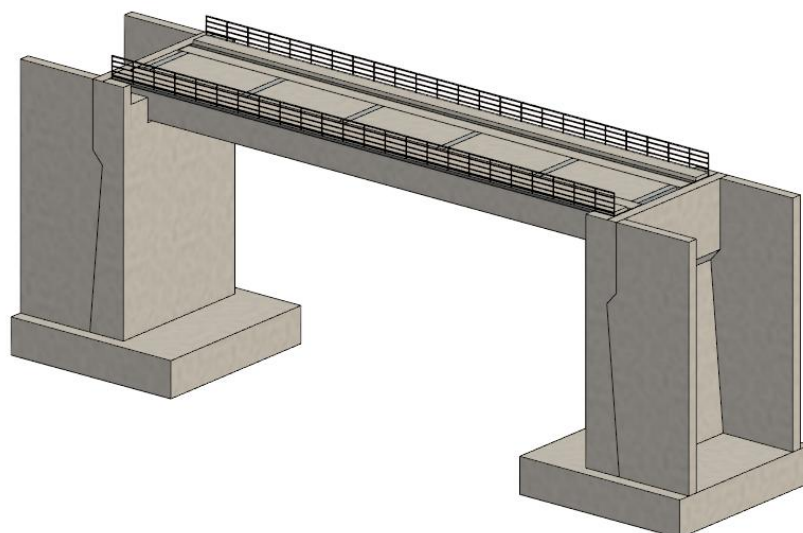


Figura 122

Vista 3D del Puente Chota en el Cauce del Río Chotano



4.2. Contrastación de hipótesis

4.2.1. Criterio de evaluación

Para el nivel de confianza del 95%, el nivel de significancia (α) se estableció en 0.05, y los valores p obtenidos en las pruebas determinaron si se aceptaba o rechazaba la hipótesis nula (H_0) o la hipótesis alternativa (H_1). Si el valor p era menor al nivel de significancia, se rechazaba H_0 , caso contrario se aceptaba H_1 .

4.2.2. Datos utilizados en el análisis estadístico

Para llevar a cabo el análisis estadístico, se consideraron las profundidades de socavación correspondientes a cada una de las alternativas de protección implementadas en los distintos tramos del cauce del río Chotano, específicamente en el emplazamiento del puente Chota, ubicado en el distrito de Cochabamba. Este enfoque permitió evaluar y comparar la efectividad de las soluciones propuestas en función de su capacidad para reducir la socavación en las áreas críticas del río.

Tabla 66

Datos Utilizados en el Análisis Estadístico

Profundidad de socavación Tr 500 años (m)	En el lecho natural (m)	Con muro de contención (m)	Con muro de contención + enrocado en el fondo (m)	Con gavión (m)	Alternativa mixta (m)
0+800-1+012	3.52	3.1	2.3	2.77	2.77
1+023.80-1+026.8	3.22	4.9	2.6	4.56	2.6
1+040-1+060	3.22	3.6	2.4	3.28	2.4
1+080-1+100	3.52	3	3	2.58	2.58
1+120-1+180	3.52	2.6	2.6	2.22	2.22

4.2.3. Prueba de normalidad

Los valores p obtenidos en las pruebas de normalidad indican la probabilidad de que los datos analizados provengan de una distribución normal.

En la prueba de Anderson-Darling, el valor p fue de 0.014, lo que significa que este valor es mayor que el nivel de significancia establecido ($\alpha=0.01$). Esto indica que no hay suficiente evidencia para rechazar la hipótesis nula de que los datos siguen una distribución normal. Sin embargo, dado que el valor p está muy cerca del nivel de significancia, se sugiere que los datos podrían estar en el límite de no ser normales, lo que hace recomendable un análisis más detallado.

Por otro lado, en la prueba de Kolmogorov-Smirnov, se obtuvo un valor p de 0.079, que es considerablemente mayor que el nivel de significancia. Esto implica que no hay evidencia para rechazar la hipótesis de normalidad, y los datos pueden considerarse normalmente distribuidos según esta prueba.

Por tanto, ambas pruebas no rechazan la normalidad de los datos con el nivel de significancia de 0.01, y se pueden utilizar pruebas paramétricas en el análisis estadístico de los datos.

Figura 123

Prueba de Normalidad Anderson Darling para Profundidad de Socavación

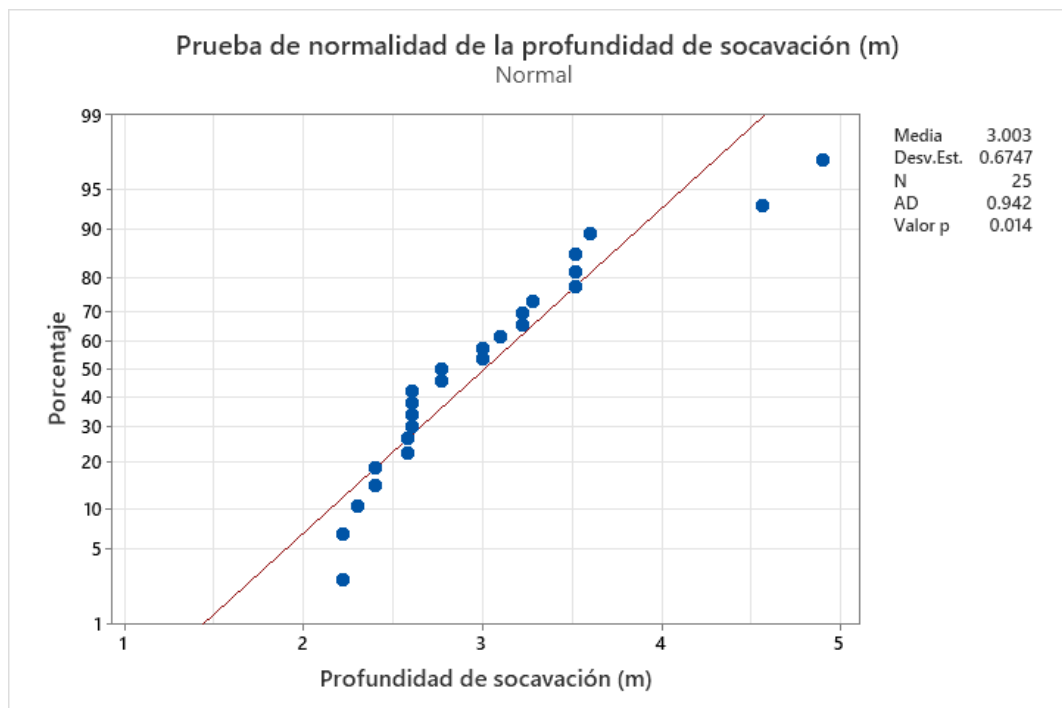
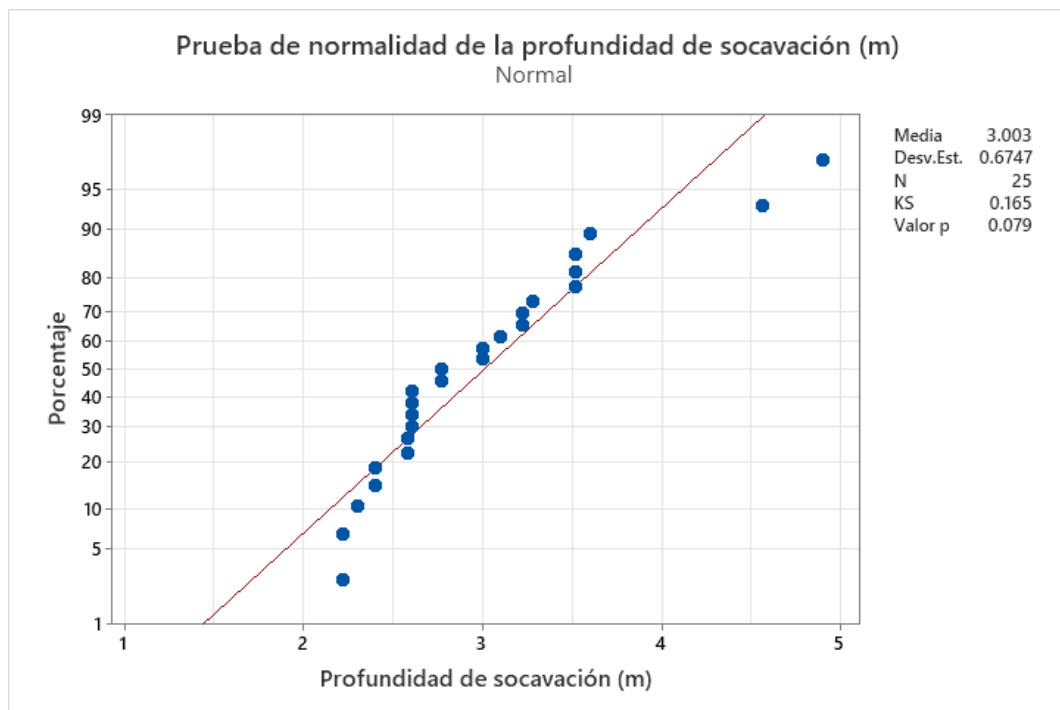


Figura 124

Prueba de Normalidad Kolmogorov-Smirnov para Profundidad de Socavación



4.2.4. Hipótesis general planteada

Las hipótesis generales planteadas en la investigación fueron:

Ho: Las alternativas de protección no logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

H1: Las alternativas de protección logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

4.2.5. Prueba ANOVA

En primer lugar, se realizó una verificación utilizando la prueba ANOVA (análisis de varianza) para determinar si los resultados de socavación registrados en el cauce natural y aquellos obtenidos con cada alternativa de contención

presentaban diferencias significativas. Los resultados indicaron un valor p de 0.037, el cual es inferior al nivel de significancia establecido de 0.05. Esto permitió concluir que las profundidades de socavación varían de manera significativa en función del tipo de alternativa de protección implementada.

Tabla 67

Información de los Factores de Análisis ANOVA

Factor	Niveles	Valores
Tramo de estudio	5	0+800-1+012; 1+023.80-1+026.8; 1+040-1+060; 1+080-1+100; 1+120-1+180
Tipo de propuesta	5	Alternativa mixta (m); Con gavión (m); Con muro de contención (m); Con muro de contención + enrocado en el fondo (m); En el lecho natural (m)

Tabla 68

Análisis de Varianza (ANOVA) de la Profundidad de Socavación

Ho: No hay diferencia significativa en las mediciones de la profundidad de socavación según tipo de propuesta.

H1: Si hay diferencia significativa en las mediciones de la profundidad de socavación según tipo de propuesta.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Tramo de estudio	4	2.417	0.6041	2.08	0.131*
Tipo de propuesta	4	3.864	0.9661	3.33	0.037**
Error	16	4.644	0.2903		
Total	24	10.925			

Nota: * cuando el valor p es mayor a 0.05, se acepta Ho, ** cuando el valor p es menor a 0.05 se rechaza Ho, y se acepta H1.

4.2.6. Prueba t-student de dos muestras

S Para realizar el análisis estadístico sobre la profundidad de socavación en el cauce del río Chotano, se utilizó la prueba t-Student para dos muestras. Esta

prueba permitió comparar las profundidades de socavación registradas en el cauce natural (denominado muestra 1, u_1) con las profundidades obtenidas al implementar cada una de las alternativas de protección propuestas (denominado muestra 2, u_2). El objetivo principal de este análisis fue verificar si las alternativas de protección propuestas lograban reducir significativamente la socavación, tal como se planteó en la hipótesis general de la investigación.

En primer lugar, se analizaron las alternativas de protección de manera individual. Para la profundidad de socavación asociada al uso exclusivo de muros de contención, se obtuvo un valor p de 0.537, y para los gaviones, un valor p de 0.243. Ambos valores son mayores que el nivel de significancia establecido de 0.05. Esto llevó a aceptar la hipótesis nula (H_0), lo que significa que no se observaron diferencias estadísticamente significativas entre las profundidades de socavación del cauce natural y las obtenidas con estas alternativas aplicadas de manera aislada. En consecuencia, se concluyó que ni los muros de contención ni los gaviones por sí solos logran reducir significativamente la socavación en el lecho del río.

Posteriormente, se evaluaron las alternativas combinadas. Para la alternativa de muro de contención con enrocado en el fondo del cauce, se obtuvo un valor p de 0.001, y para la alternativa mixta, que combina muros de contención con enrocado y gaviones, el valor p fue de 0.000. Ambos valores son menores que 0.05, lo que llevó a aceptar la hipótesis alternativa (H_1). Esto indica que estas alternativas combinadas sí logran una reducción estadísticamente significativa de la socavación en comparación con el cauce natural.

Tabla 69

Estadísticas Descriptivas de la Profundidad de Socavación según Alternativa de Protección

Muestra	N	Media	Desv.Est.	Error estándar de la media
En el lecho natural	5	3.400	0.164	0.073
Con muro de contención	5	3.440	0.891	0.40
Con muro de contención + enrocado en el fondo	5	2.580	0.268	0.12
Gavión	5	3.082	0.911	0.41
Alternativa mixta	5	2.514	0.210	0.094

Tabla 70

Análisis t-student para Dos Muestras, de Acuerdo a la Profundidad de Socavación según Alternativa de Protección

Hipótesis nula	H ₀ : $\mu_1 - \mu_2 = 0$		
Hipótesis alterna	H ₁ : $\mu_1 - \mu_2 < 0$		
Alternativa	Valor T	GL	Valor p
Con muro de contención	-0.10	4	0.537
Con muro de contención + enrocado en el fondo del cauce	5.83	6	0.001
Gavión	0.77	4	0.243
Alternativa mixta	7.43	7	0.000

Nota: u₁= Profundidad de socavación en el lecho del río, u₂= Profundidad de socavación con la alternativa de protección.

4.2.7. Verificación de hipótesis

Finalmente, se ha inferido que para la alternativa de protección mixta se acepta la hipótesis alternativa (H₁) por lo que, se argumenta que, la combinación de muros de contención en voladizo con enrocado en el fondo del talud y gaviones, logran disminuir significativamente los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.

4.3. **Discusión de resultados**

Los resultados obtenidos para la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota mostraron que la profundidad de socavación para un tiempo de retorno de 500 años era de 3.52 m en el cauce natural y de 3.22 m en interacción con el puente. Similarmente, Karriqi et al. (2024) determinaron profundidades de socavación de hasta 3.48 m en su análisis del puente Dures en Albania, en condiciones de caudales extremos, destacando el riesgo que representa la socavación en puentes sin medidas adecuadas de protección.

Respecto a los niveles de agua y velocidades del flujo aguas arriba y abajo del puente revelan patrones consistentes. Para un tiempo de retorno de 140 años, el nivel de agua aguas arriba fue de 7.00 m y aguas abajo de 4.60 m, mientras que las velocidades aumentaron de 6.95 m/s aguas arriba a 4.6 m/s aguas abajo. Estos valores indican una pérdida de energía en el flujo, lo que puede ser un factor crítico en la generación de socavación, especialmente en la zona de salida según argumentan Baranwal & Das (2024).

El número de Froude fue menor a 1.00 en la mayoría de las secciones, confirmando un flujo subcrítico dominado por la gravedad, excepto en el Km 1+180.00, donde el flujo fue supercrítico. Este comportamiento es coherente con Huarca-Pulcha et al. (2023), quienes destacaron que flujos subcríticos permiten mayor control en las obras de protección, mientras que los flujos supercríticos requieren medidas específicas debido a su alta capacidad erosiva.

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2018), los niveles de agua para un Tr de 500 años sirven como referencia para calcular la socavación y diseñar medidas de contención. La profundidad de socavación obtenida en el puente Chota concuerda con Cueva & Gutiérrez (2024),

quienes reportaron socavaciones totales de hasta 4.52 m en el puente Conache, lo que enfatiza la necesidad de diseñar alternativas que mitiguen tanto la socavación general como la inducida por estructuras.

Por tanto, las profundidades comprometen la estabilidad del puente, como se detalla en el expediente técnico, indicando la necesidad de implementar medidas de protección para mitigar los efectos de la socavación, tal como, lo resaltan Baranwal & Das (2024) quienes propusieron métodos de blindaje y mitigación, pero en el caso del río Chotano, las medidas incluirían métodos adicionales, como gaviones y enrocados, para lograr una reducción más significativa de la socavación.

El diseño de muros de concreto en voladizo para el cauce del río Chotano fue planteado considerando las variaciones en los niveles de agua y profundidades de socavación determinadas en el emplazamiento del puente Chota, con el objetivo de reducir los efectos erosivos en el cauce. Según los resultados, las alturas mínimas requeridas para los muros variaron entre 4.5 m aguas arriba y 5.0 m aguas abajo, con subdivisiones específicas para tramos del cauce que reflejan las condiciones hidráulicas para un tiempo de retorno de 140 años. En total, se diseñaron cinco tipos de muros que se adaptan a las condiciones hidráulicas y geomorfológicas del cauce.

Las dimensiones del muro en voladizo, detalladas en la Tabla 51, presentan alturas totales entre 7.60 m y 9.50 m con bases que oscilan entre 4.30 m y 5.40 m. Estos diseños garantizan estabilidad estructural y capacidad hidráulica, como lo confirma el análisis de factores de seguridad mostrado en la Tabla 52. En condiciones estáticas, los factores de seguridad para deslizamiento, volteo y capacidad portante superaron ampliamente los valores mínimos

requeridos (1.50 para deslizamiento y 2.00 para volteo), mientras que, en condiciones sísmicas, todos los factores se mantuvieron por encima de 0.75.

Estos resultados son consistentes con Baranwal & Das (2024), quienes determinaron que los muros de contención pueden reducir la profundidad de socavación en hasta un 60%. Sin embargo, como se observó en los subtramos Km 1+023.80 – Km 1+026.80 y Km 1+040 – Km 1+060, donde las profundidades de socavación superaron las del cauce natural, el diseño inicial no logró estabilizar completamente la morfología del cauce. Esto pone de manifiesto la necesidad de medidas complementarias, como el enrocado en el fondo del cauce, una solución que también ha sido destacada por Polo-Campos et al. (2023) como eficaz y económica.

La incorporación del enrocado, con piedras de 0.82 m de diámetro y un espesor de 0.60 m, desde el Km 0+800 hasta el Km 1+060 redujo la profundidad de socavación a 0.79 m, lo que demuestra una mejora significativa en la estabilidad hidráulica del cauce. Al integrar este enrocado con los muros en voladizo, las profundidades de socavación en los tramos críticos disminuyeron a 2.60 m y 2.40 m, respectivamente, lo que garantiza la funcionalidad de las obras. Estos resultados son consistentes con Cueva & Gutiérrez (2024), que destacaron la necesidad de combinar muros y enrocados para abordar eficientemente los riesgos de socavación en puentes.

Así mismo, Shafai et al. (2024) identificaron reducciones de socavación del 68% al 82% con la instalación de contramedidas en puentes, los muros con enrocado en el río Chotano lograron una reducción proporcionalmente efectiva considerando las condiciones específicas del sitio, pero en menor porcentaje de reducción. Además, los resultados coinciden con Salinas & Pinedo (2023),

quienes identificaron que combinar alternativas como gaviones y geoceldas puede mejorar la capacidad de reducción de la socavación. Por tanto, el diseño de muros de concreto en voladizo, complementados con enrocado en el fondo del cauce, ha demostrado ser una solución viable y eficiente para la reducción de la socavación en el río Chotano.

El diseño de gaviones en los diferentes tramos del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota se planteó como una alternativa eficiente para reducir los efectos de la socavación y estabilizar el cauce. Los resultados del análisis mostraron que las dimensiones de los gaviones, que incluyen alturas de entre 5.00 m y 6.50 m y colchones antisocavantes de entre 3.50 m y 7.00 m de longitud, fueron adecuados para las condiciones hidráulicas específicas de cada tramo. Las profundidades de socavación observadas, que oscilaron entre 2.77 m y 3.50 m, confirman que los gaviones ofrecen una protección efectiva frente a la erosión. Estos resultados son consistentes con Elshahat (2023), quien demostró que el uso de gaviones puede reducir la profundidad de socavación en hasta un 57%, dependiendo del diseño y la configuración.

Los factores de seguridad calculados en la Tabla 57 muestran que los gaviones diseñados son estables frente al deslizamiento, con valores que superan consistentemente el mínimo requerido de 1.50. Además, los factores de seguridad frente al volteo también fueron superiores a 2.00 en todos los tramos, lo que garantiza la estabilidad estructural de las obras propuestas. Asimismo, los factores de seguridad globales, que varían entre 1.58 y 2.42, confirman que los diseños cumplen con los estándares normativos.

Sin embargo, en los tramos Km 1+023.80 – Km 1+026.80 y Km 1+040 – Km 1+060, se identificaron casos donde los colchones antisocavantes de los

gaviones no lograron reducir la socavación de manera eficiente, presentando eficiencias negativas de -41.61% y -1.86%, respectivamente. Esta limitación destaca la necesidad de ajustar el diseño en estos tramos específicos, considerando alternativas complementarias como el enrocado en el fondo del cauce, como lo sugieren Baranwal & Das (2024), donde la combinación de medidas de blindaje y mitigación mejoró significativamente los resultados, logrando reducciones de hasta el 87.7%.

En tramos como el Km 1+120 – Km 1+180, los gaviones demostraron una mayor eficiencia, con una reducción de la socavación de hasta el 36.93%. Esto es consistente con Mayhua & Salazar (2023), quienes encontraron que los gaviones son más efectivos que otras alternativas para reducir la socavación en las márgenes del río y proteger los estribos de los puentes.

Por tanto, el diseño de gaviones presentado en esta investigación es una solución técnicamente viable y eficiente para reducir la socavación en la mayoría de los tramos del cauce del río Chotano. No obstante, los resultados resaltan la importancia de ajustar el diseño en tramos críticos para maximizar la eficiencia hidráulica y estructural de la solución.

El análisis comparativo de las alternativas de protección propuestas para reducir la socavación en el cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota evidencia diferencias significativas en su efectividad, dependiendo de las características del tramo y de las condiciones hidráulicas específicas. Los resultados muestran que, aunque todas las alternativas planteadas son suficientes para cubrir los niveles de agua correspondientes a un tiempo de retorno de 140 años, en algunos tramos las propuestas de gaviones presentan limitaciones, como

la falta de un borde libre, lo que las hace menos efectivas en comparación con los muros de contención en voladizo.

En términos generales, los muros de contención con enrocado en el fondo del cauce demostraron ser la alternativa más eficiente para reducir la socavación, con eficiencias que oscilan entre 14.77% y 34.66%, dependiendo del tramo. Estos valores coinciden con los resultados presentados por Baranwal & Das (2024), quienes encontraron que la combinación de medidas de blindaje y mitigación, como los muros con enrocado, puede reducir la socavación en un 87.7%. Los tramos críticos, como el Km 1+023.80 al Km 1+026.80 y el Km 1+040 al Km 1+060, evidenciaron la necesidad del enrocado para garantizar la funcionalidad de las propuestas, ya que las alternativas sin esta medida presentaron eficiencias negativas, aumentando la profundidad de socavación en un 52.17% y 11.80%, respectivamente.

Por otro lado, los gaviones con colchón antisocavante presentaron un desempeño menos consistente. Aunque mostraron eficiencias positivas superiores al 20% en la mayoría de los tramos, con un máximo de 36.93% en el Km 1+120 al Km 1+180, en los tramos críticos mencionados anteriormente, su eficiencia fue negativa, incrementando la socavación en un 41.61% y 1.86%. Estos resultados destacan la limitación de los gaviones en condiciones específicas, a pesar de su probada efectividad en otros contextos, como lo señala Elshahat (2023), quien reportó reducciones de socavación del 57% al emplear gaviones.

Los resultados presentados en la Tabla 59 revelan que la profundidad de socavación más baja se alcanzó con los muros de contención con enrocado, particularmente en el tramo Km 0+800 al Km 1+012, con una profundidad de 2.30 m, frente a los 2.77 m alcanzados con los gaviones en el mismo tramo. Esto es

consistente con Cueva & Gutiérrez (2024), quienes encontraron que las defensas ribereñas basadas en muros con enrocados redujeron la socavación en un 25%, superando a otras alternativas.

En el tramo Km 1+080 al Km 1+100, los gaviones lograron la menor profundidad de socavación, con 2.58 m, gracias al efecto estabilizador del colchón antisocavante, aunque los muros sin enrocado alcanzaron un valor similar de 3.00 m. En el tramo Km 1+120 al Km 1+180, los gaviones también destacaron, con una socavación de solo 2.22 m frente a los 3.00 m de los muros sin enrocado. Sin embargo, estas reducciones no fueron consistentes en todos los tramos, lo que refuerza la necesidad de considerar las condiciones específicas del cauce al seleccionar la alternativa más adecuada.

En función de los resultados obtenidos, la combinación de alternativas se seleccionó estratégicamente para abordar las necesidades específicas de cada tramo. Los gaviones se propusieron para el tramo Km 0+800 al Km 1+012, donde demostraron ser efectivos. Para los tramos críticos Km 1+023.80 al Km 1+060, se optó por muros de contención con enrocado en el fondo, que mostraron la mayor eficiencia en la reducción de la socavación. Finalmente, para el tramo Km 1+080 al Km 1+180, se utilizaron gaviones con colchón antisocavante, que mostraron un desempeño destacado en la reducción de la erosión en estas secciones.

Por tanto, los resultados obtenidos demuestran que las alternativas de protección deben adaptarse a las condiciones específicas del cauce para maximizar su efectividad. Este enfoque, consistente con Mayhua & Salazar (2023), enfatiza la importancia de combinar medidas de mitigación y blindaje para garantizar la estabilidad hidráulica y estructural de los cauces en emplazamientos de infraestructura crítica como el puente Chota.

La revisión y ajuste del diseño del puente Chota se basaron en los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas para mitigar la socavación. El diseño original del puente contemplaba una luz de 20 m, que fue ajustada a 23 m tras el modelamiento hidráulico. Este cambio responde a la necesidad de optimizar el paso del flujo bajo el puente, evitando acumulaciones de sedimentos y reduciendo el riesgo de obstrucción durante crecidas significativas. Este tipo de ajuste es congruente con Karriqi et al. (2024), quienes indicaron que los ajustes geométricos en puentes son esenciales para adaptarse a condiciones de caudal extremo y minimizar la vulnerabilidad estructural.

En cuanto a la altura del tablero, se estableció en 1641.6 m, garantizando un gálibo mínimo de 1.5 m por encima del tirante máximo calculado para un TR de 140 años (1640.09 m). Esta elevación asegura que el puente pueda soportar eventos de crecida sin riesgo de obstrucción o daño, un enfoque alineado con los criterios de diseño recomendados por Huarca-Pulcha et al. (2023), quienes enfatizaron la importancia de mantener gálibos adecuados para puentes fluviales en escenarios de eventos hidrológicos extremos.

Los estribos del puente fueron diseñados con una altura total de 11 m y una base de 7.60 m, dimensiones que reflejan un equilibrio entre la capacidad portante y la estabilidad frente a las fuerzas hidráulicas y sísmicas. Esta propuesta es consistente con Polo-Campos et al. (2023), quienes determinaron que los estribos reforzados y adaptados a las condiciones específicas del lecho fluvial son una medida efectiva para reducir los efectos de la socavación.

La modificación del diseño del puente Chota refleja un enfoque proactivo en la adaptación de infraestructuras fluviales a condiciones extremas. Maroni et al. (2023) demostraron la importancia de ajustar parámetros como el umbral del

nivel de agua y la geometría de los puentes para reducir riesgos asociados a la erosión y la socavación. Similarmente, Salinas & Pinedo (2023) destacaron la relevancia de incorporar soluciones técnicas, como el refuerzo con gaviones o geoceldas, en puentes sujetos a altas demandas hidráulicas.

Finalmente, se puede argumentar que, el ajuste del pre-dimensionamiento del puente Chota demostró ser una estrategia efectiva para abordar los desafíos asociados a la socavación y las crecidas extremas en el río Chotano. Al extender la luz del puente, aumentar la altura del tablero y rediseñar los estribos, se logró no solo mejorar la seguridad estructural, sino también garantizar la funcionalidad hidráulica del puente en eventos de alta recurrencia, tal como, lo plantean Baranwal & Das (2024).

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Con el fin de determinar las mejores alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba, se ha llegado a las siguientes conclusiones específicas:

- 1) La profundidad de socavación en el cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota para el tiempo de retorno de 500 años alcanzó 3.52 m en condiciones naturales y 3.22 m al considerar la interacción con el puente. Además, los niveles de agua, aguas arriba y aguas abajo del puente se registraron en 7.00 m y 4.60 m, respectivamente, para 140 años de tiempo de retorno, evidenciando una pérdida de energía en el flujo, mientras que, la velocidad del agua varió de 6.95 m/s aguas arriba a 4.60 m/s aguas abajo, lo que indica un aumento del potencial erosivo en la zona de salida.
- 2) Los muros de concreto en voladizo (de 8.50 a 9.50 m) combinado con enrocado en el fondo del cauce reducen la socavación en el río Chotano hasta en 34.66% con profundidades de socavación reducidas a valores entre 2.30 m y 3.00 m, con factores de seguridad que superaron ampliamente los mínimos requeridos (FS entre 2.08 y 3.17 para deslizamiento y volteo). Por otro lado, los gaviones, diseñados con alturas de 5.00 m a 6.50 m y colchones antisocavantes de longitudes entre 3.50 m y 7.00 m, lograron eficiencias promedio del 20% y profundidades de socavación entre 2.77 m y 3.00 m, manteniendo factores de seguridad elevados (hasta 4.39 para deslizamiento y 11.12 para volteo). Pero la mejor alternativa de protección del cauce, se logra con la combinación estratégica de gaviones en el tramo Km 0+800 al Km

1+012, muros de concreto con enrocado en los tramos críticos entre el Km 1+023.80 y el Km 1+060, y gaviones con colchón antisocavante desde el Km 1+080 al Km 1+180, garantizando así una solución integral y efectiva

- 3) El diseño del puente Chota requiere ajustes de acuerdo al análisis hidráulico y las soluciones propuestas, por lo que, se sugiere que, la luz del puente se incremente de 20 m a 23 m, mientras que la altura del tablero se ajuste a 1641.6 m para garantizar un gálibo mínimo de 1.5 m por encima del nivel del tirante de agua correspondiente al tiempo de retorno de 140 años, calculado en 1640.09 m, siendo la altura total del estribo de 11 m con base de 7.60 m.

5.2. Recomendaciones y/o sugerencias

- Se recomienda realizar un monitoreo periódico de las condiciones hidráulicas del cauce, especialmente en zonas con alta pérdida de energía y velocidades incrementadas, como la salida del puente.
- Se recomienda implementar la combinación de soluciones propuestas: muros de concreto con enrocado en los tramos críticos, gaviones en los tramos iniciales y gaviones con colchón antisocavante en los tramos finales.
- Se recomienda ejecutar el diseño ajustado del puente Chota con la luz incrementada a 23 m y la altura del tablero ajustada a 1641.6 m, asegurando el cumplimiento del gálibo mínimo establecido.

CAPÍTULO VI.

REFERENCIAS

- ACICOR. (2023). *Los 3 tipos de muros de contención contra inundaciones más utilizados*. BLOG ACICOR: <https://acicorporation.com/espanol/los-3-tipos-de-muros-de-contencion-contra-inundaciones-mas-utilizados/>
- Alvarado, L. (1985). Uso de enrocados en obras hidráulicas. *Estudios en honor de Francisco Javier Domínguez AUCh*, 5(8), 349-348.
- Andina. (16 de marzo de 2019). Pasco: por crecida de río colapsa puente peatonal en distrito de Pozuzo. *Andina*. <https://andina.pe/agencia/noticia-pasco-crecida-rio-colapsa-puente-peatonal-distrito-pozuzo-745657.aspx>
- AndinaRadio. (8 de marzo de 2021). *Chota, Cochabamba Fuertes lluvias desatadas en las últimas horas, causan inundaciones en el distrito de Cochabamba*. AndinaRadio: <https://web.facebook.com/watch/?v=470402734112557>
- Aureli, F., Mignosa, P., Prost, F., & Dazzi, S. (2021). Hydrological and Hydraulic Flood Hazard Modeling in Poorly Gauged Catchments: An Analysis in Northern Italy. *Hydrology*, 8(4), 149. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/hydrology8040149>
- Baranwal, A., & Das, B. S. (2024). Scouring around bridge pier: A comprehensive review of countermeasure techniques. *Engineering Research Express*, 6(1), 1-28. <https://doi.org/https://doi.org/10.1088/2631-8695/ad5495>
- Begoya, J. S., & Cerón, S. (2015). *Modelación numérica de la socavación local en los estribos del puente sobre el río Sunuba según las características hidrodinámicas de la zona*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Javeriana]. <https://doi.org/https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/21400/BedoyaCristanchoJuanSebastian2015.pdf;jsessionid=F3A0AB57A04218FFD90F47FFF6C851DD?sequence=1>
- Beven, K., & Binley, A. (1992). The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, 6(3), 279-298. <https://doi.org/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. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(01\)00421-8](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00421-8)

- Biswas, M., & Banerjee, P. (2018). Bridge construction and river channel morphology— A comprehensive study of flow behavior and sediment size alteration of the River Chel, India. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(16), 1-23.
<https://link.springer.com/article/10.1007/s12517-018-3789-7>
- Bras, R. L. (1990). *Hydrology: an introduction to hydrologic science*. Addison-Wesley.
<https://doi.org/https://cir.nii.ac.jp/crid/1130282269748574464>
- Cabral, E. (20 de marzo de 2017). Las terribles cifras del Niño costero. *Ojo Público*.
<https://ojo-publico.com/401/las-terribles-cifras-del-nino-costero-nivel-nacional>
- Camino, M., Bó, M. J., Cionchi, J. L., Del Río, J. L., López de Armentia, A., & De Marco, S. G. (2018). Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires. *Revista Universitaria de Geografía*, 27(1), 1-19.
<https://doi.org/https://www.redalyc.org/journal/3832/383257036005/383257036005.pdf>
- Capacci, L., & Biondini, F. (2020). Probabilistic life-cycle seismic resilience assessment of aging bridge networks considering infrastructure upgrading. *Structure and Infrastructure Engineering*, 16(4), 659-675.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1716258>
- Castellanos, Y. (2018). *Medidas de mitigación al efecto de socavación que se presenta en el caño Buque, entre el puente ubicado en la vía Bogotá a 1km del túnel Buenavista al puente de la Av. 40 cerca de la Cll. 15, aplicando soluciones de ingeniería*. [Tesis de grado, Universidad Santo Tomás].
- Chegne, R. D. (2024). *Predicción 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].
<https://doi.org/http://hdl.handle.net/20.500.14074/6267>
- Chow. (1959). *Open Channels Hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, 679.
- Chow, V. T. (1988). *Applied hydrology*. McGraw-Hill.
- Coras-Merino, P. M., Arteaga-Ramírez, R., & Vázquez-Peña, M. (2005). Análisis de frecuencias de lluvias máximas con fines de drenaje superficial local, Tabasco, México. *Terra Latinoamericana*, 23(1), 13-120.
- Cremaschi, G., Marsili, L., & Sáenz, A. (2013). *Propuesta pedagógica: Procesos Constructivos*. Universidad Nacional de la Plata.

- <https://procesosconstructivos.wordpress.com/wp-content/uploads/2013/08/pc1-ficha-04-suelos-clasificac3b3n.pdf>
- Cueva, A. L., & Gutierrez, G. A. (2024). *Estudio de la socavación local en las subestructuras de los puentes Conache, Cacique, Santa Rosa y Moche - Trujillo 2023*. [Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.12759/29851>
- Del Horno, J. M., & Sánchez, J. (1987). *Aplicación práctica del programa HEC - RAS*.
- 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]. <https://doi.org/http://hdl.handle.net/20.500.14142/494>
- Díaz, E. (2023). *Delimitación de áreas inundables en los sectores 2 y 5, tramo puente Cementerio – puente Chota, microcuenca del río Chotano, Chota, 2021*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].
- Elshahat, E. (2023). Gabion basket for reducing scour around a rectangular bridge pier. *Journal of Engineering Research*, 7(3), 198-203. <https://doi.org/https://digitalcommons.aaru.edu.jo/erjeng/vol7/iss3/17>
- 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.
- Esteves, M. A. (2018). *Evaluación de métodos para el cálculo de la socavación en puentes. Caso del puente sobre el Rio Shanusi en el distrito de Yurimaguas, provincia de Alto Amazonas, 2018*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Trujillo]. <https://afly.co/x7t3>
- Expediente técnico. (2017). *Mejoramiento y construcción de camino vecinal puente quebrada Salas, cruce valle Callacate, distrito de Cutervo, distrito de Cochabamba –Chota –Región Cajamarca*. Gobierno Regional de Cajamarca.
- Felipe-Matías, E. (2016). *Socavación producida por el río Huallaga al puente Colpa Alta en la provincia de Huánuco, utilizando los Métodos de Artamanov, Straub y Maza, en el HEC-RAS*. [Tesis de Máster en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial, Universidad de Piura].
- Fetter, C. W. (2018). *Applied hydrogeology*. Waveland Press.

- Galiano, L. M., & Toapaxi, J. A. (2010). Análisis de la socavación en cauces naturales. *Revista Politécnica*, 35(3), 1-11.
- García, M., & Maza, J. A. (2017). *Origen y propiedades de los sedimentos. Manual de ingeniería de ríos*. <https://n9.cl/3aurq>
- Garde, R. J., & Raju, K. R. (2000). *Mechanics of sediment transportation and alluvial stream problems*. Taylor & Francis.
- Gauna-Sauceda, I. L., & Montalvo-Arrieta, J. C. (2023). Uso de índices geomorfológicos para evaluar la actividad neotectónica: Caso de estudio en el noreste de México. *Actas de la Facultad de Ciencias de la Tierra*, 9, 55-61. <https://doi.org/http://eprints.uanl.mx/26121/1/Documento6.pdf>
- González, M. (2002). Aspectos éticos de la investigación cualitativa. *Revista Iberoamericana de educación*, 1(29), 85-103. <https://doi.org/https://redined.educacion.gob.es/xmlui/bitstream/handle/11162/20984/rie29a04.pdf?sequen>
- Grajales, T. (2000). *Tipos de investigación*. Efaind. <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://cmapspublic2.ihmc.us/rid=1RM1F0L42-VZ46F4-319H/871.pdf>
- 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, N. C. (2018). El río y su territorio. Espacio de libertad: un concepto de gestión. *Revista Redalyc*, 34(56), 1012-7089.
- Hoffmans, G. J., & Verheij, H. J. (2021). *Scour manual: Current-related erosion*. CRC Press.
- Hora Trece. (03 de octubre de 2024). *Cochabamba, Chota, Cajamarca ¿Queríamos lluvia? Torrencial lluvia sorprende a población de Cochabamba en la provincia de Chota*. Hora Trece: <https://web.facebook.com/watch/?v=1247458750034875>
- Horacio, J., & Ollero, A. (2011). Clasificación geomorfológica de cursos fluviales a partir de Sistemas De Información Geográfica (S.I.G.). *Revista Boletín de la Asociación de Geógrafos Españoles*, 56(1), 373-396.
- Huarca-Pulcha, A., Espinoza Vigil, A. J., & Booker, J. (2023). Prioritizing Riverine Bridge Interventions: A Hydrological and Multidimensional Approach. *Designs*, 7(5), 1-18. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/designs7050117>

- 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. (2017). *NTP 339.171 SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas. 1a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.127 SUELOS. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.128 SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.129 SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INDECI. (2023). *Reporte complementario N° 2571 - 9/3/2023/COEN - INDECI/ 18:40 Horas (Reporte N° 1). Inundación por desborde río en el distrito de Cochabamba.* Instituto de Defensa Civil (INDECI).
- Ivanova , Y., & Corredor, J. (2006). Evaluación de la sensibilidad de los caudales máximos de diseño ante la influencia del cambio climático. *Avances en Recursos Hidráulicos*(13), 89-98.
- Jaramillo-Mejía, P., & Reyes-Salazar, J. (2020). Evaluación del efecto del paramento inclinado de pilares en la socavación local. *Tecnología y ciencias del agua, 10*(5), 106-125. [https://doi.org/ DOI: 10.24850/j-tyca-2019-05-04](https://doi.org/10.24850/j-tyca-2019-05-04)
- 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. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/app14125174>
- Lane, B. (2002). *Statistical methods in hydrology (Vol. 496)*. Iowa state press, Iowa. https://doi.org/https://edx.hydrolearn.org/assets/courseware/v1/732bdf6048116238221bf6d282b23434/asset-v1:Utah_State_University+CEE6400+2019_Fall+type@asset+block/2020_09_08.pdf
- León, M. T. (2013). *Guía práctica de métodos mecánicos para retención de taludes*. [Trabajo de grado para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad del Valle

- de Guatemala].
<https://doi.org/https://repositorio.uvg.edu.gt/handle/123456789/355>
- Leopold, L. B., & Wolman, M. G. (1957). *River channel patterns: braided, meandering, and straight*. US Government Printing Office.
- Leopold, L. B., Wolman, M. G., Miller, J. P., & Wohl, E. E. (2020). *Fluvial processes in geomorphology*. Courier Dover Publications.
- Lindo, P. J. (2016). *Diseño de gaviones de protección en el río Chacapalca*. [Monografía técnica para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos, Universidad Nacional Mayor de San Marcos].
<https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.12672/8395>
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. (1975). *Hydrology for engineers*. McGraw-Hill. <https://doi.org/https://trid.trb.org/View/42130>
- López, R. (2005). Características hidráulicas y geomorfológicas de ríos de montaña (III). *Cimbra*(363), 28-32.
- Lorenzo, R. G., & García, C. C. (2011). Estimación de caudales de avenida y delimitación de áreas inundables mediante métodos hidrometeorológicos e hidráulicos y técnicas SIG, estudio aplicado al litoral sur de la Región de Murcia. *Papeles de Geografía*(53), 107-123.
- 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.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ress.2023.109473>
- Mayhua, Y., & Salazar, G. A. (2023). *Defensas ribereñas y encauzamiento para proteger y estabilizar los estribos del puente Dueñas*. [Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.14138/7016>
- Miranda, H. P., & Vásquez, A. G. (2024). *Evaluación Hidráulica del puente Shilla sobre la quebrada Ulta - Carhuaz 2022*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Santa]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.14278/4806>
- 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. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/hyp.6623>
- Morales, D., Velez, F., & Guerrero, B. (2019). Caracterización hidrogeológica y geomorfológica de la cuenca y embalse del parque natural la nitrera, concordia (antioquia). *Revista de la Facultad de Ciencias*, 8(1), 73-99.

- Moya , V. (21 de marzo de 2017). Colapso puente en Perú importancia de socavación hidráulica. *iagua*. <https://n9.cl/0mek>
- MTC. (2006). *Guía para inspecciones de puentes. Directiva N° 01-2006-MTC/14. R.D. N° 012-2006-MTC/14*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).
- MTC. (2018). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Ministerio de transportes y comunicaciones.
- MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). https://doi.org/https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf
- Municipalidad Distrital de Cochabamba. (09 de marzo de 2023). *La Municipalidad Distrital de Cochabamba inicia trabajos de protección en el puente de Santa Isolina Bajo*. Gobierno del Perú: <https://www.gob.pe/institucion/municochabamba-chota/noticias/796727-la-municipalidad-distrital-de-cochabamba-inicia-trabajos-de-proteccion-en-el-puente-de-santa-isolina-bajo>
- MVCS. (2012). Norma CE.020 Estabilización de suelos y taludes. En C. y. Ministerio de Vivienda, *Reglamento Nacional de Edificaciones* (págs. 1-18). Instituto de la Construcción y Gerencia. https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo2/05_CE/017-2012-CE020.pdf
- Nuñez, I. (2020). *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo - 2018*. [Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Continental]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.12394/7998>
- Ochoa, T. (2017). *Hidrología hidráulica y socavación en puentes*. Editorial ECOE. <https://afly.co/x843>
- Ortiz, O. (2004). Evaluación Hidrológica. Red Latinoamericana de Micro Hidroenergía. *HIDRORED, Red latinoamericana de micro hidroenergía, 1*, 1-16.
- Ortiz-Vera, O. (2015). Similitud Hidráulica de Sistemas Hidrológicos Altoandinos y Transferencia de Información Hidrometeorológica. *Tecnología y ciencias del agua*, 6(4), 25-44.
- Peñaloza, C. (2017). *Estudio comparativo de métodos de cálculo de socavación local en una cepa circular en río de lecho arenoso*.

- Piñar, R. (2008). *Proyecto de construcción de un muro de gaviones de 960 m³*. [Proyecto final de graduación para optar el grado de licenciatura en ingeniería en construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica]. <https://doi.org/https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/6034/construcci%C3%B3n-muro-gaviones.pdf?sequence=1>
- Pizarro, R., Sangüesa, C., & Aravena, D. (2006). Influencia de los embalses y lagos en las intensidades máximas de precipitación. *IAHS-AISH publication*, 270-274.
- Polo-Campos, M., Valerio-Arrieta, M. J., & Silva Dávila, M. R. (2023). Analysis of the reinforcement with jacketed concrete to protect the abutments to avoid scour. *LACCEI*, 1(8), 1-7. <https://doi.org/https://doi.org/10.18687/LACCEI2023.1.1.769>
- Ponce, V. M. (septiembre de 2017). *Drenaje de carreteras - B. Ion*: https://ion.sdsu.edu/drenaje_de_carreteras_b.html
- Príncipe, J. C. (2019). *Evaluación de los puentes con socavación ubicados en la provincia de Yungay- Ancash*. [Tesis de pregrado, Universidad San Pedro]. <http://repositorio.usanpedro.edu.pe/handle/USANPEDRO/11382>
- 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. <https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2009WR008328>
- Rincón, J., León, J., & Gratero, J. (2015). *Revista INGENIERÍA UC*, 22(3), 41-51.
- Robinson, M., & Ward, R. C. (2017). *Hydrology: principles and processes*. Iwa Publishing.
- Rodríguez, J. (2019). *Socavación en lechos de ríos y fondos marinos*. [Trabajo de maestría, Universidad de Sevilla].
- Romero, A. M., Gómez, K. F., Sánchez, J. O., & García-Luján, C. (2009). Monitoreo de la calidad microbiológica del agua en la Cuenca hidrográfica del Río Nazas México. *Química Viva*, 8(1), 35-47.
- RPP. (8 de febrero de 2020). Puente Victoria colapsa ante la vista de los habitantes por crecida del río en Junín [VIDEO]. *RPP*. <https://rpp.pe/peru/junin/junin-puente-victoria-colapsa-ante-la-vista-de-los-habitantes-por-crecida-del-rio-tarma-video-noticia-1244530#:~:text=El%20puente%20Victoria%2C%20en%20el,registrado%20heridos%2C%20solo%20da%C3%B1os%20materiales>

- Salimi, E. T., Nohegar, A., Malekian, A., Hoseini, M., & Holisaz, A. (2017). Estimating time of concentration in large watersheds. *Paddy and Water Environment*, 15(1), 123-132. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s10333-016-0534-2>
- Salinas, M. A., & Pinedo, G. (2023). *Análisis de alternativas para mitigar los efectos de socavación en cimentaciones de puentes y evitar el colapso de estribos. Caso: Puente Morón-Chaclacayo-Lima*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)]. <https://doi.org/http://hdl.handle.net/10757/671391>
- Sandí, S. G. (2012). *Generación de hidrogramas de creciente de la tormenta tropical Tomás para la evaluación de la infraestructura urbana en la cuenca del río Virilla*. [Tesis de grado, Universidad de Costa Rica]. https://doi.org/https://www.researchgate.net/publication/353991946_GENERACION_DE_HIDROGRAMAS_DE_CRECIENTE_DE_LA_TORMENTA_TROPICAL_TOMAS_PARA_LA_EVALUACION_DE_LA_INFRAESTRUCTURA_URBANA_EN_LA_CUENCA_DEL_RIO_VIRILLA
- 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]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/11042/1364>
- Shafai Bejestan, M., Raei, N., & Azizi, R. (2024). The characteristics of a novel environmentally friendly countermeasure against bridge abutments scour depth. *Acta Geophysica*, 72(1), 357-369. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s11600-023-01038-z>
- Thiessen, A. H., & Alter, F. D. (1911). Precipitation averages for large areas. *Monthly Weather Review*, 39(7), 1082-1089.
- Todini, E. (2007). Hydrological catchment modelling: Past, present and future. *Hydrology and Earth System Sciences*, 11(1), 468-482. <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/hess-11-468-2007>
- TvPerú noticias. (16 de marzo de 2017). Puente Solidaridad colapsó ante crecida del río Rímac. *TvPerú noticias*. <https://www.tvperu.gob.pe/noticias/locales/puente-solidaridad-colapso-ante-crecida-del-rio-rimac>
- Vargas, G. (2016). *Clase 14: Análisis de máximas avenidas*. Universidad Continental.
- Vásquez, A. (2016). *Manejo y gestión de cuencas hidrográficas*. Editorial UNALM.
- Vásquez, A., Mejía, A., Faustino, J., Terán, R., Vásquez, I., Díaz, J., & Alcántara, J. (2016). *Manejo y gestión de cuenca hidrográficas (Primera ed.)*. Lima: Ad Printing S.A.C.

- Villón, M. (2004). *Hidrología*. Editorial Tecnológica de Costa Rica. <https://afly.co/x873>
- Wagener, T., & Gupta, H. V. (2005). Model identification for hydrological forecasting under uncertainty. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, *19*(6), 378-387. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s00477-005-0006-5>
- Wang, S., Wei, K., Shen, Z., & Xiang, Q. (2019). Experimental investigation of local scour protection for cylindrical bridge piers using anti-scour collars. *Water*, *11*(7), 1-19. <https://doi.org/https://doi.org/10.3390/w11071515>
- Zevallos-Loaiza, M. (2015). *iseño de la defensa ribereña para el Balneario Turístico Cocalmayo, ubicado en la margen izquierda del río Urubamba*. [Tesis de maestría, Universidad de Piura].

CAPÍTULO VII. ANEXOS

Anexo A. Matriz de consistencia

Tesis: Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba

Tesista: Ever Manuel Rojas Gonzáles, Edwin Núñez Bustamante

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología
<p>Problema general ¿Las alternativas de protección lograrán disminuir la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba?</p> <p>Problemas específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> - ¿Cuánto es la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para Tr de 500 años? - ¿Cuál es la mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, evaluando su efectividad en la reducción de la socavación? - ¿Cómo se ha ajustado el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas? 	<p>Objetivo general Determinar las mejores alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.</p> <p>Objetivos específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> - Determinar la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para Tr de 500 años. - Proponer la mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, evaluando su efectividad en la reducción de la socavación. - Ajustar el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas. 	<p>Hipótesis general Ho: Las alternativas de protección no logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba. H1: Las alternativas de protección logran disminuir los efectos de la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba.</p> <p>Hipótesis específicas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - La socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente por el método de Levediev para suelos cohesivos para Tr de 500 años es mayor a 3.00 m. - La mejor alternativa de protección del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota ya sea con: con muros de concreto y/o gaviones, es colocando previamente enrocado de acuerdo a su efectividad en la reducción de la socavación. - Se ha ajustado el pre dimensionamiento del puente Chota tomando en cuenta los resultados del análisis hidráulico y las soluciones propuestas, cambiando la luz del puente de 21 m a 23 m. 	<p>VI Socavación del cauce del río</p> <p>VD Alternativas de protección</p>	<p>Parámetros geomorfológicos de la cuenca</p> <p>Lecho móvil del río (sedimentos)</p> <p>Morfología del río</p> <p>Análisis de socavación</p> <p>Dimensionamiento</p> <p>Diseño estructural</p> <p>Verificación hidráulica</p>	<p>Área</p> <p>Pendiente</p> <p>Tiempo de concentración</p> <p>Longitud del curso principal</p> <p>Altitud media</p> <p>Humedad</p> <p>Granulometría fluvial</p> <p>Límites de consistencia</p> <p>Corte directo</p> <p>Precipitaciones</p> <p>Periodo de retorno</p> <p>Intensidades máximas</p> <p>Caudales máximos</p> <p>Distancia</p> <p>Pendiente</p> <p>Coefficiente de Manning</p> <p>Socavación por contracción</p> <p>Socavación general</p> <p>Largo</p> <p>Ancho</p> <p>Profundidad</p> <p>Volteo</p> <p>Deslizamiento</p> <p>Capacidad portante</p> <p>Socavación general</p>	<p>Enfoque: Cuantitativo Tipo: Aplicada Nivel: Descriptiva</p> <p>Muestra: La muestra corresponde al tramo del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota. El puente Chota se ubica geográficamente en las coordenadas UTM WGS84 17S 733511.32 m E, 9285607.49 m S, a 1639 msnm, distrito de Cochabamba, provincia de Chota, a 1,900 m de la ciudad de Cochabamba.</p>

Anexo B. Panel fotográfico

Fotografía 1. Vista del puente antes de su demolición



Fotografía 2. Vista de la sección del río luego de la demolición del puente



Fotografía 3. Vista el tramo de emplazamiento del puente luego de que se presentará socavación a causa de las fuertes precipitaciones



Fotografía 4. Vista de la incomunicación de los centros poblados de Cochabamba y Cutervo a causa de la falta del puente Chota



Fotografía 5. Vista del puente Chota planteado como se encontraba en un inicio, luego de que se desistiera de su reconstrucción, pero si se construyera este puente temporal para evitar la incomunicación de la población



Fotografía 6. Equipo de trabajo en la realización del levantamiento topográfico



Fotografía 7. Toma de BMS en el estudio topográfico



Fotografía 8. Toma de BMS y puntos fijos en el levantamiento topográfico



Fotografía 9. Toma de puntos en el borde del cauce



Fotografía 10. Lugar donde se estacionó el GPS diferencial



Fotografía 11. Realización del estudio de granulometría en el laboratorio



Fotografía 12. Pesado de muestra de suelo retenido en cada tamiz



Fotografía 13. Ensayo del límite líquido en el suelo



Fotografía 14. Preparación de muestras para el ensayo de corte directo



Fotografía 15. Realización del ensayo de corte directo



Fotografía 16. Muestras en el horno en el ensayo de corte directo



Anexo C. Documentación

Documento 1. Certificado de calibración del GPS diferencial



CERTIFICADO CALIBRACION Y OPERATIVIDAD N° 2022-20573

RUC: 10444358527
Cliente: SILVERIO DIAZ EDWIN DANTE
Equipo: GNSS DIFERENCIAL
Marca: CHCNAV
Modelo: i90 BASE
Serie: 3374411
Modelo: i90 ROVER
Series: 3374401
Modelo: RADIO EXTERNA DL8 DATA LINK 410-470 Mhz
Series: D21800078
Modelo: CONTROLADOR DE CAMPO LT700 LANDSTAR 7
Series: 71895301957

Fecha de revisión: 2022-05-13

GEODESIA Y TOPOGRAFIA S.A.C, certifica que el equipo cumple con las especificaciones técnicas detalladas por el fabricante y con los estándares internacionales establecidos.

De acuerdo a las pruebas realizadas en tiempo real (RTK) y modo estático, el equipo se encuentra dentro del rango de tolerancia e incertidumbre establecido por el fabricante.

Lima, 28 Abril del 2022

Atentamente,



www.geotopsac.com
www.geotop.com.pe

Oficina Principal Lima: Av. Tomás Marsano 2388, Miraflores / Telf: (01) 268 4011 / Cel: 945 079 599 RPM: *563421
Oficina Huánuco: Prolong. Abtao Cdra. 4 Paj. Francisco Bezada N° 107 / Telf: (062) 510093 / Cel: 962 089 908 - RPM: *563423
Oficina Huancayo: Jr. Lima N° 222 Of. 302 (cruce con Jr. Ancash) / Telf: (064) 215633 / Cel: 954 024 374 - RPM: *563420

ESPECIFICACIONES

Rendimiento del GNSS ⁽¹⁾	
Canales	336 canales
GPS	L1C, L1C/A, L2E, L2C, L5
GLONASS	L1C/A, L2 C/A, L3 CDMA
Galileo	E1, E5a, E5b, E5AltBOC, E6
BeiDou	B1, B2, B3
SBAS	L1C/A, L5
QZSS	L1 C/A, L1 SAIF, L2C, L5, LEX
IRNSS	L5
L - BAND	RTX [®]

Precisiones del GNSS ⁽²⁾	
En tiempo real cinemática (PPK)	Horizontal: 8 mm + 1 ppm RMS Vertical: 5 mm + 1 ppm RMS Tiempo de inicialización: < 10 s Fiabilidad de la inicialización > 99.9%
Post - procesamiento cinemático (PPK)	Horizontal : 5 mm + 1 ppm RMS Vertical : 5 mm + 1 ppm RMS
Post - procesamiento Estática	Horizontal : 2.5 mm + 0.5 ppm RMS Vertical : 5 mm + 0.5 ppm RMS
Código diferencial	Horizontal : 0.25 m RMS
Autónomo	Horizontal : 1 m RMS Vertical : 1.5 m RMS
Tasa de posicionamiento	Hasta 50 Hz
Tiempo de fijar a la primera vez ⁽³⁾	Arranque en frío: < 45 s Arranque en caliente: < 10 s Reparación de la señal: < 1 s
Inclinación RTK - compensación	Incertidumbre adicional de la bastón horizontal típicamente menos de 10 mm + 0,7 mm/ ^o de inclinación

Hardware	
Tamaño (L x A x A)	159 mm x 150 mm x 110 mm (6,3 pulg x 5,9 pulg x 4,3 pulg)
Peso	1.26 kg (2.77 lb)
Medio Ambiente	En funcionamiento: -40 °C a +65 °C (-40 °F a +149 °F) Almacenamiento: -40 °C a +85 °C (-40 °F a +185 °F)
Humedad	100%
Protección contra el ingreso	IP67 a prueba de agua y polvo, protegido de la inmersión temporal a una profundidad de 1 m.
Caída	Sobrevive a una caída de 2 metros de bastón
Sensor de inclinación	Calibración - IMU libre para la compensación de bastón. Inmune a las perturbaciones magnéticas. Nivelación de burbujas.
Panel frontal	4 LED de estado Pantalla OLED de 1.46"

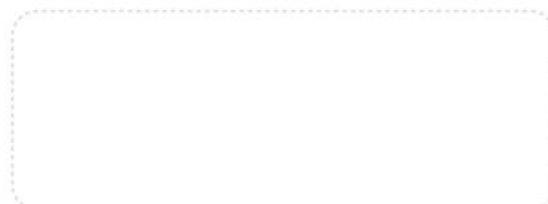
Certificaciones	
FCC Parte 15 (dispositivo clase B), FCC Parte 22, 24, 90; Marca CE; Calibración de la antena NGS; MIL STD 810G, Método 514.7	

Comunicación	
Módem de red	Módem 4G integrado LTE (FDD): B1, B2, B3, B4, B5, B7, B8, B20 DC - HSPA+/HSPA+/HSPA/UMTS: B1, B2, B5, B8 EDGE/GPRS/GSM 850/900/1800/1900MHz
Wi-Fi	802.11 b/g/n, modo de punto de acceso
Bluetooth [®]	v4.1
Puertos	1 x puerto LEMO de 7 pines (alimentación externa, RS - 232) 1 x puerto USB tipo C (descarga de datos, carga, actualización de firmware) 1 x puerto de antena UHF (TNC hembra)
Radio UHF	Rx/Tx interno estándar: 410 - 470 MHz Transmita la energía: 0.5 h a 2 h Protocolo: CHC, Transparent, TT450, SATEL3AS Tasa de enlace 9600 bps a 19200 bps Rango: 5 km en condiciones óptimas
Formatos de datos	RTCM 2.x, RTCM 3.x, CMR, CMR+, SCMRX entrada y salida HCN, HRC, RINEX 2.11, 3.02 Salida NMEA 0183 NTRIP Client, NTRIP Caster
Almacenamiento de datos	32 GB de memoria interna

Eléctrico	
Consumo de energía	5 W (dependiendo de la configuración del usuario)
Capacidad de la batería de Li-ion	2 x 3400 mAh, 7,4 V
Tiempo de funcionamiento en batería interna ⁽⁴⁾	Recepción/transmisión de UHF (0.5 W) : 5 h a 8 h Sólo recepción celular : hasta 9 h Estática : hasta 10 h.
Entrada de energía externa	9 V DC a 28 V DC



^{*} Todas las especificaciones están sujetas a cambios sin previo aviso.
⁽¹⁾ Cumple, pero está sujeto a la disponibilidad de la definición de servicio comercial BDS ICD y Galileo. BDS B3 y Galileo E6 se proporcionarán mediante una futura actualización de firmware. ⁽²⁾ La precisión y fiabilidad se determinan a cielo abierto, sin trayectos múltiples, geometría GNSS óptima y condiciones atmosféricas. Los rendimientos suponen un mínimo de 5 satélites, seguimiento de las prácticas generales de GPS recomendadas. ⁽³⁾ Valores típicos observados. ⁽⁴⁾ La duración de la batería está sujeta a la temperatura de funcionamiento.



© 2020 Shanghai Huace Navigation Technology Ltd. Todos los derechos reservados. El CHC y el logo del CHC son marcas registradas de Shanghai Huace Navigation Technology Limited. Todas las demás marcas comerciales son propiedad de sus respectivos dueños. Revisión marzo de 2021.

WWW.CHCNAV.COM | SALES@CHCNAV.COM

Sede de CHC Navigation
Shanghai Huace Navigation Technology Ltd.
599, Gaojing Road, Building D
Shanghai, 201702, China
+86 21 54260273

CHC Navigation Europe
Infopark Edificio, Sétány 1, 1117
Budapest, Hungría
+36 20 235 8248 +36 20 5999 369
info@chcnv.eu


CHC Navigation USA LLC
16412 N 92nd Street, Suite 115,
85 260 Scottsdale, Arizona, USA
+1 480 676 4306

CHC NAVIGATION INDIA
409 Trade Center, Khokhra Circle,
Maninagar East, Ahmedabad,
Gujarat, India
+91 9099 9808 02

Documento 2. Correo de emisión de datos meteorológicos del Senamhi

← 📄 ⏰ 🗑️ | ✉️ 📧 ⋮ 1 de 11 < >

TESISTA EVER MANUEL ROJAS GONZALES Recibidos x 🖨️ 📄

 **Luis Felipe Gamarra Chávarry (UACGD)** <lgamarra@senamhi.gob.pe> jue, 7 dic 2023, 16:09 ☆ 😊 ↶ ⋮
para mí, Manuel, Milagros, Carmen ▾

TESISTA EVER MANUEL ROJAS GONZALES:

Reciba el cordial saludo del SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERÚ - **SENAMHI**, a fin de remitirle los datos disponibles de las estaciones comprendidas en el expediente N° 10505 escala MENSUAL, período (1973-2023); cabe indicar que ***bajo la modalidad de servicio gratuito es por única vez.*** A la espera de su confirmación en cuanto a la recepción del presente y hacerle recordar que una vez concluida y aprobada su TESIS/INVESTIGACIÓN hacer llegar un ejemplar para nuestra biblioteca especializada, saludos.

Cabe indicar que de acuerdo a los procedimientos establecidos en la Directiva N° 003-2016-**SENAMHI**-SG-OPP-UM, para la atención a estudiantes, tesis y investigadores bajo la modalidad de servicio gratuito, dichos usuarios firman una DECLARACIÓN JURADA, que tiene un firme compromiso LEGAL de entregar un ejemplar de su tesis para nuestra biblioteca. En ese sentido la Srta. Carmen Sulca (csulca@senamhi.gob.pe), estará atenta al cumplimiento de dicho acuerdo, saludos.

Expediente: 10505

--

--

Anexo D. Resultado de ensayos de mecánica de suelos

**GRANULOMETRÍA DEL SEDIMENTO EN EL CAUCE
DEL RÍO**



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(A.S.T.M D 422 / A.A.S.H.T.O T 89 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641 CEL:960234555
950589432 CORREO:ciexlianlab@gmail.com

Pag: 1 de 1

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE. □

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE:-

ESTE: -

COTA: -

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra/Calicata: CA-01

Fecha de Muestreo: 01/09/2023

Fecha de Recepción: 01/09/2023

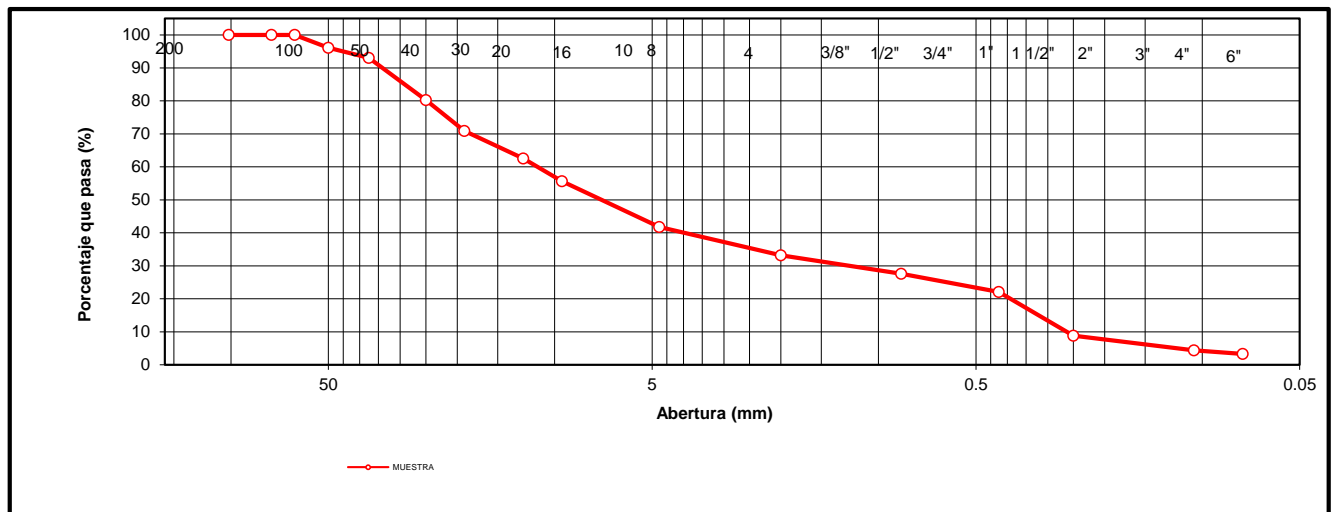
Prof.(m): 0

Tamaño Máximo: 2 1/2"

Peso Inicial Seco: 13000 gr.

TAMIZ A.S.T.M	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ASTM		DESCRIPCION DE LA MUESTRA
						LIM INF	LIM SUP	
4"	101.600	0	0.00	0.00	100.00			OBSERVACIONES : Boloneria 4" - 3" : 0.00 % Grava 3" - Nº 4 : 58.25 % Arena Nº4 - Nº 200 : 38.45 % Finos < Nº 200 : 3.29 % A. gruesa Nº 4 - Nº 10 : 8.58 % A. media Nº 10 - Nº 40 : 11.08 % A. fina Nº 40 - Nº 200 : 18.78 %
3"	75.000	0	0.00	0.00	100.00			
2 1/2"	63.500	0	0.00	0.00	100.00			
2"	50.000	500	3.85	3.85	96.15			
1 1/2"	37.500	400	3.08	6.92	93.08			
1"	25.000	1667	12.82	19.75	80.25			
3/4"	19.000	1214	9.34	29.08	70.92			
1/2"	12.500	1086	8.35	37.44	62.56			
3/8"	9.500	897.00	6.90	44.34	55.66			
Nº 4	4.750	1809.00	13.92	58.25	41.75			
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES								
Nº 8	2.360	793.00	6.10	64.35	35.65			
Nº 10	2.000	323.00	2.48	66.84	33.16			
Nº 16	1.190	464.00	3.57	70.41	29.59			
Nº 20	0.850	263.00	2.02	72.43	27.57			
Nº 30	0.600	714.00	5.49	77.92	22.08			
Nº 40	0.425	0.00	0.00	77.92	22.08			
Nº 60	0.250	1722.00	13.25	91.17	8.83			
Nº 100	0.015	499.00	3.84	95.01	4.99			
Nº 140	0.106	76.00	0.58	95.59	4.41			
Nº 200	0.075	145.00	1.12	96.71	3.29			
< Nº 200	FONDO	428.00	3.29	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES: Tamaño Máximo de partículas: 2 1/2"

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(A.S.T.M D 422 / A.A.S.H.T.O T 89 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641 CEL:960234555
950589432 CORREO:ciexlianlab@gmail.com

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE:- ESTE: - COTA: -

DATOS DE LA MUESTRA

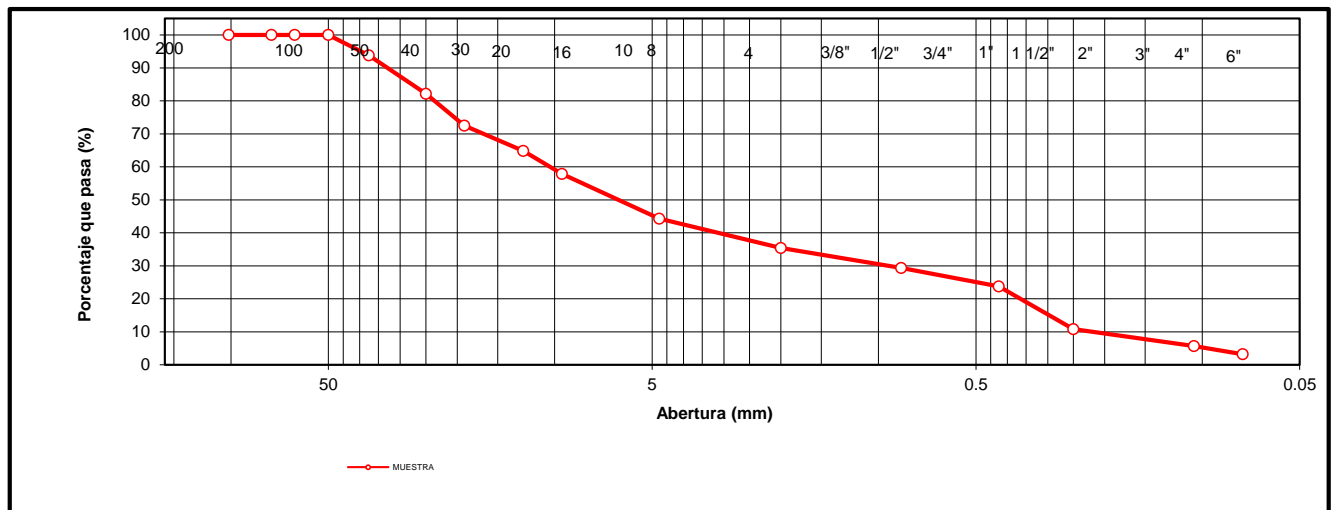
Muestra/Calicata: CA-02

Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Fecha de Recepción:** 01/09/2023 **Prof.(m):** 0

Tamaño Máximo: 2" **Peso Inicial Seco:** 13000 gr.

TAMIZ A.S.T.M	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ASTM		DESCRIPCION DE LA MUESTRA
						LIM INF	LIM SUP	
4"	101.600	0	0.00	0.00	100.00			OBSERVACIONES : Boloneria 4" - 3" : 0.00 % Grava 3" - Nº 4 : 55.68 % Arena Nº4 - Nº 200 : 41.12 % Finos < Nº 200 : 3.19 % A. gruesa Nº 4 - Nº 10 : 8.92 % A. media Nº 10 - Nº 40 : 11.62 % A. fina Nº 40 - Nº 200 : 20.58 %
3"	75.000	0	0.00	0.00	100.00			
2 1/2"	63.500	0	0.00	0.00	100.00			
2"	50.000	0	0.00	0.00	100.00			
1 1/2"	37.500	800	6.15	6.15	93.85			
1"	25.000	1520	11.69	17.85	82.15			
3/4"	19.000	1250	9.62	27.46	72.54			
1/2"	12.500	1000	7.69	35.15	64.85			
3/8"	9.500	910.00	7.00	42.15	57.85			
Nº 4	4.750	1759.00	13.53	55.68	44.32			
Nº 8	2.360	810.00	6.23	61.92	38.08			
Nº 10	2.000	350.00	2.69	64.61	35.39			
Nº 16	1.190	500.00	3.85	68.45	31.55			
Nº 20	0.850	280.00	2.15	70.61	29.39			
Nº 30	0.600	730.00	5.62	76.22	23.78			
Nº 40	0.425	0.00	0.00	76.22	23.78			
Nº 60	0.250	1689.00	12.99	89.22	10.78			
Nº 100	0.015	587.00	4.52	93.73	6.27			
Nº 140	0.106	80.00	0.62	94.35	5.65			
Nº 200	0.075	320.00	2.46	96.81	3.19			
< Nº 200	FONDO	415.00	3.19	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES: Tamaño Máximo de partículas: 2"

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(A.S.T.M D 422 / A.A.S.H.T.O T 89 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641 CEL:960234555
950589432 CORREO:ciexlianlab@gmail.com

Pag: 1 de 1

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE:-

ESTE: -

COTA: -

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra/Calicata: CA-03

Fecha de Muestreo: 01/09/2023

Fecha de Recepción: 01/09/2023

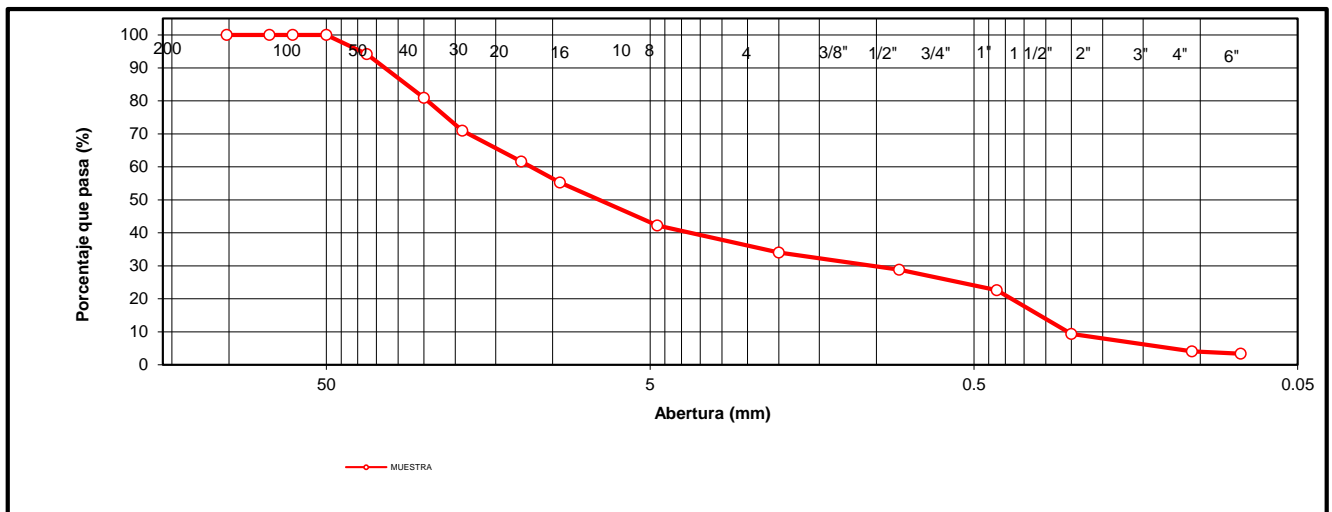
Prof.(m): 0

Tamaño Máximo: 2"

Peso Inicial Seco: 13000 gr.

TAMIZ A.S.T.M	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ASTM		DESCRIPCION DE LA MUESTRA
						LIM INF	LIM SUP	
4"	101.600	0	0.00	0.00	100.00			OBSERVACIONES : Boloneria 4" - 3" : 0.00 % Grava 3" - Nº 4 : 57.73 % Arena Nº4 - Nº 200 : 38.92 % Finos < Nº 200 : 3.35 % A. gruesa Nº 4 - Nº 10 : 8.23 % A. media Nº 10 - Nº 40 : 11.42 % A. fina Nº 40 - Nº 200 : 19.26 %
3"	75.000	0	0.00	0.00	100.00			
2 1/2"	63.500	0	0.00	0.00	100.00			
2"	50.000	0	0.00	0.00	100.00			
1 1/2"	37.500	756	5.82	5.82	94.18			
1"	25.000	1720	13.23	19.05	80.95			
3/4"	19.000	1300	10.00	29.05	70.95			
1/2"	12.500	1210	9.31	38.35	61.65			
3/8"	9.500	830.00	6.38	44.74	55.26			
Nº 4	4.750	1689.00	12.99	57.73	42.27			
Nº 8	2.360	650.00	5.00	62.73	37.27			
Nº 10	2.000	420.00	3.23	65.96	34.04			
Nº 16	1.190	445.00	3.42	69.38	30.62			
Nº 20	0.850	230.00	1.77	71.15	28.85			
Nº 30	0.600	810.00	6.23	77.38	22.62			
Nº 40	0.425	0.00	0.00	77.38	22.62			
Nº 60	0.250	1725.00	13.27	90.65	9.35			
Nº 100	0.015	600.00	4.62	95.27	4.73			
Nº 140	0.106	90.00	0.69	95.96	4.04			
Nº 200	0.075	89.00	0.68	96.65	3.35			
< Nº 200	FONDO	436.00	3.35	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES: Tamaño Máximo de partículas: 2"

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL BORDE DEL
RÍO**

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE:

ESTE:

COTA:

m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

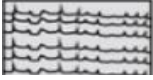

Material: CALICATA N° 1

Fecha de Muestreo: 01/09/2023

Fecha de Recepción: 01/09/2023

Prof.(m): 3.00 m

NIVEL FREATICO : NO SE ENCONTRO

Profundidad (m)	Muestra	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN		Contenido de humedad	Limites de consistencia	
			Símbolo	Símbolo gráfico		L.L (%)	L.P (%)
0.40	0.10	Material orgánico de color maron , con bajo contenido de humedad y bajo grado de compacidad.					
	0.20						
	0.30						
	0.40						
3.00	0.50	Extracto clasificado en el sistema "SUCS" Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.	CL		8.53%	33.11	21.00
	0.60						
	0.70						
	0.80						
	0.90						
	1.00						
	1.10						
	1.20						
	1.30						
	2.80						
3.00						IP	12.11

FOTOS

Técnico de Laboratorio:

Hermes Rojas Tiravanti



CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS
(A.S.T.M D 2216 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
CEL.:960234555 950589432

Pag: 4 de 2

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LA SOCABACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

Material: CALICATA N° 1 **Muestra/Calicata:** C-1

Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Fecha de Recepción:** 01/09/2023 **Prof.(m):** 3.00 m

Descripcion	Und.	Ensayos			Promedio
Tara	Nº	T1	-----	-----	
Peso Material Humedo + Tara (A)	gr.	200.00			
Peso Material Seco + Tara (B)	gr.	189.00			
Peso de Agua (A-B)	gr.	11.00			
Peso de Tara ©	gr.	60.00			
Peso Neto de Material Seco (B -C)	gr.	129.00			
Porcentaje de Humedad (A-B)/(B-C)*100	%	8.53%			8.53%

OBSERVACIONES :

Porcentaje de Humedad: 8.53%

La condición de secado de la muestra fue en Horno a 110C° +- 5C°

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(A.S.T.M D 422 / A.A.S.H.T.O T 89 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO RUC
: 20604291641 CEL:960234555
CORREO:ciexlianlab@gmail.com

Pag: 4 de 3

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: 0 COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

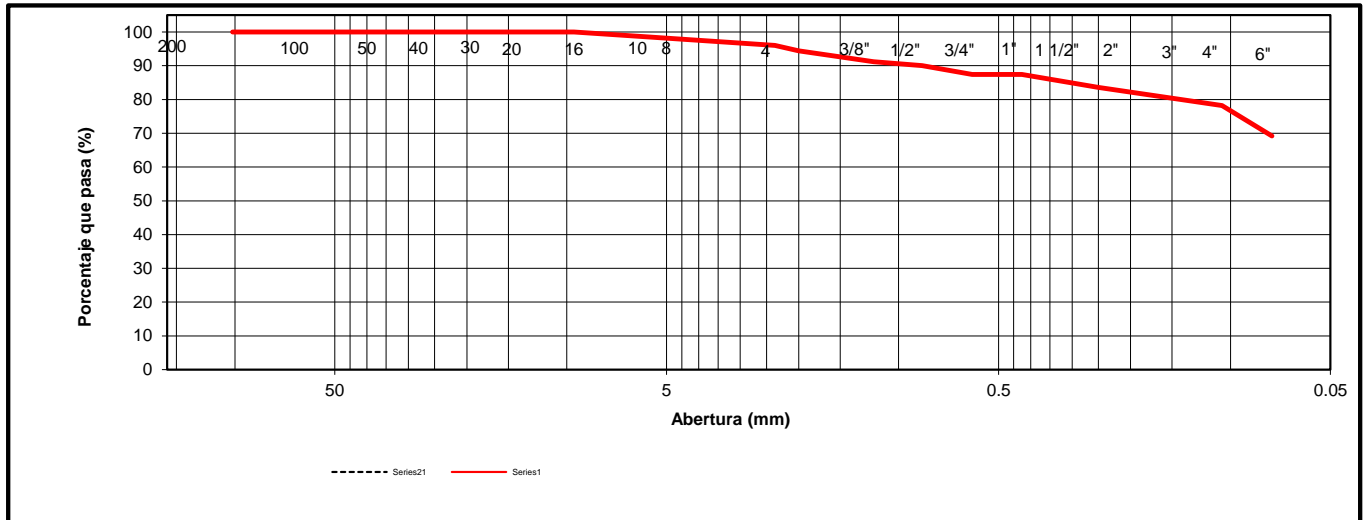
Muestra/Calicata: C-1

Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Fecha de Recepción:** 01/09/2023 **Prof.(m):** 3.00 m

Tamaño Máximo: 3/8" **Peso Inicial Seco:** 500 gr.

TAMIZ	ABERTURA	PESO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
A.S.T.M	(mm)	RETENIDO	RETENIDO	ACUMULADO	QUE PASA	Tipo:	
4"	101.600	0.00	0.00	0.00	100.00		OBSERVACIONES :
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00		Bolonería 4" - 3" : 0.00 %
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		Grava 3" - Nº 4 : 2.00 %
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	100.00		Arena Nº4 - Nº 200 : 28.80 %
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	0.00	100.00		Finos < Nº 200 : 69.20 %
1"	25.000	0.00	0.00	0.00	100.00		A. gruesa Nº 4 - Nº 10 : 3.60 %
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00		A. media Nº 10 - Nº 40 : 7.00 %
1/2"	12.500	0.00	0.00	0.00	100.00		A. fina Nº 40 - Nº 200 : 18.20 %
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
Nº 4	4.750	10.00	2.00	2.00	98.00		CARACTERISTICAS:
Nº 8	2.360	10.00	2.00	4.00	96.00		LL (ASTM D4318-17): 33.11 %
Nº 10	2.000	8.00	1.60	5.60	94.40		LP (ASTM D4318-17): 21.00 %
Nº 16	1.190	16.00	3.20	8.80	91.20		IP (ASTM D4318-17): 12.11 %
Nº 20	0.850	6.00	1.20	10.00	90.00		
Nº 30	0.600	13.00	2.60	12.60	87.40		Clasificación (SUCS) : CL
Nº 40	0.425	0.00	0.00	12.60	87.40		
Nº 60	0.250	19.00	3.80	16.40	83.60		
Nº 140	0.106	27.00	5.40	21.80	78.20		
Nº 200	0.075	45.00	9.00	30.80	69.20		
< Nº 200	FONDO	346.00	69.20	100.00	0.00		

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES: Tamaño Máximo de partículas: 3/8"

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti **Firma:** _____



LÍMITES DE ATTERBERG
(A.S.T.M D 4318) / A.A.S.H.T.O T 89)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
CEL:960234555

Pag: 4 de 4

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INF: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

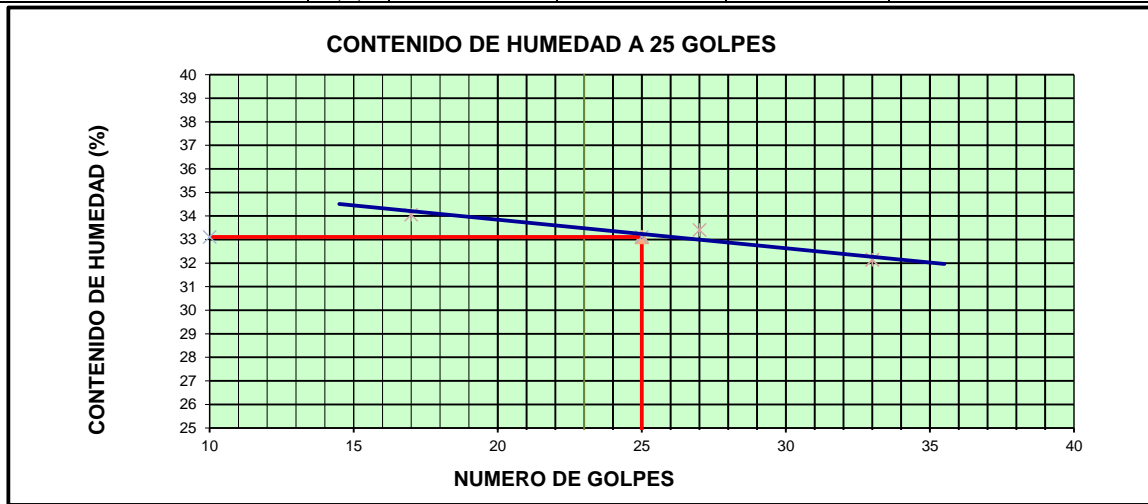
Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Muestra/Calicata:** C-1
Prof.(m): 3.00 m

LIMITE LIQUIDO

Descripción	Und	Ensayos			Observaciones
		T7	T3	T6	
Nº TARRO					
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	58.72	38.79	64.42	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	53.68	35.56	60.65	
PESO DE AGUA	(g)	5.04	3.23	3.77	
PESO DEL TARRO	(g)	38.88	25.89	48.92	
PESO DEL SUELO SECO	(g)	14.80	9.67	11.73	
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	34.05	33.40	32.14	
NUMERO DE GOLPES		17	27	33	

LIMITE PLASTICO

Descripción	Und	Ensayos		Observaciones
		T1	T5	
Nº TARRO				
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	17.20	15.16	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	16.88	15.04	
PESO DE AGUA	(g)	0.32	0.12	
PESO DEL TARRO	(g)	15.34	14.46	
PESO DEL SUELO SECO	(g)	1.54	0.58	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD	(%)	21.00	21.00	



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA

LIMITE LIQUIDO	%	33.11
LIMITE PLASTICO	%	21.00
INDICE DE PLASTICIDAD	%	12.11

OBSERVACIONES:

La condición de secado de la muestra fue en Horno a 110C° +- 5C°

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
(NORMA: A.S.T.M.D-3080)

ENSAYO: CORTE DIRECTO SATURADO	FECHA DE INFORME
---------------------------------------	-------------------------

SOLICITATE	: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE	10/09/2023
OBRA	: "ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA,DISTRITO DE COCHABAMBA"	
UBICACIÓN	: DISTRITO DE COCHABAMBA MARGEN:DERECHA	

Número de anillo	1	Número de anillo	1	Número de anillo	1
Peso de anillo [gr]	43.04	Peso de anillo [gr]	43.04	Peso de anillo [gr]	43.04
Peso anillo+suelo natural [gr]	150.88	Peso anillo+suelo natural [gr]	150.67	Peso anillo+suelo natural [gr]	149.63
Peso anillo+suelo saturado [gr]	160.40	Peso anillo+suelo saturado [gr]	159.72	Peso anillo+suelo saturado [gr]	160.05
Peso suelo seco [gr]	91.10	Peso suelo seco [gr]	90.54	Peso suelo seco [gr]	90.78
Humedad natural [%]	18.38	Humedad natural [%]	18.88	Humedad natural [%]	17.42
Humedad saturada [%]	28.83	Humedad saturada [%]	28.87	Humedad saturada [%]	28.89
longitud H. muestra (mm)	60.00	longitud H. muestra (mm)	60.00	longitud H. muestra (mm)	60.00
Área de anillo [cm²]	28.27	Área de anillo [cm²]	28.27	Área de anillo [cm²]	28.27
Volumen de anillo [cm³]	56.55	Volumen de anillo [cm³]	56.55	Volumen de anillo [cm³]	56.55
Densidad húmeda [gr/cm³]	1.9	Densidad húmeda [gr/cm³]	1.9	Densidad húmeda [gr/cm³]	1.9
Densidad saturada [gr/cm³]	2.1	Densidad saturada [gr/cm³]	2.1	Densidad saturada [gr/cm³]	2.1
Densidad seca [gr/cm³]	1.6	Densidad seca [gr/cm³]	1.6	Densidad seca [gr/cm³]	1.6
peso normal	1.3	peso normal	2.6	peso normal	3.8
Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]	0.5	Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]	0.9	Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]	1.4

DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (mm)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s	DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (mm)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s	DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (mm)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	3.00	1.82	0.05	0.14	0.25	5.00	2.96	0.08	0.12	0.25	8.00	4.66	0.13	0.12
0.50	7.00	4.09	0.11	0.32	0.50	9.00	5.22	0.15	0.20	0.50	14.00	8.05	0.23	0.21
0.75	11.00	6.35	0.18	0.50	0.75	13.00	7.48	0.21	0.29	0.75	19.00	10.87	0.31	0.28
1.00	13.00	7.48	0.21	0.59	1.00	16.00	9.18	0.26	0.36	1.00	23.00	13.12	0.37	0.34
1.25	15.00	8.61	0.24	0.68	1.25	19.00	10.87	0.31	0.43	1.25	26.00	14.81	0.42	0.39
1.50	17.00	9.74	0.28	0.76	1.50	22.00	12.56	0.36	0.49	1.50	29.00	16.50	0.47	0.43
1.75	18.00	10.31	0.29	0.81	1.75	25.00	14.25	0.41	0.56	1.75	31.00	17.62	0.50	0.46
2.00	19.00	10.87	0.31	0.85	2.00	26.00	14.81	0.43	0.58	2.00	32.00	18.18	0.52	0.48
2.50	20.00	11.43	0.33	0.90	2.50	27.00	15.37	0.45	0.60	2.50	32.50	18.46	0.54	0.48
3.00	21.00	12.00	0.35	0.94	3.00	28.00	15.94	0.47	0.62	3.00	33.00	18.74	0.55	0.49
3.50	21.50	12.28	0.36	0.96	3.50	30.00	17.06	0.50	0.67	3.50	34.00	19.31	0.57	0.50
4.00	22.00	12.56	0.37	0.99	4.00	31.00	17.62	0.52	0.69	4.00	36.00	20.43	0.61	0.53
4.50	23.00	13.12	0.39	1.03	4.50	32.00	18.18	0.55	0.71	4.50	37.00	20.99	0.63	0.55
5.00	23.50	13.40	0.41	1.05	5.00	32.50	18.46	0.56	0.72	5.00	38.00	21.55	0.65	0.56
5.50	23.50	13.40	0.41	1.05	5.50	33.00	18.74	0.57	0.74	5.50	38.00	21.55	0.66	0.56
6.00	23.50	13.40	0.41	1.05	6.00	33.00	18.74	0.58	0.74	6.00	38.00	21.55	0.67	0.56



CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641

(NORMA: A.S.T.M.D-3080)

ENSAYO: CORTE DIRECTO SATURADO

FECHA INFORME
 10/09/2023

SOLICITANTE : EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE

OBRA : "ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LA SOCABACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA"

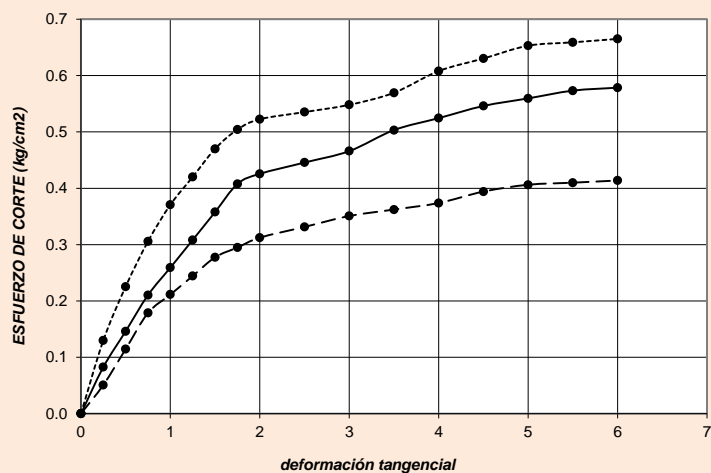
UBICACIÓN : DISTRITO DE COCHABAMBA

MUESTRA : C-01 Prof. 3.00 m

MARGEN: DERECHA

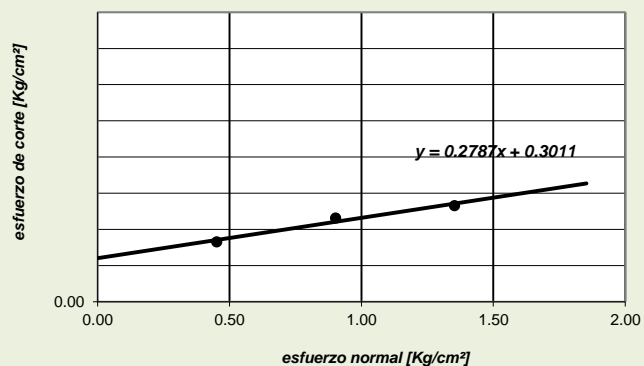
Cohesión del suelo : 0.301 Kg/cm²
Ángulo de fricción interna: 15.04 °

CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



N° especimen	Peso volum. seco [gr/cm ³]	Esfuerzo Normal [Kg/cm ²]	Humedad Natural [%]	Esfuerzo de corte [Kg/cm ²]	Proporción esfuerzos τ/σ
1	1.611	0.45	18.38	0.414	0.257
2	1.601	0.9	18.88	0.579	0.361
3	1.605	1.4	17.42	0.665	0.414

ENVOLVENTE DE MOHR





CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
CEL:960234555

TEORIA DE TERZAGUI

SOLICITATE : EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE
OBRA : "ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA,DISTRITO DE COCHABAMBA"
UBICACIÓN : DISTRITO DE COCHABAMBA
DATUM: WGS 1984 UTM Zona 17 L: ESTE (m): NORTE (m): MARGEN:DERECHA MUESTRA : C-1

FECHA DE INFORME:

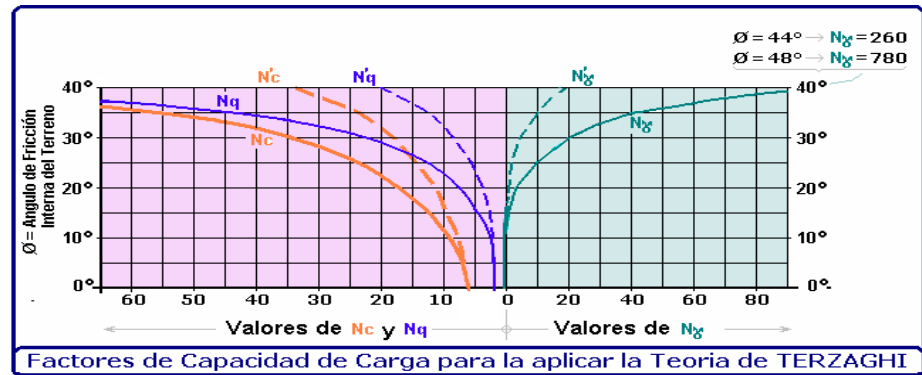
10/09/2023

CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de falla	Local
Denominación	C-1
Clasificación del suelo (SUCS)	CL
Tipo de cimentación	CORRIDO
Estado del suelo	SATURADA
DETERMINACION	UNIDAD VALOR
Cohesion	kg/cm ² 0.301
Angulo de fricción interna	Grado sexag. 15.04°
Densidad seca #1	gr/cm ³ 1.61
Contenido de humedad #1, estado: saturada	porcentaje 28.83%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.075
Densidad seca #2	gr/cm ³ 1.60
Contenido de humedad #2, estado: saturada	porcentaje 28.87%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.06
Densidad seca #3	gr/cm ³ 1.61
Contenido de humedad #3, estado: saturada	porcentaje 28.89%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.07
Peso volumetrico promedio: saturada	gr/cm ³ 2.069
Peso volumetrico (γ ₁) saturado y sumergido	kg/m ³ 1725
Profundidad del cimiento (Df)	metros 1.20
Ancho de cimiento (B) o diametro en caso circular (D)	metros 1.20
N _c	adimensional 9.67
N _q	adimensional 2.73
N _γ	adimensional 0.57
1.3*2/3 c', 1.3*2/3 c', 2/3 c'	kg/m ² 2007.333
1.3*2/3 c', 1.3*2/3 c', 2/3 c' * N _c	kg/m ² 19410.913
γ ₁ Z N _q	kg/m ² 5651.100
0.4 γ ₁ B N _γ ; 0.3 γ ₁ B N _γ ; 0.5 γ ₁ B N _γ	kg/m ² 589.950
qd (carga limite)	kg/m ² 25651.963
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA O CARGA LIMITE qu	kg/cm ² 2.57
Factor de seguridad	adimensional 3.00
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE q_{adm}	kg/cm ² 0.86
gamma Df	kg/cm ² 0.193
sobrecarga de piso	kg/cm ² 0.05
ESFUERZO NETO DE DISEÑO	kg/cm ² 0.612

CUADRADA, CIRCULAR O CORRIDO
NATURAL O SATURADA

INGRESAR DATOS



Contenido de humedad natural(%) #1 = 18.38%	Densidad natural #1 = 1.907 gr/cm ³
Contenido de humedad natural(%) #2 = 18.88%	Densidad natural #2 = 1.903 gr/cm ³
Contenido de humedad natural(%) #3 = 28.89%	Densidad natural #3 = 2.069 gr/cm ³
PESO VOLUMETRICO NATURAL PROMEDIO = 1.960 gr/cm ³	
PESO VOLUMETRICO SATURADO PROMEDIO = 2.069 gr/cm ³	

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LA SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE:

ESTE:

COTA:

m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

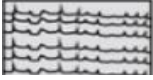

Material: CALICATA N° 02

Fecha de Muestreo: 01/09/2023

Fecha de Recepción: 01/09/2023

Prof.(m): 3.00 m

NIVEL FREATICO : NO SE ENCONTRO

Profundidad (m)	Muestra	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN		Contenido de humedad	Limites de consistencia		
			Símbolo	Símbolo gráfico		L.L (%)	L.P (%)	
0.40	S/M	Material orgánico de color maron , con bajo contenido de humedad y bajo humedad y bajo grado de compacidad.						
								0.10
								0.20
								0.30
3.00	C-02	Estracto clasificado en el sistema "SUCS" Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plásticidad.	CL- ML		6.56%	28.72	22.05	
								0.40
								0.50
								0.60
								0.70
								0.80
								0.90
								1.00
								1.10
								1.20
1.30								
2.80								
3.00	IP	6.67						

FOTOS

Técnico de Laboratorio:

Hermes Rojas Tiravanti



CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS
(A.S.T.M D 2216 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
CEL.:960234555 950589432

Pag: 4 de 2

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LA SOCABACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

Material: CALICATA N° 02 **Muestra/Calicata:** C-02

Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Fecha de Recepción:** 01/09/2023 **Prof.(m):** 3.00 m

Descripcion	Und.	Ensayos				Promedio
Tara	Nº	T1				
Peso Material Humedo + Tara (A)	gr.	250.00				
Peso Material Seco + Tara (B)	gr.	242.00				
Peso de Agua (A-B)	gr.	8.00				
Peso de Tara ©	gr.	120.00				
Peso Neto de Material Seco (B -C)	gr.	122.00				
Porcentaje de Humedad (A-B)/(B-C)*100	%	6.56%				6.56%

OBSERVACIONES :

Porcentaje de Humedad: 6.56%

La condición de secado de la muestra fue en Horno a 110C° +- 5C°

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
(A.S.T.M D 422 / A.A.S.H.T.O T 89 / MTC E 107)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO RUC
: 20604291641 CEL:960234555
CORREO:ciexlianlab@gmail.com

Pag: 4 de 3

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INFORME: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: 0 COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra/Calicata: C-02

Fecha de Muestreo: 01/09/2023

Fecha de Recepción: 01/09/2023

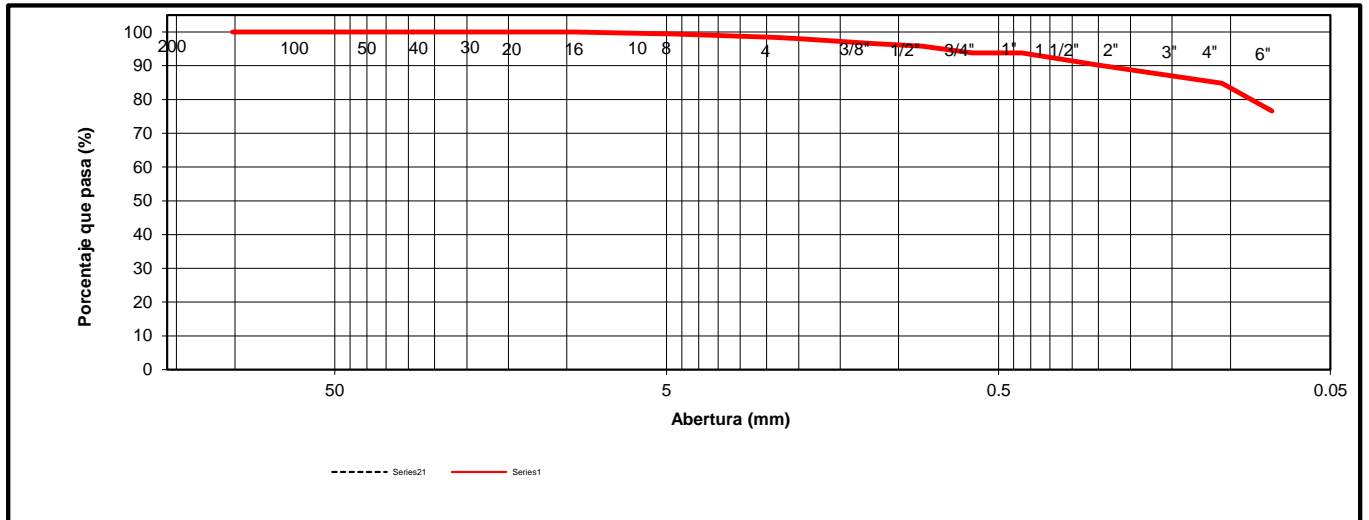
Prof.(m): 3.00 m

Tamaño Máximo: 3/8" **Peso Inicial Seco:** 500 gr.

TAMIZ	ABERTURA	PESO	PORCENTAJE	RETENIDO	PORCENTAJE	ESPECIFICACION	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
A.S.T.M	(mm)	RETENIDO	RETENIDO	ACUMULADO	QUE PASA	Tipo:	
4"	101.600	0.00	0.00	0.00	100.00		OBSERVACIONES : Bolonería 4" - 3" : 0.00 % Grava 3" - Nº 4 : 0.60 % Arena Nº4 - Nº 200 : 22.80 % Finos < Nº 200 : 76.60 % A. gruesa Nº 4 - Nº 10 : 1.40 % A. media Nº 10 - Nº 40 : 4.20 % A. fina Nº 40 - Nº 200 : 17.20 %
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00		
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
1"	25.000	0.00	0.00	0.00	100.00		
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	100.00		
1/2"	12.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
3/8"	9.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
Nº 4	4.750	3.00	0.60	0.60	99.40		
Nº 8	2.360	5.00	1.00	1.60	98.40		
Nº 10	2.000	2.00	0.40	2.00	98.00		
Nº 16	1.190	7.00	1.40	3.40	96.60		
Nº 20	0.850	4.00	0.80	4.20	95.80		
Nº 30	0.600	10.00	2.00	6.20	93.80		
Nº 40	0.425	0.00	0.00	6.20	93.80		
Nº 60	0.250	18.00	3.60	9.80	90.20		
Nº 140	0.106	27.00	5.40	15.20	84.80		
Nº 200	0.075	41.00	8.20	23.40	76.60		
< Nº 200	FONDO	383.00	76.60	100.00	0.00		

CARACTERISTICAS:
LL (ASTM D4318-17): 28.72 %
LP (ASTM D4318-17): 22.05 %
IP (ASTM D4318-17): 6.67 %
Clasificación (SUCS) : CL- ML

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES: Tamaño Máximo de partículas: 3/8"

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti **Firma:** _____



LÍMITES DE ATTERBERG
(A.S.T.M D 4318) / A.A.S.H.T.O T 89)

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641
CEL:960234555

Pag: 4 de 4

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO

PROYECTO: ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN: DISTRITO DE COCHABAMBA

CLIENTE: EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

FECHA DE INF: 10/09/2023

COORDENADAS: NORTE: ESTE: COTA: m.s.n.m

DATOS DE LA MUESTRA

Fecha de Muestreo: 01/09/2023 **Muestra/Calicata:** C-02
Prof.(m): 3.00 m

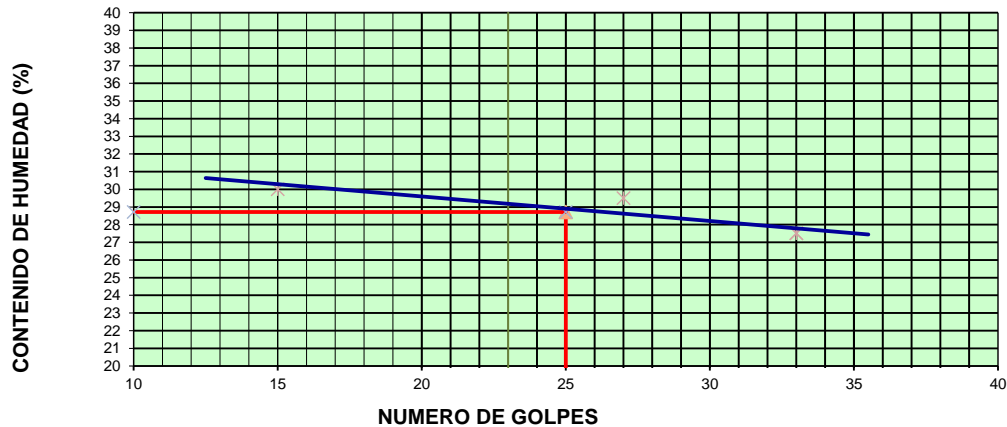
LIMITE LIQUIDO

Descripción	Und	Ensayos			Observaciones
		T7	T3	T6	
Nº TARRO					
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	52.351	54.05	53.18	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	49.09	50.68	49.8	
PESO DE AGUA	(g)	3.26	3.37	3.38	
PESO DEL TARRO	(g)	38.22	39.27	37.52	
PESO DEL SUELO SECO	(g)	10.87	11.41	12.28	
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	30.00	29.50	27.50	
NUMERO DE GOLPES		15	27	33	

LIMITE PLASTICO

Descripción	Und	Ensayos		Observaciones
		T1	T5	
Nº TARRO				
PESO TARRO + SUELO HUMEDO	(g)	16.32	16.36	
PESO TARRO + SUELO SECO	(g)	16.10	16.11	
PESO DE AGUA	(g)	0.22	0.25	
PESO DEL TARRO	(g)	15.08	15.00	
PESO DEL SUELO SECO	(g)	1.02	1.11	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD	(%)	21.57	22.52	

CONTENIDO DE HUMEDAD A 25 GOLPES



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA

LIMITE LIQUIDO	%	28.72
LIMITE PLASTICO	%	22.05
INDICE DE PLASTICIDAD	%	6.67

OBSERVACIONES:

La condición de secado de la muestra fue en Horno a 110C° +- 5C°

Técnico de Laboratorio: Hermes Rojas Tiravanti

Firma: _____



CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641

(NORMA: A.S.T.M.D-3080)

ENSAYO: CORTE DIRECTO SATURADO												FECHA DE INFORME		
---------------------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	-------------------------	--	--

SOLICITATE	:	EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.										10/09/2023
OBRA	:	ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.										
UBICACIÓN	:	DISTRITO DE COCHABAMBA			MARGEN:IZQUIERDA			CALILOCATA C-02				

<i>Número de anillo</i>	1	<i>Número de anillo</i>	1	<i>Número de anillo</i>	1
<i>Peso de anillo [gr]</i>	43.04	<i>Peso de anillo [gr]</i>	43.04	<i>Peso de anillo [gr]</i>	43.04
<i>Peso anillo+suelo natural [gr]</i>	122.09	<i>Peso anillo+suelo natural [gr]</i>	122.45	<i>Peso anillo+suelo natural [gr]</i>	121.99
<i>Peso anillo+suelo saturado [gr]</i>	126.71	<i>Peso anillo+suelo saturado [gr]</i>	126.84	<i>Peso anillo+suelo saturado [gr]</i>	126.45
<i>Peso suelo seco [gr]</i>	72.15	<i>Peso suelo seco [gr]</i>	67.7	<i>Peso suelo seco [gr]</i>	67.51
<i>Humedad natural [%]</i>	9.56	<i>Humedad natural [%]</i>	17.30	<i>Humedad natural [%]</i>	16.95
<i>Humedad saturada [%]</i>	15.97	<i>Humedad saturada [%]</i>	23.78	<i>Humedad saturada [%]</i>	23.55
<i>longitud H. muestra (mm)</i>	60.00	<i>longitud H. muestra (mm)</i>	60.00	<i>longitud H. muestra (mm)</i>	60.00
<i>Área de anillo [cm²]</i>	28.27	<i>Área de anillo [cm²]</i>	28.27	<i>Área de anillo [cm²]</i>	28.27
<i>Volumen de anillo [cm³]</i>	56.55	<i>Volumen de anillo [cm³]</i>	56.55	<i>Volumen de anillo [cm³]</i>	56.55
<i>Densidad húmeda [gr/cm³]</i>	1.4	<i>Densidad húmeda [gr/cm³]</i>	1.4	<i>Densidad húmeda [gr/cm³]</i>	1.4
<i>Densidad saturada [gr/cm³]</i>	1.5	<i>Densidad saturada [gr/cm³]</i>	1.5	<i>Densidad saturada [gr/cm³]</i>	1.5
<i>Densidad seca [gr/cm³]</i>	1.8	<i>Densidad seca [gr/cm³]</i>	1.8	<i>Densidad seca [gr/cm³]</i>	1.8
<i>peso normal</i>	1.3	<i>peso normal</i>	2.6	<i>peso normal</i>	3.8
<i>Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]</i>	0.5	<i>Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]</i>	0.9	<i>Esfuerzo aplicado [Kg/cm²]</i>	1.4

DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (div)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s	DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (div)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s	DESPL. HORIZ. (mm)	LECTURA DIAL (div)	fuerza de corte (kg)	esfuerzo de corte	esfuerzo normal t/s
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	3.00	1.82	0.05	0.14	0.25	10.00	5.79	0.16	0.23	0.25	15.00	8.61	0.24	0.23
0.50	6.00	3.52	0.10	0.28	0.50	12.00	6.92	0.19	0.27	0.50	20.00	11.43	0.32	0.30
0.75	8.00	4.66	0.13	0.37	0.75	14.00	8.05	0.23	0.32	0.75	24.00	13.69	0.38	0.36
1.00	10.00	5.79	0.16	0.45	1.00	16.00	9.18	0.26	0.36	1.00	27.00	15.37	0.43	0.40
1.25	12.00	6.92	0.20	0.54	1.25	19.00	10.87	0.31	0.43	1.25	34.00	19.31	0.55	0.50
1.50	12.00	6.92	0.20	0.54	1.50	20.00	11.43	0.33	0.45	1.50	37.00	20.99	0.60	0.55
1.75	13.00	7.48	0.21	0.59	1.75	22.50	12.84	0.37	0.50	1.75	40.00	22.67	0.65	0.59
2.00	14.00	8.05	0.23	0.63	2.00	23.00	13.12	0.38	0.51	2.00	44.00	24.91	0.72	0.65
2.50	16.00	9.18	0.27	0.72	2.50	26.00	14.81	0.43	0.58	2.50	46.00	26.02	0.75	0.68
3.00	17.50	10.02	0.29	0.79	3.00	28.00	15.94	0.47	0.62	3.00	48.00	27.14	0.79	0.71
3.50	18.50	10.59	0.31	0.83	3.50	30.00	17.06	0.50	0.67	3.50	50.00	28.26	0.83	0.74
4.00	20.00	11.43	0.34	0.90	4.00	35.00	19.87	0.59	0.78	4.00	53.00	29.93	0.89	0.78
4.50	21.00	12.00	0.36	0.94	4.50	37.00	20.99	0.63	0.82	4.50	55.00	31.05	0.93	0.81
5.00	20.50	11.71	0.35	0.92	5.00	39.00	22.11	0.67	0.87	5.00	56.50	31.88	0.97	0.83
5.50	22.50	12.84	0.39	1.01	5.50	41.50	23.51	0.72	0.92	5.50	56.50	31.88	0.97	0.83
6.00	22.50	12.84	0.40	1.01	6.00	41.00	23.23	0.72	0.91	6.00	56.50	31.88	0.98	0.83
6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	0.00
7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	0.00	0.00	0.00	0.00
8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00



CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641

(NORMA: A.S.T.M.D-3080)

ENSAYO: CORTE DIRECTO SATURADO

FECHA INFORME

10/09/2023

SOLICITANTE : EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.

OBRA : ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LA SOCABACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.

UBICACIÓN : DISTRITO DE COCHABAMBA

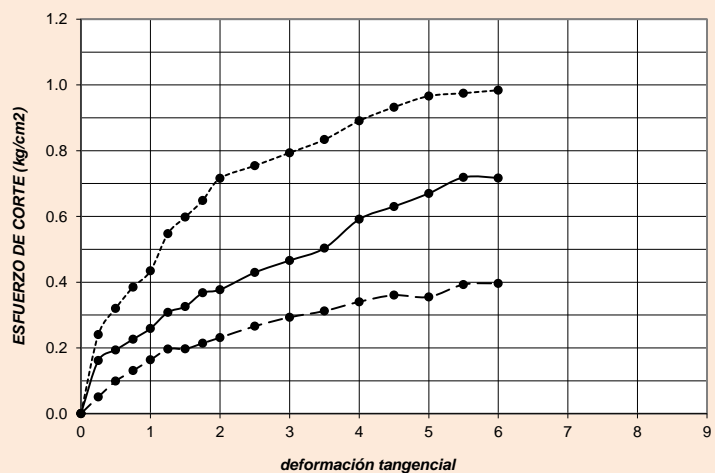
MUESTRA : C-02 Prof. 3.00 m

MARGEN: IZQUIERDA

Cohesión del suelo : 0.11 Kg/cm²

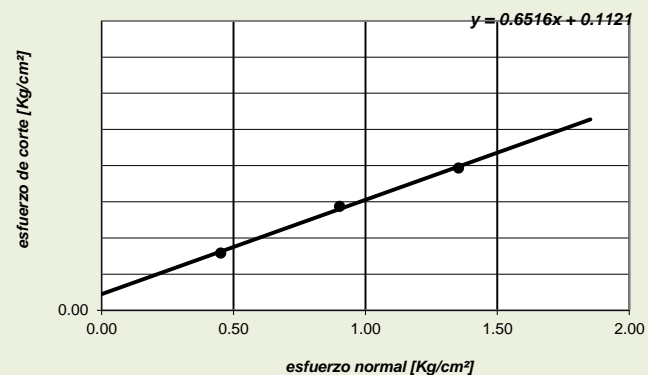
Ángulo de fricción interna: 33.09 °

CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



N° especimen	Peso volum. seco [gr/cm³]	Esfuerzo Normal [Kg/cm²]	Humedad Natural [%]	Esfuerzo de corte [Kg/cm²]	Proporción esfuerzos τ/σ
1	1.276	0.45	9.56	0.396	0.311
2	1.197	0.9	17.30	0.719	0.600
3	1.194	1.4	16.95	0.984	0.824

ENVOLVENTE DE MOHR





CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
RUC : 20604291641

CIEXLIAN S.R.L - LABORATORIO
 RUC : 20604291641
 CEL:950589432

TEORIA DE TERZAGUI

SOLICITATE : EVER MANUEL ROJAS GONZALES – EDWIN NUÑEZ BUSTAMANTE.
OBRA : ALTERNATIVAS DE PROYECCIÓN CONTRA LS SOCABAVACIÓN DEL CAUSE DEL RIO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DE PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA.
UBICACIÓN : DISTRITO DE COCHABAMBA
DATUM: WGS 1984 UTM Zona 17 L: ESTE (m): NORTE (m): MARGEN: IZQUIERDA MUESTRA : C-02

FECHA DE INFORME:

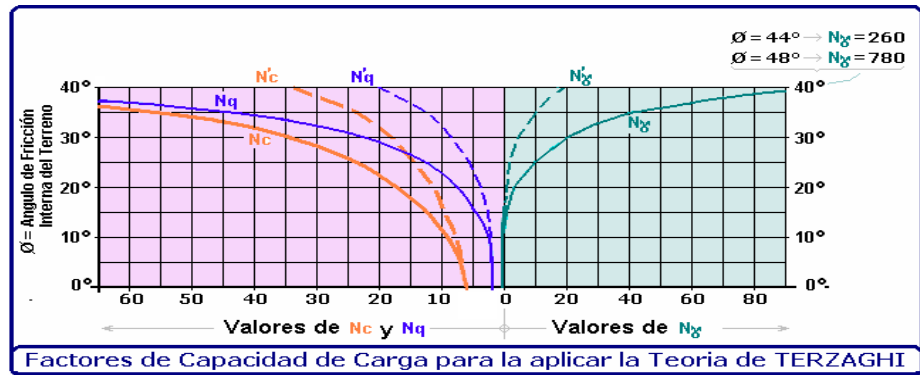
10/09/2023

CAPACIDAD PORTANTE

Tipo de falla	Local
Denominación	C-02
Clasificación del suelo (SUCS)	CL-ML
Tipo de cimentación	CORRIDO
Estado del suelo	SATURADA
DETERMINACION	UNIDAD VALOR
Cohesion	kg/cm ² 0.112
Angulo de fricción interna	Grado sexag. 33.09°
Densidad seca #1	gr/cm ³ 1.79
Contenido de humedad #1, estado: saturada	porcentaje 15.97%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.076
Densidad seca #2	gr/cm ³ 1.80
Contenido de humedad #2, estado: saturada	porcentaje 23.78%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.23
Densidad seca #3	gr/cm ³ 1.79
Contenido de humedad #3, estado: saturada	porcentaje 23.55%
Densidad saturada en el anillo	gr/cm ³ 2.21
Peso volumetrico promedio: saturada	gr/cm ³ 2.172
Peso volumetrico (γ1) saturado y sumergido	kg/m ³ 1172
Profundidad del cimiento (Df)	metros 1.80
Ancho de cimiento (B) o diametro en caso circular (D)	metros 1.50
N _c	adimensional 22.39
N _q	adimensional 10.69
N _γ	adimensional 6.32
1.3*2/3 c', 1.3*2/3 c', 2/3 c'	kg/m ² 747.333
1.3*2/3 c', 1.3*2/3 c', 2/3 c' * N _c	kg/m ² 16732.793
γ1 Z N _q	kg/m ² 22548.106
0.4 γ1 B N _γ ; 0.3 γ1 B N _γ ; 0.5 γ1 B N _γ	kg/m ² 5554.413
qd (carga limite)	kg/m ² 44835.313
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA O CARGA LIMITE qu	kg/cm ² 4.48
Factor de seguridad	adimensional 3.00
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE qadm	kg/cm ² 1.49
gamma Df	kg/cm ² 0.323
sobrecarga de piso	kg/cm ² 0.05
ESFUERZO NETO DE DISEÑO	kg/cm ² 1.122

CUADRADA, CIRCULAR O CORRIDO
 NATURAL O SATURADA

INGRESAR DATOS



Contenido de humedad natural(%) #1 = 9.56%	Densidad natural #1 =	1.961	gr/cm3
Contenido de humedad natural(%) #2 = 17.30%	Densidad natural #2 =	2.111	gr/cm3
Contenido de humedad natural(%) #3 = 16.95%	Densidad natural #3 =	2.093	gr/cm3
PESO VOLUMETRICO NATURAL PROMEDIO =		2.055	gr/cm3
PESO VOLUMETRICO SATURADO PROMEDIO =		2.172	gr/cm3

Anexo E. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Chota



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

CUENCA CHOTANO

MICROCENCA:

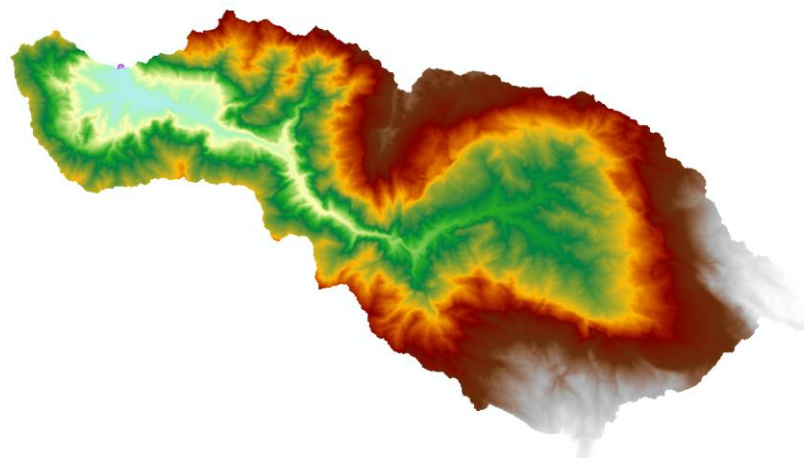
UBICACIÓN: Distrito: Chotano
 Provincia: Chota
 Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
 Norte: 9283816.822 m S



1) Delimitación de la microcuenca en el programa ArcMAP 10.5

Consiste en definir la línea de arborio aquarem, que es una línea curva cerrada que parte y llega al punto de captación mediante la unión de todos los puntos altos e interceptando en forma perpendicular a todas las curvas de altitudes del plano o carta topográfica, por cuya razón a dicha línea divisoria también se le conoce con el nombre de línea neutra de flujo.



2) Parámetros geomorfológicos

2.1. Área (A)

Cuadro N° 01. Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos

Unid. Hidrológica	Área (km ²)		N° de orden
Micro cuenca	0	50	1,2, 3
Sub cuenca	51	500	4, 5
Cuenca	más	500	6 a más

Ac=	583.430	Km ²	Micro cuenca
------------	---------	-----------------	--------------

2.2. Perímetro (P)

Pc=	185.00	Km
------------	--------	----

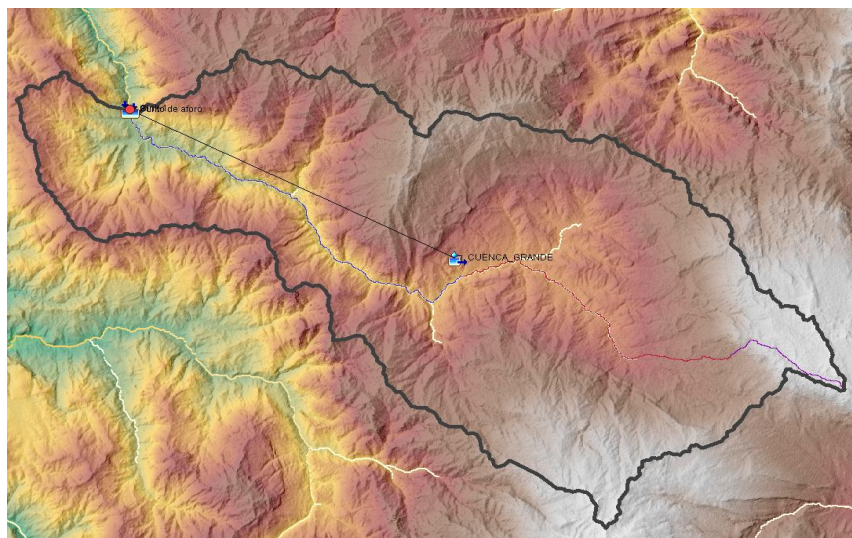


PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS
CUENCA CHOTANO

MICROCENCUA:

UBICACIÓN: Distrito: Chotano
 Provincia: Chota
 Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
 Norte: 9283816.822 m S



2.3. Coeficiente de Gravelius o índice de compacidad (Kc)

$$k = 0.28 \left(\frac{Pc}{\sqrt{Ac}} \right)$$

P= perímetro de la cuenca 185.00
 A= área de la cuenca 583.43

Cuadro N° 02. Formas de la cuenca de acuerdo al índice de compacidad

Clase de forma	índice de compacidad		Forma de la cuenca
Clase I	1	1.25	Casi redonda a oval - redonda
Clase II	1.26	1.5	Oval redonda a oval oblonga
Clase III	1.51	1.75	Oval oblonga a rectangular-oblonga

Si K menor o igual a 1 la cuenca tiene forma circular

Si k mayor a 1 la cuenca tiene forma alargada

La tormenta se da en una parte

La tormenta se da en toda su extensión

K= 2.145

Clase III

Forma oval-oblonga



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

CUENCA CHOTANO

MICROCENCA:

UBICACIÓN: Distrito: Chotano
Provincia: Chota
Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
Norte: 9283816.822 m S



2.4. Altitud media (H)

Áreas parciales entre altitudes

PARCIALES	ALTITUDES (msnm)		AREA (Km2)
	Mínima	Máxima	
Área 1	1645	1870	14.153
Área 2	1871	2095	28.249
Área 3	2096	2320	73.881
Área 4	2321	2545	137.949
Área 5	2546	2770	96.205
Área 6	2771	2995	87.032
Área 7	2996	3220	59.072
Área 8	3221	3445	40.244
Área 9	3446	3670	29.598
Área 10	3671	3896	17.050
Área total			583.43

2.4.1. Estimación de la altitud media (H) por fórmula

$$H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i$$

Hi= Altura correspondiente al área acumulada Ai

A= Área de la cuenca

N= Número de áreas parciales

ALTITUD MEDIA			
ITEM	PROMEDIO	Área entre curvas	AixHi
1	1,758	14.153	24873.02
2	1,983	28.249	56017.89
3	2,208	73.881	163128.77
4	2,433	137.949	335629.69
5	2,658	96.205	255712.89
6	2,883	87.032	250912.45
7	3,108	59.072	183594.42
8	3,333	40.244	134134.50
9	3,558	29.598	105309.57
10	3,784	17.050	64509.27
TOTAL		583.43	1,573,822.46
H =		2,697.52	m



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS
CUENCA CHOTANO

MICROCENSA:

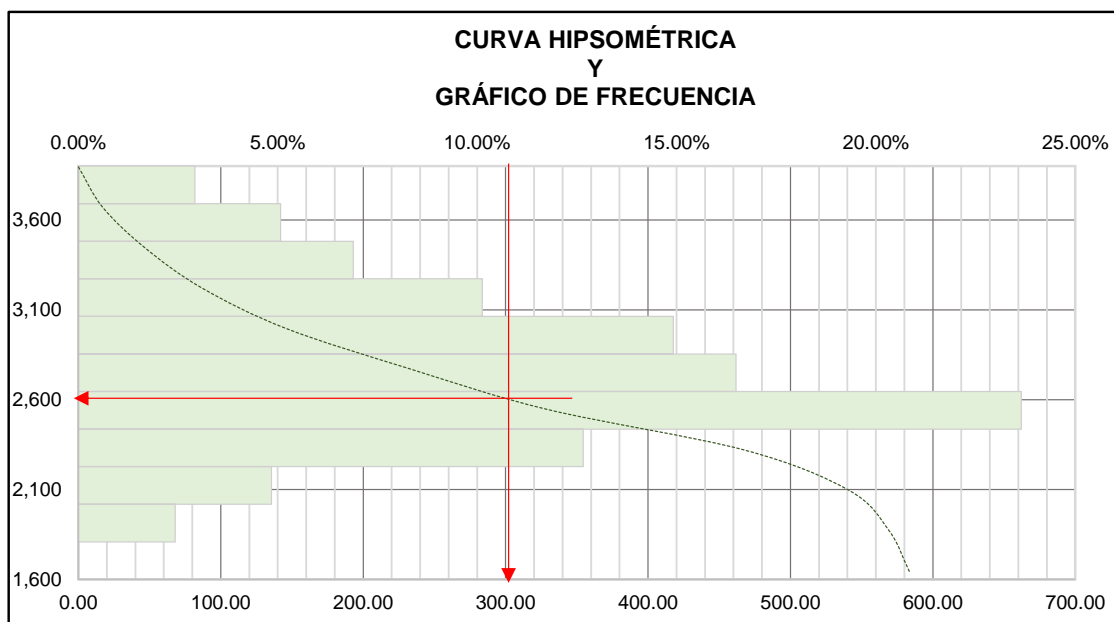
UBICACIÓN: Distrito: Chotano
Provincia: Chota
Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
Norte: 9283816.822 m S



2.4.2.) Estimación de la altitud media (H) por el método gráfico

Método gráfico para el cálculo de la altitud media (H)						
	ALTITUD msnm	AREA PARCIAL	AREA ACUMULADA	AREA QUE QUEDA SOBRE LA CURVA	% DE AREA PARCIAL	% QUE QUEDA SOBRE LA ALTITUD
PMB	1,645	0.000	0	583.43	0.00%	100.00%
A1	1,871	14.153	14.153	569.28	2.43%	97.57%
A2	2,096	28.249	42.402	541.03	4.84%	92.73%
A3	2,321	73.881	116.282	467.15	12.66%	80.07%
A4	2,546	137.949	254.231	329.20	23.64%	56.42%
A5	2,771	96.205	350.436	233.00	16.49%	39.94%
A6	2,996	87.032	437.468	145.96	14.92%	25.02%
A7	3,221	59.072	496.540	86.89	10.12%	14.89%
A8	3,446	40.244	536.784	46.65	6.90%	8.00%
A9	3,671	29.598	566.382	17.05	5.07%	2.92%
A10	3,896	17.050	583.432	0.00	2.92%	0.00%
$\Sigma T =$		583.43			100.00%	





PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

CUENCA CHOTANO

MICROCENCA:

UBICACIÓN: Distrito: Chotano
Provincia: Chota
Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
Norte: 9283816.822 m S



2.5. Pendiente de la cuenca (Sc)

(Sc): **0.275** m/m

2.9. Longitud del máximo recorrido (L)

L (km) 56.985 Km

L (m) 56985

2.10. Pendiente del cauce principal o del máximo recorrido (So)

(So): **0.039** m/m

2.11. Tiempo de concentración (Tc)

Fórmula del método racional modificado (MTC, 2018)

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde: L= Longitud del cauce mayor (km) 56.99 Km
S= Pendiente promedio del cauce mayor (m/m) 0.039 m/m

Tc= 12.03 horas
Tc= 721.7 minutos

Fórmula de KIRPICH

$$T_c = 0.06628 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Donde: L = Longitud del curso mayor (km) 56.99 km
S = Pendiente media de la cuenca 0.275 m/m
tc= Tiempo de concentracion en horas

Tc= 2.45 horas
Tc= 147.00 minutos

Fórmula de TEMEZ

$$T_c = 0,3 * (L/n^{1/4})^{0.75}$$

Donde: L = Longitud del cauce principal en Km = 56.985 Km
n = Pendiente media del curso principal = 0.039 m/m

Tc= 12.03 horas
Tc= 721.65 minutos



PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

CUENCA CHOTANO

MICROCUENCA:

UBICACIÓN: Distrito: Chotano
Provincia: Chota
Región: Cajamarca

PUNTO DE DELIMITACIÓN: Este: 733395.990 m E
Norte: 9283816.822 m S



2.12. Coeficiente orográfico (Co)

$$C_o = \frac{H^2}{A}$$

H= Altitud media del relieve

2.70 km

A= área de la cuenca

583.43 km²

Co= **0.0125**

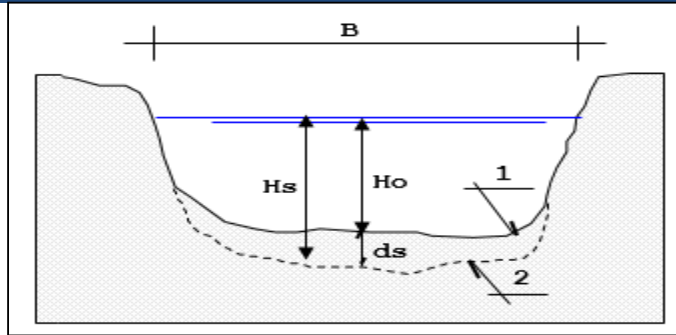
Pendiente de la cuenca (%)	27.50%
Longitud del máximo recorrido (km)	56.99 Km
Pendiente del cauce principal (%)	3.85%
Tiempo de concentración (minutos)	721.65

Anexo F. Socavación en el río natural



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischtvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischtvan – Levediev (1953)

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

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log Tr$$

$$\alpha = \frac{Q}{h^3 B \mu}$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log D_m - 0.00891 \log^2 D_m$$

$$\phi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m, \text{ si } \gamma_m > \frac{1.0t}{m^3} \text{ (lecho movil)}$$

Donde

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

Dm: Diámetro característico del lecho (mm)

β: Coeficiente de frecuencia.

μ: Factor de corrección por contracción del cauce.

φ: Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

z: exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

Q: caudal

B: ancho de la superficie libre

V: Velocidad



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

μ : Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)
Si el factor de corrección es menor que 1 contribuye a la socavación

Tabla N° 01. Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez B. y Rico R)

V (m/s)	Luz libre (m)												
	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
1.0	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
1.5	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
2.0	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
2.5	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
3.0	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
3.5	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

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.

a) Ubicación del puente en la seccion 1+020

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Rio_Chotano	Profile:	TR:500		
Reach:	EJE_R	RS:	1020	Plan: Plan 01	
Plan: Plan 01 Rio Chotano EJE R RS: 1020 Profile: TR:500					
		Element	Left OB	Channel	Right OB
E.G. Elev (m)	1642.11				
Vel Head (m)	1.04	Wt. n-Val.	0.050	0.035	0.040
W.S. Elev (m)	1641.08	Reach Len. (m)	3.80	3.80	4.04
Crit W.S. (m)	1641.08	Flow Area (m2)	1.85	114.96	52.21
E.G. Slope (m/m)	0.004772	Area (m2)	1.85	114.96	52.21
Q Total (m3/s)	640.50	Flow (m3/s)	1.30	553.22	85.98
Top Width (m)	84.90	Top Width (m)	4.86	24.36	55.68
Vel Total (m/s)	3.79	Avg. Vel. (m/s)	0.71	4.81	1.65
Max Chl Dpth (m)	5.82	Hydr. Depth (m)	0.38	4.72	0.94
Conv. Total (m3/s)	9272.4	Conv. (m3/s)	18.9	8008.8	1244.7
Length Wtd. (m)	3.82	Wetted Per. (m)	5.06	30.19	56.07
Min Ch El (m)	1635.25	Shear (N/m2)	17.09	178.16	43.57
Alpha	1.42	Stream Power (N/m s)	12.06	857.33	71.75
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	16.62	99.95	3.23
C & E Loss (m)	0.03	Cum SA (1000 m2)	15.64	31.70	5.32



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

	Parámetros Hidráulicos	Valor
	Sección Transversal	1020
	Q (m ³ /s)	640.5
	h (m)	5.82
Top \ Ancho	B (m)	24.36
Flow Area Hi	A (m ²)	114.96
Vel C Velocid	V (m/s)	3.79
Obt. de curva	Dm (mm)	9
Luz libre del	Luz (mínima para μ)	22
	Tiempo de Retorno	500
	Peso específico(agua mas sedimentos Tn/m ³)	1.05
	μ	0.93
	α	1.5
	β	1.06
	ϕ	1.05
	z	0.35
	Hs (m)	9.34
	Prof. Socav. (ds) (m)	3.52

Estacion	Cota Terre	Nive de Agua	Tirante	Socavacion	Cota Socavacion
0	1640.7	1641.08	0.357	0	1640.72
0.93	1640.7	1641.08	0.383	0	1640.70
16.8	1640.5	1641.08	0.587	0	1640.49
24.3	1640.2	1641.08	0.869	0.019	1640.19
36.9	1640.1	1641.08	0.971	0.048	1640.06
38.4	1640.1	1641.08	0.977	0.049	1640.05
41.5	1639.8	1641.08	1.316	0.168	1639.60
42	1639.7	1641.08	1.389	0.197	1639.49
42.1	1639.7	1641.08	1.389	0.197	1639.49
44.6	1639.6	1641.08	1.475	0.234	1639.37
55.7	1639.3	1641.08	1.76	0.366	1638.95
56.3	1639.3	1641.08	1.777	0.375	1638.93
56.5	1639.6	1641.08	1.528	0.257	1639.29
56.8	1639.5	1641.08	1.542	0.263	1639.27
56.8	1639.5	1641.08	1.541	0.263	1639.28
57	1639.5	1641.08	1.537	0.261	1639.28
57.4	1639.5	1641.08	1.602	0.291	1639.19
58.2	1639.5	1641.08	1.598	0.289	1639.19
58.6	1639.5	1641.08	1.604	0.292	1639.18
58.8	1638.7	1641.08	2.425	0.736	1637.92



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba

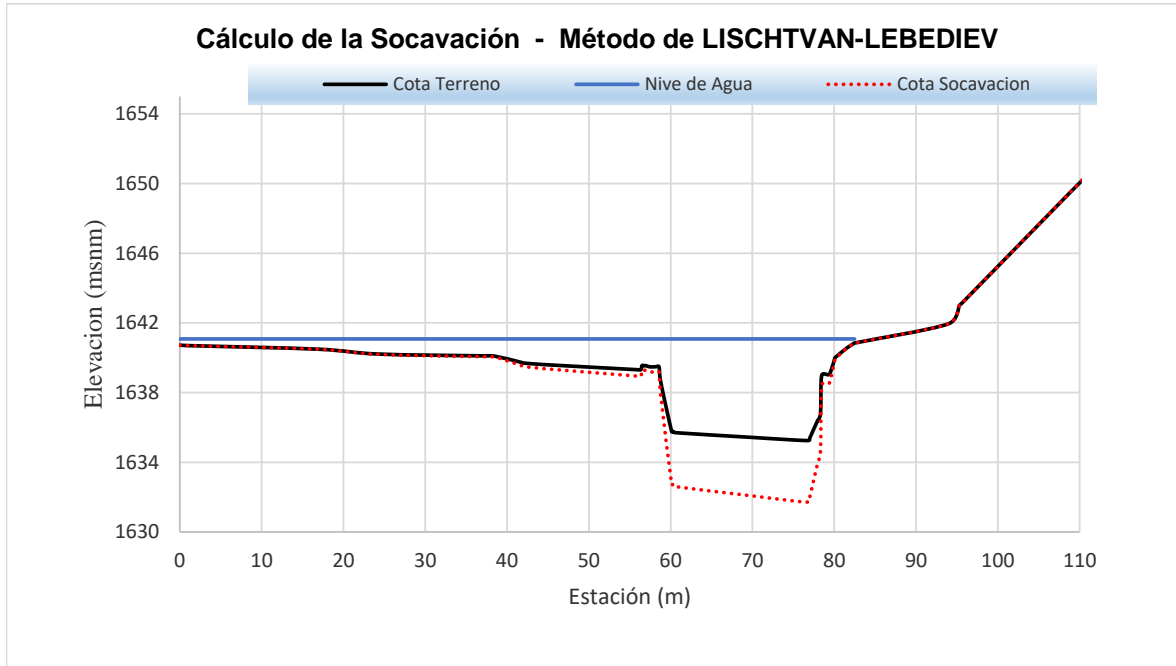


CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

60.1	1635.8	1641.08	5.324	3.041	1632.72
60.3	1635.8	1641.08	5.308	3.026	1632.75
60.5	1635.7	1641.08	5.381	3.095	1632.60
70	1635.4	1641.08	5.654	3.357	1632.07
75	1635.3	1641.08	5.798	3.498	1631.78
76.9	1635.3	1641.08	5.828	3.527	1631.72
77	1635.4	1641.08	5.673	3.375	1632.03
77.9	1636.4	1641.08	4.728	2.494	1633.86
77.9	1636.4	1641.08	4.728	2.494	1633.86
78.3	1636.8	1641.08	4.309	2.130	1634.64
78.5	1639	1641.08	2.092	0.541	1638.45
79.3	1639	1641.08	2.059	0.523	1638.50
79.6	1639.3	1641.08	1.799	0.386	1638.90
80	1639.9	1641.08	1.166	0.112	1639.80
80.1	1640	1641.08	1.078	0.081	1639.92
81.6	1640.6	1641.08	0.507	0	1640.57
82.2	1640.8	1641.08	0.325	0	1640.76
82.5	1640.8	1641.08	0.236	0	1640.84
93.9	1641.9	1641.08	0	0	1641.94
95.3	1643	1641.08	0	0	1643.01
95.6	1643.1	1641.08	0	0	1643.15
116	1652.9	1641.08	0	0	1652.87
120	1653.4	1641.08	0	0	1653.37



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

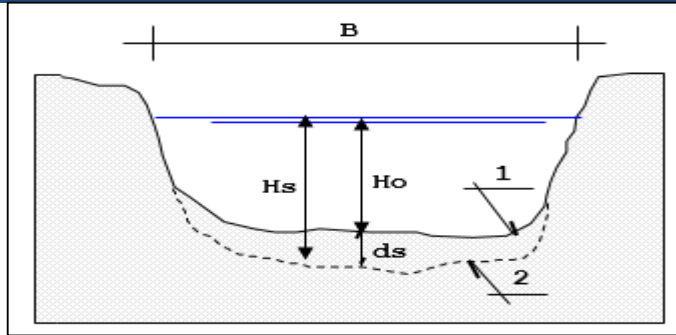


Anexo G. Socavación en el puente



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischtvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischtvan – Levediev (1953)

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

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log Tr$$

$$\alpha = \frac{Q}{h^3 B \mu}$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \log D_m - 0.00891 \log^2 D_m$$

$$\phi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m, \text{ si } \gamma_m > \frac{1.0t}{m^3} \text{ (lecho movil)}$$

Donde

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

ϕ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

z : exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

Q : caudal

B : ancho de la superficie libre

V : Velocidad



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

μ : Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)
Si el factor de corrección es menor que 1 contribuye a la socavación

Tabla N° 01. Factor de corrección por contracción del cauce μ (Juárez B. y Rico R)

V (m/s)	Luz libre (m)													
	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
1.0	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	1.00
1.5	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	1.00
2.0	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	1.00
2.5	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	1.00
3.0	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	0.99
3.5	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	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	0.99

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.

a) Ubicación del puente en la seccion 1+020

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	Rio_Chotano	Profile:	Tr500		
Reach:	EJE_R	RS:	1023.8	Plan:	PL140
Plan: PL140 Rio_Chotano EJE_R RS: 1023.8 Profile: Tr500					
E.G. Elev (m)	1642.23	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.65	Wt. n-Val.	0.040	0.035	0.050
W.S. Elev (m)	1641.58	Reach Len. (m)	1.00	1.00	1.00
Crit W.S. (m)	1641.12	Flow Area (m2)	83.89	122.54	9.75
E.G. Slope (m/m)	0.002917	Area (m2)	83.89	122.54	9.75
Q Total (m3/s)	640.50	Flow (m3/s)	145.27	486.37	8.87
Top Width (m)	92.15	Top Width (m)	56.88	23.04	12.23
Vel Total (m/s)	2.96	Avg. Vel. (m/s)	1.73	3.97	0.91
Max Chl Dpth (m)	6.35	Hydr. Depth (m)	1.47	5.32	0.80
Conv. Total (m3/s)	11859.8	Conv. (m3/s)	2689.8	9005.8	164.2
Length Wtd. (m)	1.00	Wetted Per. (m)	57.75	29.70	12.61
Min Ch El (m)	1635.23	Shear (N/m2)	41.55	118.00	22.11
Alpha	1.44	Stream Power (N/m s)	71.95	468.37	20.11
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	3.79	96.32	21.84
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	5.78	29.38	18.69



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

	Parámetros Hidráulicos	Valor
	Sección Transversal	1023.8
	Q (m ³ /s)	640.5
	h (m)	6.35
Top \ Ancho	B (m)	23.04
Flow Area Hidraulica	A (m ²)	122.54
Vel C Velocidad	V (m/s)	3.97
Obt. de curva granu	Dm (mm)	10
Luz libre del Puente	Luz (mínima para μ)	22
	Tiempo de Retorno	500
	Peso específico(agua mas sedimentos Tn/m ³)	1.05
	μ	0.93
	α	1.4
	β	1.06
	ϕ	1.05
	Z	0.34
	Hs (m)	9.57
	Prof. Socav. (ds) (m)	3.22

Estacio	Cota Terreno	Nive de Agua	Tirante "W.S. Elev"	Socavacion	Cota Socavacion
0	1640.762	1641.58	0.818	0	1640.76
6.73	1640.574	1641.58	1.006	0	1640.57
17	1640.442	1641.58	1.138	0	1640.44
21.8	1640.26	1641.58	1.32	0.044	1640.22
30	1640.194	1641.58	1.386	0.063	1640.13
36.3	1640.168	1641.58	1.412	0.071	1640.10
39.5	1639.824	1641.58	1.756	0.188	1639.64
45	1639.487	1641.58	2.093	0.323	1639.16
52.8	1639.432	1641.58	2.148	0.347	1639.08
53.1	1639.515	1641.58	2.065	0.311	1639.20
56.5	1639.499	1641.58	2.081	0.318	1639.18
56.9	1639.475	1641.58	2.105	0.328	1639.15
56.9	1639.472	1641.58	2.108	0.330	1639.14
57	1639.474	1641.58	2.106	0.329	1639.15
57.4	1639.484	1641.58	2.096	0.325	1639.16
58.6	1639.471	1641.58	2.109	0.330	1639.14
58.7	1639.432	1641.58	2.148	0.347	1639.08
59.2	1639.445	1641.58	2.135	0.341	1639.10
59.4	1639.317	1641.58	2.263	0.399	1638.92



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba

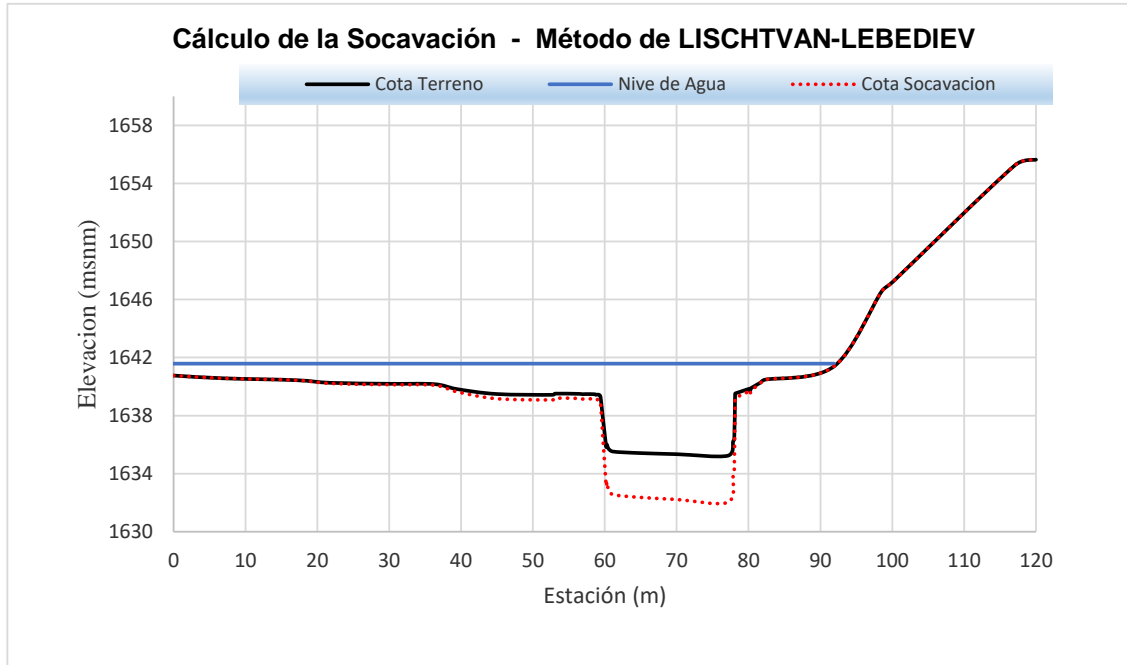


CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

59.4	1639.276	1641.58	2.304	0.418	1638.86
59.5	1639.082	1641.58	2.498	0.511	1638.57
60.2	1635.846	1641.58	5.734	2.695	1633.15
60.3	1636.004	1641.58	5.576	2.566	1633.44
60.5	1635.724	1641.58	5.856	2.796	1632.93
61.1	1635.525	1641.58	6.055	2.963	1632.56
64.7	1635.421	1641.58	6.159	3.051	1632.37
70	1635.341	1641.58	6.239	3.120	1632.22
77.1	1635.233	1641.58	6.347	3.213	1632.02
77.9	1636.223	1641.58	5.357	2.391	1633.83
78	1636.387	1641.58	5.193	2.262	1634.13
78.1	1639.198	1641.58	2.382	0.454	1638.74
78.1	1639.517	1641.58	2.063	0.310	1639.21
78.3	1639.547	1641.58	2.033	0.298	1639.25
79.9	1639.821	1641.58	1.759	0.189	1639.63
80	1639.834	1641.58	1.746	0.184	1639.65
80.1	1639.828	1641.58	1.752	0.18610682	1639.64
80.1	1639.825	1641.58	1.755	0.18722218	1639.64
80.2	1639.696	1641.58	1.884	0.2367506	1639.46
80.3	1639.78	1641.58	1.8	0.2041538	1639.58
80.3	1639.85	1641.58	1.73	0.1779793	1639.67
80.3	1639.876	1641.58	1.704	0.1684924	1639.71
81.7	1640.273	1641.58	1.307	0.04072697	1640.23
82.3	1640.472	1641.58	1.108	0	1640.47
91.9	1641.398	1641.58	0.182	0	1641.40
98.6	1646.583	1641.58	0	0	1646.58
100	1647.273	1641.58	0	0	1647.27
117	1655.247	1641.58	0	0	1655.25
120	1655.637	1641.58	0	0	1655.64



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO



Anexo H. Pre dimensionamiento de los muros de contención

AGUAS ABAJO

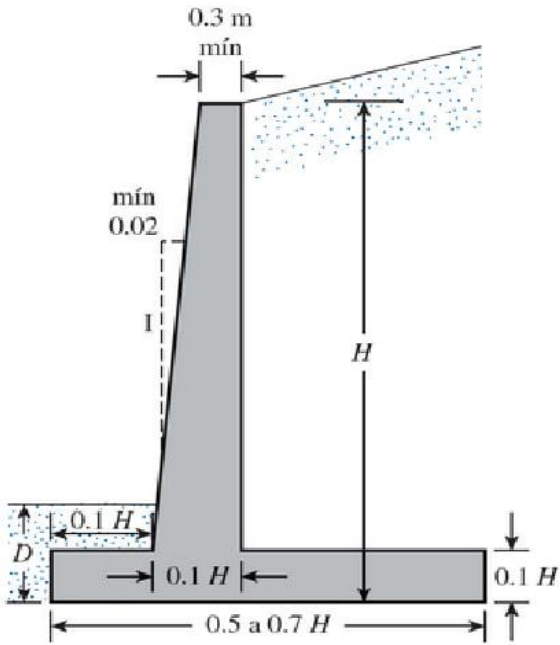


Figura 2. Dimensiones aproximadas para muros en voladizo

Tirante de agua	$h = 5$	m
Borde libre	$B = 0.4$	m
Espesor Superior	$e = 0.4$	m
Altura	$H = 8.5$	m
Base	$0.5 \times H = 4.25$	
Base	$0.7 \times H = 5.95$	
Base Asumida	$B = 4.8$	m
Punta	$0.1 \times H = 0.85$	
Punta Asumida	1.1	m
Espesor inferior	$0.1 \times H = 0.85$	
Espesor Asumida	1.1	m
Talón	$= 2.6$	m
Zapata	$0.1 \times H = 0.85$	m
Espesor Asumida	1.1	m
Socavación	$DF = 3.1$	

AGUAS ARRIBA

KM 1+120 - KM 1+180

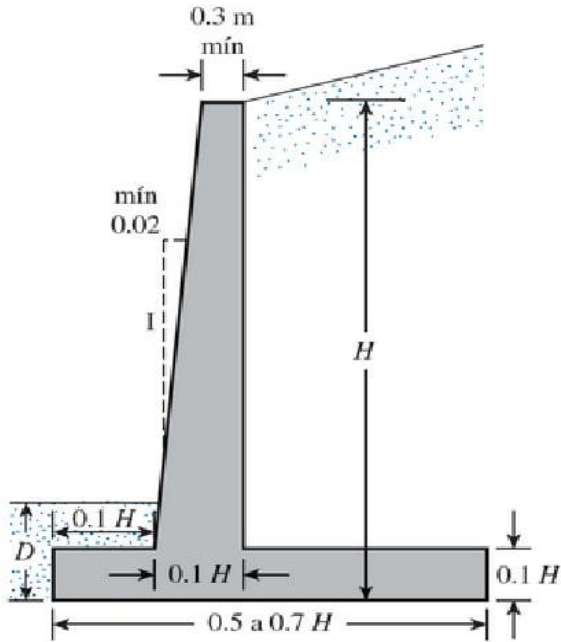


Figura 2. Dimensiones aproximadas para muros en voladizo

Tirante de agua	h	=	4.5	m
Borde libre	B	=	0.5	m
Espesor Superior	e	=	0.4	m
Altura	H	=	7.6	m
Base	$0.5 \times H$	=	3.8	
Base	$0.7 \times H$	=	5.32	
Base Asumida	B	=	4.3	m
Punta	$0.1 \times H$	=	0.76	
Punta Asumida		=	1	m
Espesor inferior	$0.1 \times H$	=	0.76	
Espesor Asumida		=	0.9	m
Talon		=	2.4	m
Zapata	$0.1 \times H$	=	0.76	m
Espesor Asumida		=	1	m
Socavación	DF	=	2.6	

KM 1+080 - KM 1+100

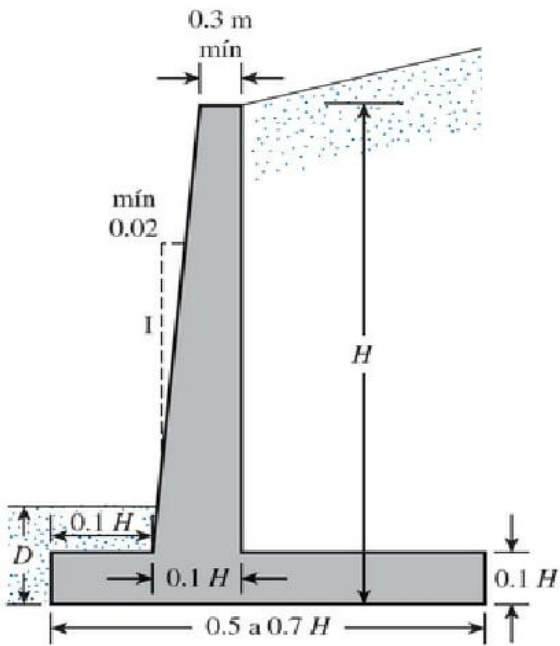


Figura 2. Dimensiones aproximadas para muros en voladizo

Tirante de agua	h =	5	m
Borde libre	B =	0.5	m
Espesor Superior	e =	0.4	m
Altura	H =	8.5	m
Base	0.5xH =	4.25	
Base	0.7xH =	5.95	
Base Asumida	B =	4.8	m
Punta	0.1xH =	0.85	
Punta Asumida		1.1	m
Espesor inferior	0.1xH =	0.85	
Espesor Asumida		1.1	m
Talon	=	2.6	m
Zapata	0.1xH =	0.85	m
Espesor Asumida		1.1	m
Socavación	DF =	3	

KM 1+040 - KM 1+060

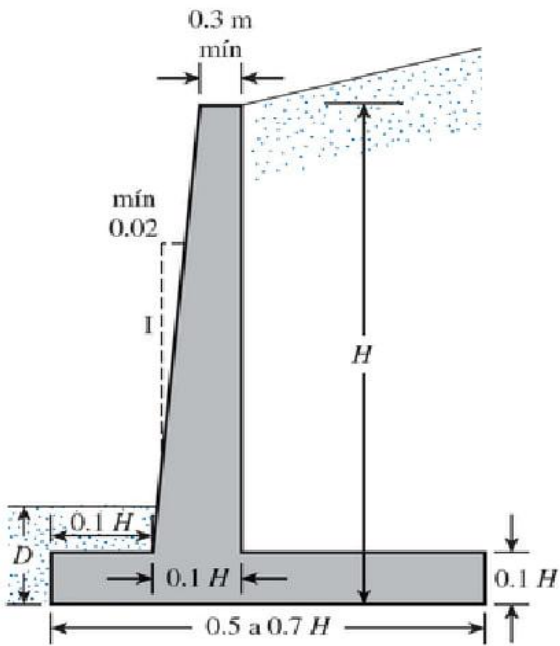


Figura 2. Dimensiones aproximadas para muros en voladizo

Tirante de agua	h	=	5.8	m
Borde libre	B	=	0.5	m
Espesor Superior	e	=	0.4	m
Altura	H	=	9.3	m
Base	0.5xH	=	4.65	
Base	0.7xH	=	6.51	
Base Asumida	B	=	5.2	m
Punta	0.1xH	=	0.93	
Punta Asumida			1.3	m
Espesor inferior	0.1xH	=	0.93	
Espesor Asumida			1.2	m
Talón		=	2.7	m
Zapata	0.1xH	=	0.93	m
Espesor Asumida			1.3	m
Socavación	DF	=	3	
			1.7	

KM 1+023.80 - KM 1+026.80

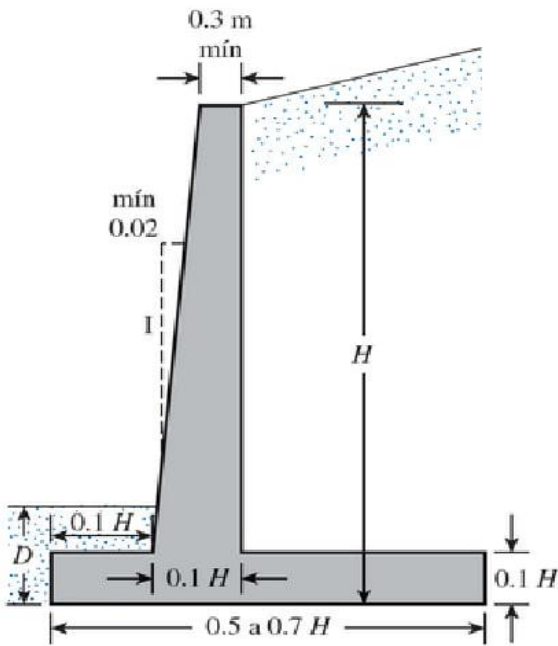


Figura 2. Dimensiones aproximadas para muros en voladizo

Tirante de agua $h = 6 \text{ m}$

Borde libre $B = 0.5 \text{ m}$

Espesor Superior $e = 0.4 \text{ m}$

Altura $H = 9.5 \text{ m}$

Base $0.5 \times H = 4.75$

Base $0.7 \times H = 6.65$

Base Asumida $B = 5.4 \text{ m}$

Punta $0.1 \times H = 0.95$

Punta Asumida 1.3 m

Espesor inferior $0.1 \times H = 0.95$

Espesor Asumida 1.2 m

Talón $= 2.9 \text{ m}$

Zapata $0.1 \times H = 0.95 \text{ m}$

Espesor Asumida 1.3 m

Socavación $DF = 3$

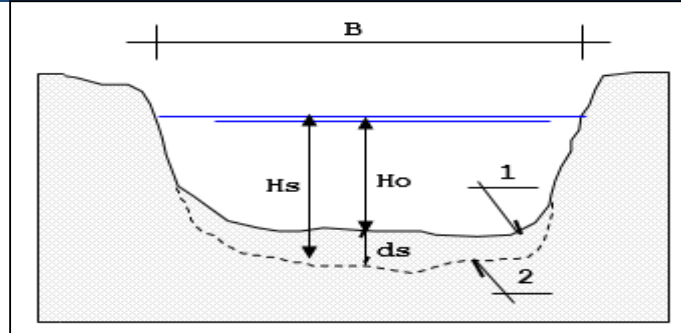
1.7

Anexo I. Socavación en el cauce con muros de contención



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELOS COHESIVOS AGUAS ABAJO

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos cohesivos

Método de Lischvan – Levediev (1953)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

γ_a: Peso especific del sedimento del lecho (T/m³)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{B_e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos cohesivos

γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2.00	0.27

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischvan Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	5.0
Be(m)	33.6
γ_d	1.96
Co. Contracción (μ)	1.0
α	1.3
β	1.05
ϕ	1.00
x	0.28
Hs (m)	7.77
Prof. Socav. (ds) (m)	2.77

Altura de seguridad 0.3 m

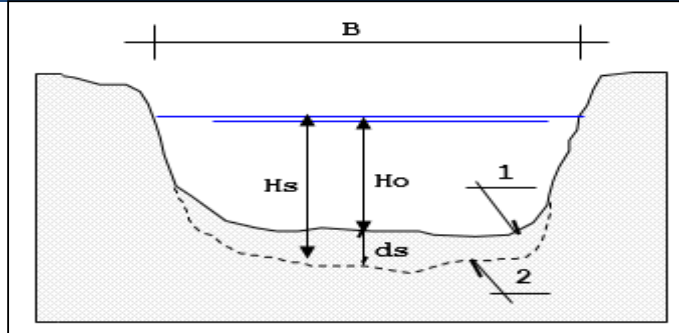
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 3.1 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELOS NO COHESIVOS AGUAS ABAJO

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischtvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischtvan – Levediev (1953)

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

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

Dm: Diámetro característico del lecho (mm)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{Be \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Ym: Tirante medio (m)

Be: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m3/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β: Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β.

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x: En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos no cohesivos

dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m³/s)	640.5
h (m)	6.7
Be(m)	20.3
Dm (mm)	30.0
Co. Contracción (μ)	1.0
φ	1.0
α	1.3
β	1.05
x	0.31
Hs (m)	8.71
Prof. Socav. (ds) (m)	2.01

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

Altura de seguridad 0.3 m

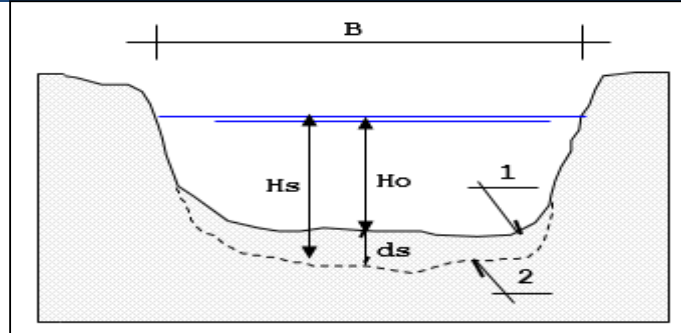
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 2.3 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELO COHESIVO KM 1+120-KM1+180

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos cohesivos

Método de Lischvan – Levediev (1953)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

H_s – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

γ_a: Peso especific del sedimento del lecho (T/m³)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{B e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos cohesivos

γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2.00	0.27

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	5.4
Be(m)	34.5
γ_d	1.96
Co. Contracción (μ)	1.000
α	1.1170
β	1.05
ϕ	1.00
x	0.275
Hs (m)	7.62
Prof. Socav. (ds) (m)	2.22

Altura de seguridad 0.4 m

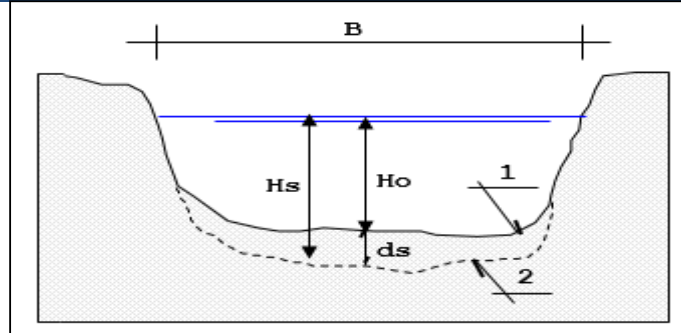
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 2.6 m



CALCULO DE LA SOCACACIÓN DEL MURO
SUELO COHESIVO 1+080-1+100

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos cohesivos

Método de Lischvan – Levediev (1953)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

γ_a: Peso especific del sedimento del lecho (T/m³)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{B e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos cohesivos

γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2.00	0.27

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	5.9
Be(m)	30.1
γ_d	1.96
Co. Contracción (μ)	1.0
α	1.1
β	1.05
ϕ	1.00
x	0.28
Hs (m)	8.48
Prof. Socav. (ds) (m)	2.58

Altura de seguridad 0.4 m

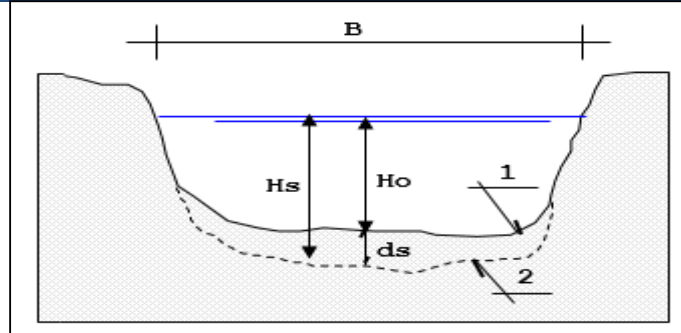
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 3.0 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELO COHESIVO KM 1+040 - KM 1+060

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos cohesivos

Método de Lischvan – Levediev (1953)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

γ_a: Peso especific del sedimento del lecho (T/m³)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{B_e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos cohesivos

γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2.00	0.27

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	6.7
Be(m)	24.5
γ_d	1.96
Co. Contracción (μ)	1.0
α	1.1
β	1.05
ϕ	1.00
x	0.28
Hs (m)	9.98
Prof. Socav. (ds) (m)	3.28

Altura de seguridad 0.3 m

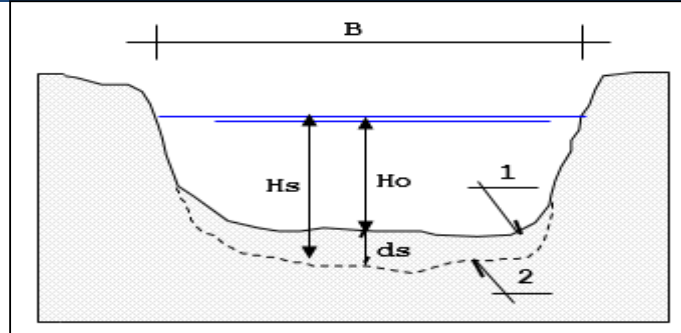
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 3.6 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELO COHESIVO KM 1+023.80 - KM 1+026.80

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) **Suelos cohesivos**

Método de Lischvan – Levediev (1953)

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

γ_a: Peso especific del sedimento del lecho (T/m³)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{B_e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos cohesivos

γ_d (T/m ³)	x	γ_d (T/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2.00	0.27

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischvan Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	7.0
Be(m)	20.3
γ_d	1.96
Co. Contracción (μ)	1.0
α	1.2
β	1.05
ϕ	1.00
x	0.28
Hs (m)	11.56
Prof. Socav. (ds) (m)	4.56

Altura de seguridad 0.3 m

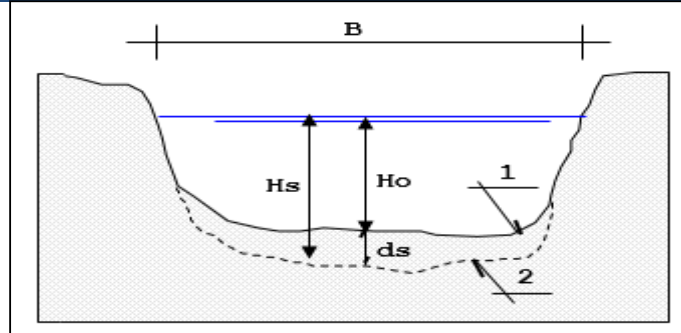
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 4.9 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELO NO COHESIVO KM 1+040 - KM 1+060

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischvan – Levediev (1953)

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

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

Dm: Diámetro característico del lecho (mm)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{Be \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Ym: Tirante medio (m)

Be: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m3/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos no cohesivos

dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischvan Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	6.7
Be(m)	24.5
Dm (mm)	15.0
Co. Contracción (μ)	1.0
ϕ	1.0
α	1.1
β	1.05
x	0.33
Hs (m)	8.47
Prof. Socav. (ds) (m)	1.77

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

Altura de seguridad 0.6 m

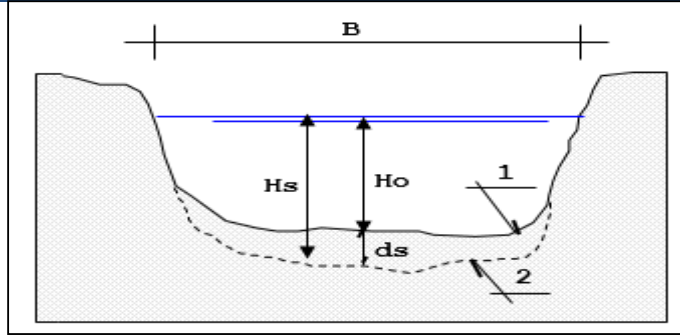
Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 2.4 m



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO
SUELO NO COHESIVO KM 1+023.80 - KM 1+026.80

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischvan – Levediev (1953)

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

Donde:

Hs – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

Dm: Diámetro característico del lecho (mm)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

$$\alpha = \frac{Q}{Be \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Ym: Tirante medio (m)

Be: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m3/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos no cohesivos

dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	640.5
h (m)	6.7
Be(m)	20.3
Dm (mm)	30.0
Co. Contracción (μ)	1.0
ϕ	1.0
α	1.3
β	1.05
x	0.31
Hs (m)	8.71
Prof. Socav. (ds) (m)	2.01

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

Altura de seguridad 0.6 m

Altura Total

Prof. Socav. (ds) (m) 2.6 m



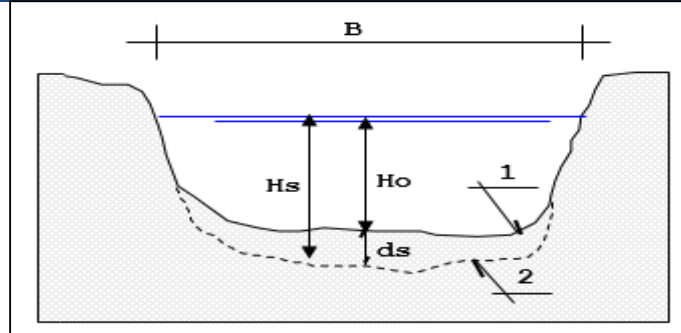
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO ENROCADO EN EL FONDO DEL CAUCE

1. Profundidad de socavación general



Nota: (Idrogo,2022)

El método de Lischtvan Levediev

Tal velocidad es mayor que la velocidad crítica de inicio de movimiento, por lo tanto, el método asume implícitamente condición de lecho vivo (MTC,2016).

a) Suelos Granulares

Método de Lischtvan – Levediev (1953)

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

Donde:

H_s – h: Profundidad de socavación (m)

h: Tirante de agua (m)

μ: Coeficiente de contracción. (cincidera 1 debido a que no ay obstrucciones en el cauce)

x: Exponente variable en función del diámetro medio de la partículadel lecho.

(Para un diametro medio de 50 mm se obtiene un valor de x de 0.28)

β: Coeficiente de frecuencia. (Para Tr: 500 años se concidera 1.05)

D_m: Diámetro característico del lecho (mm)

α: Coeficiente de sección dependiente de características hidráulicas.

$$\alpha = \frac{Q}{B_e \times y_m^{5/3}}$$

Donde:

Y_m: Tirante medio (m)

B_e: Ancho efectivo (m)

Q: Caudal en (m³/s)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Alternativas de protección contra la socavación del cauce del río Chotano en el emplazamiento del puente Chota, distrito de Cochabamba



CALCULO DE LA SOCAVACIÓN DEL MURO

β : Coeficiente de frecuencia

Coeficientes de frecuencia β .

Probabilidad Excedencia (%)	Periodo de Retorno (años)	β
0.1	1000.00	1.07
0.2	500.00	1.05
0.3	333.33	1.03
1	100.00	1
2	50.00	0.97
5	20.00	0.94
10	10.00	0.9
20	5.00	0.86
50	2.00	0.82
100	1.00	0.77

Fuente: (MTC, 2016)

x : En función del diámetro

Coeficientes "X" para suelos no cohesivos

dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Fuente: (MTC, 2016)

Tabla N° 02. Cálculo de Socavación según Lischtván Levediev

Parámetros Hidráulicos	Valor
Tiempo de Retorno	500.00
Q (m ³ /s)	1069.1
h (m)	8.0
Be(m)	27.0
Dm (mm)	82.0
Co. Contracción (μ)	1.0
μ	1.0
α	1.2
β	1.05
x	0.28
Hs (m)	8.79
Prof. Socav. (ds) (m)	0.79

Anexo J. Análisis de estabilidad de los muros de contención

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

I. INGRESO DE DATOS

1.1. Propiedades de los Materiales

Variables

Resultados

$\gamma_s := 2.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de relleno	$\gamma_c := 2.50 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de muro de contención
$\phi := 32 \text{ deg}$	Angulo de fricción interna material de relleno		
$\mu := 0.60$	Coefficiente de fricción zapata – suelo de fundación		
$\sigma_t := 2.80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Capacidad portante del suelo de fundación		

1.2. Geometría de Muro

$H := 7.60 \text{ m}$ $b_1 := 1.0 \text{ m}$ $b_3 := 2.40 \text{ m}$

$t_1 := 0.00 \text{ m}$ $t_2 := 0.40 \text{ m}$ $t_3 := 0.50 \text{ m}$

$h_1 := 1.0 \text{ m}$ $h_3 := 1.60 \text{ m}$ $W := 1.00 \text{ m}$

$b_2 := t_1 + t_2 + t_3 = 0.9 \text{ m}$ $h_{sk} := 0.0 \text{ m}$

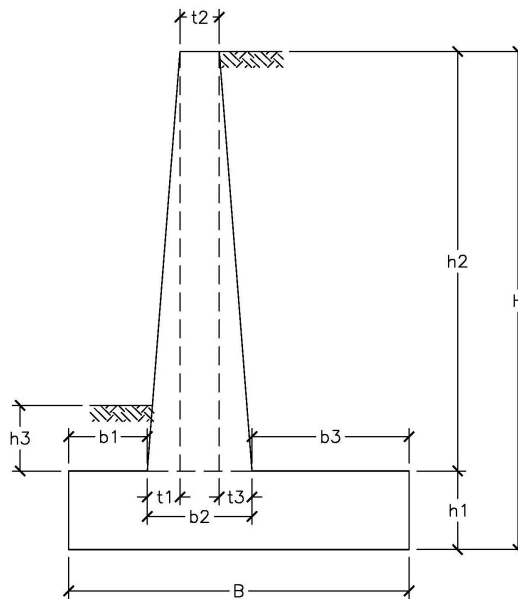
$h_2 := H - h_1 = 6.6 \text{ m}$

$B := b_1 + b_2 + b_3 = 4.3 \text{ m}$

$\frac{B}{H} = 0.566$

W= Es 1 metro de ancho de muro que se trabaja

h_{sk} = Altura de llave de corte



1.3. Cargas

$q_{sc} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$ Sobre carga sobre relleno de muro

$p_{barrera} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ Peso barrera de concreto por metro

1.4. Parámetros Sísmicos

$PGA := 0.30$ Coeficiente de aceleración del terreno

$F_{pga} := 1.15$ Factor de sitio

1.5. Parámetros de diseño en concreto armado

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresión del concreto

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

II. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

2.1. Presión activa de tierra

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.307 \quad z := 0, 0.1 \text{ m} \dots H$$

$$\sigma_a(z) := \gamma_s \cdot z \cdot K_a \quad \text{Presión activa a una profundidad (z)}$$

$$E_a(z) := \frac{1}{2} \sigma_a(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje activo resultante a una profundidad (z)}$$

$$M_a(z) := E_a(z) \cdot \frac{z}{3} \quad \text{Momento activo resultante a una profundidad (z)}$$

2.2. Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(z) := q_{sc} \cdot K_a \quad \text{Presión horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$E_{h.sc}(z) := \sigma_{h.sc}(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$M_{h.sc}(z) := E_{h.sc}(z) \cdot \frac{z}{2} \quad \text{Momento por sobre carga a una profundidad (z)}$$

2.3. Presión pasiva de tierra

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.255$$

Presión pasiva a una profundidad (z)

$$\sigma_p(z) := \text{if}(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ Pa}, \gamma_s \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot K_p)$$

Empuje pasivo resultante a una profundidad (z)

$$E_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N}, \frac{1}{2} \sigma_p(z) \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot W\right)$$

Momento pasivo resultante a una profundidad (z)

$$M_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N} \cdot \text{m}, E_p(z) \cdot \frac{(z - (H - (h_1 + h_3)))}{3}\right)$$

2.4. Resultados a una profundidad H:

Presión activa de tierra

$$\sigma_a(H) = 4.67 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_a(H) = 17.747 \text{ tonnef}$$

$$M_a(H) = 44.96 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(H) = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión pasiva de tierra

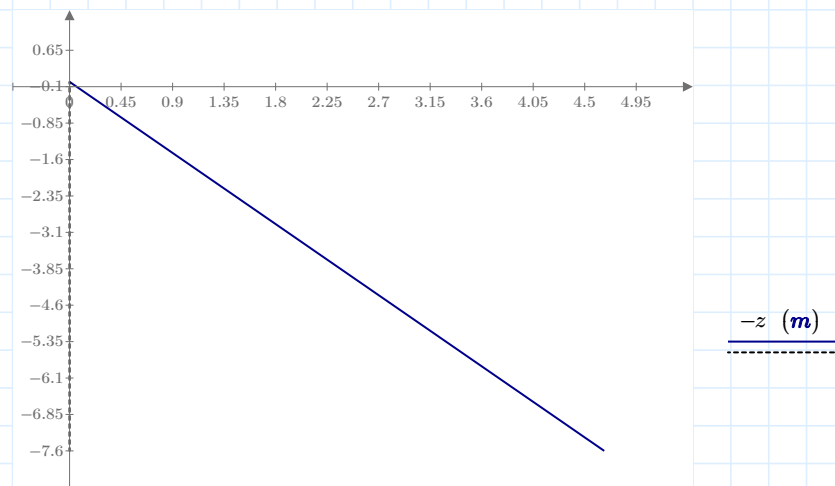
$$\sigma_p(H) = 16.924 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_p(H) = 22.001 \text{ tonnef}$$

$$M_p(H) = 19.068 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.5. Diagramas

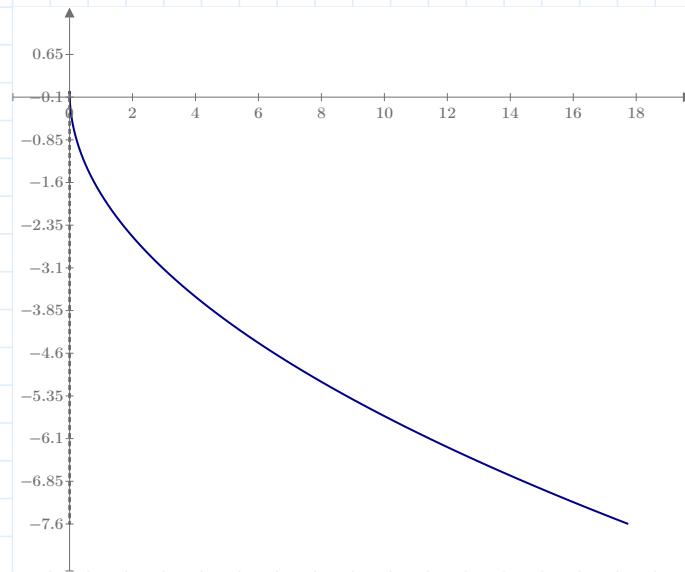
Esfuerzos Horizontales vs Profundidad (z)



$$\sigma_a(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_{h.sc}(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

Fuerzas Resultantes vs Profundidad (z)

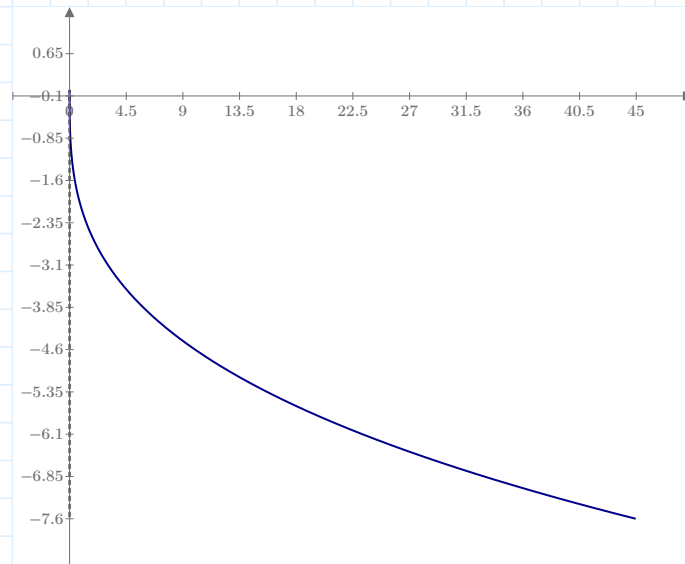


$-z$ (m)

$E_a(z)$ (tonnef)

$E_{h.sc}(z)$ (tonnef)

Momentos Resultantes vs Profundidad (z)



$-z$ (m)

$M_a(z)$ (tonnef · m)

$M_{h.sc}(z)$ (tonnef · m)

2.6. Calculo de pesos y ubicación de centro de gravedad de muro y relleno

ORIGIN := 1

$$Coord.M := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_1 \\ b_1 + b_2 & h_1 \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \\ b_1 + t_1 & H \\ b_1 & h_1 \\ 0 & h_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 4.3 & 0 \\ 4.3 & 1 \\ 1.9 & 1 \\ 1.4 & 7.6 \\ 1 & 7.6 \\ 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

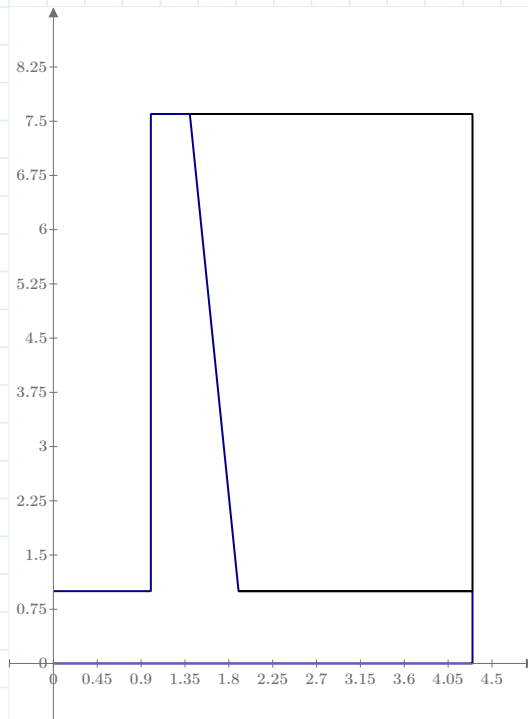
$$Coord.R := \begin{bmatrix} b_1 + b_2 & h_1 \\ B & h_1 \\ B & H \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.9 & 1 \\ 4.3 & 1 \\ 4.3 & 7.6 \\ 1.4 & 7.6 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ 4.3 \\ 4.3 \\ 1.9 \\ 1.4 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 2, 2) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \\ 7.6 \\ 7.6 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 1, 1) = \begin{bmatrix} 1.9 \\ 4.3 \\ 4.3 \\ 1.4 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 2, 2) = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 7.6 \\ 7.6 \end{bmatrix} \text{ m}$$



Z_M (m)

Z_R (m)

X_M (m)

X_R (m)

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} := & \left\{ \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.M} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,1} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,2} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.M}) \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right. \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 8.59 \text{ m}^2 \\ 1.746 \text{ m} \\ 2.186 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Relleno} := & \left\{ \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.R} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,1} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,2} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.R}) \\
 \quad \left\{ \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right. \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 17.49 \text{ m}^2 \\ 2.971 \text{ m} \\ 4.404 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$A_M := \text{Muro}_1 = 8.59 \text{ m}^2$$

$$A_R := \text{Relleno}_1 = 17.49 \text{ m}^2$$

$$X_{cg,M} := \text{Muro}_2 = 1.746 \text{ m}$$

$$X_{cg,R} := \text{Relleno}_2 = 2.971 \text{ m}$$

$$Z_{cg,M} := \text{Muro}_3 = 2.186 \text{ m}$$

$$Z_{cg,R} := \text{Relleno}_3 = 4.404 \text{ m}$$

2.7. Verificación por Deslizamiento

$$P_{muro} := \gamma_c \cdot A_M \cdot W = 21.475 \text{ tonnef}$$

$$P_{relleno} := \gamma_s \cdot A_R \cdot W = 34.98 \text{ tonnef}$$

$$P_{barrera} := p_{barrera} \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{normal} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} = 56.455 \text{ tonnef}$$

$$E_h := E_a(H) + E_{h.sc}(H) = 17.747 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 3.255 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding} := \frac{P_{normal} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_h} = 2.092$$

if ($FS_{sliding} \geq 1.50$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Volteo

$$M_{muro} := P_{muro} \cdot X_{cg.M} = 37.495 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{relleno} := P_{relleno} \cdot X_{cg.R} = 103.928 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{barrera} := P_{barrera} \cdot \left(b_1 + t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} = 141.423 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_v := M_a(H) + M_{h.sc}(H) = 44.96 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$FS_{overturning} := \frac{M_r}{M_v} = 3.146$$

if ($FS_{overturning} \geq 2.00$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Capacidad Portante

2.8.1 Fuerzas transmitidas al nivel de la cimentación

(*) Nota: Se suma la contribución del peso del relleno delantero y el peso de la SC.

$$P_{relleno.d} := \gamma_s \cdot b_1 \cdot h_3 \cdot W = 3.2 \text{ tonnef}$$

$$P_{v.sc} := q_{sc} \cdot (t_3 + b_3) \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{footing} := P_{normal} + P_{relleno.d} + P_{v.sc} = 59.655 \text{ tonnef}$$

$$M_R := M_r + P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} + P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 143.023 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$e_{footing} := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_v}{P_{footing}} = 0.506 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.717 \text{ m}$$

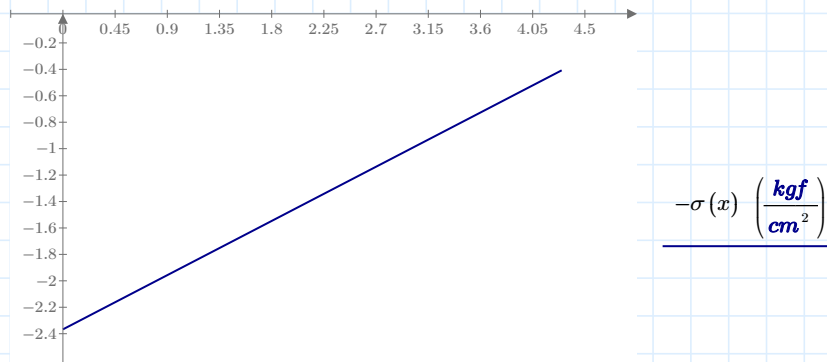
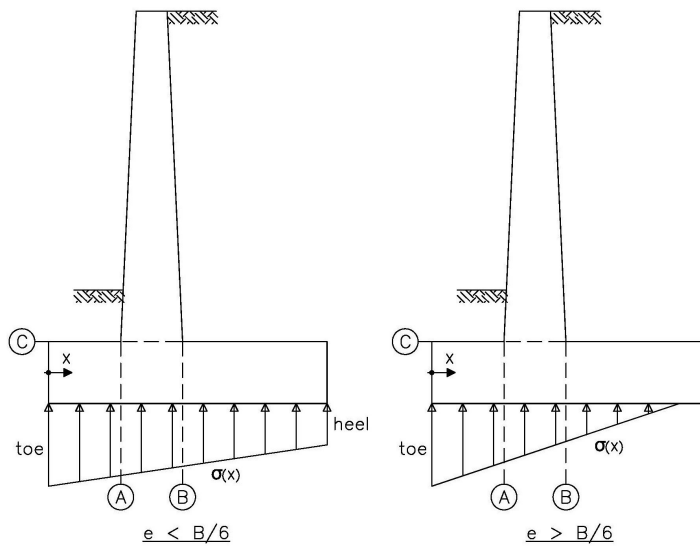
2.8.2 Distribución de presiones a lo largo de la zapata

$$\sigma_{toe} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 2.367 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{heel} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 0.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$x := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots B$$

$$\sigma(x) := \begin{cases} \text{if } |e_{footing}| \leq \frac{B}{6} \\ \left| \sigma_{toe} - \frac{(\sigma_{toe} - \sigma_{heel})}{B} \cdot x \right| \\ \text{else if } x \leq 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right) \\ \frac{2 \cdot P_{footing}}{3 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)} - \frac{2 \cdot P_{footing}}{9 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)^2} x \\ \text{else} \\ 0 \frac{kgf}{cm^2} \end{cases}$$



Esfuerzo en Punta (toe)

$$x \text{ (m)}$$

Esfuerzo en Talón (heel)

$$\sigma(0 \text{ m}) = 2.367 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma(B) = 0.408 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $(\sigma(0 \text{ m}) \leq \sigma_t, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$

if $(\sigma(B) \leq \sigma_t, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD AASHTO-LRFD

3.1. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

3.1.1 Sliding

$$\varphi_r := 0.80$$

$$\varphi_p := 0.50$$

$$P_{normal.R} := 0.90 P_{muro} + 1.00 P_{relleno} + 1.00 P_{relleno.d} + 0.65 P_{barrera} = 57.508 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.R} := 1.50 E_a(H) + 1.75 E_{h.sc}(H) = 26.621 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_3 + h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 22.001 \text{ tonnef}$$

$$R_r := P_{normal.R} \cdot \mu = 34.505 \text{ tonnef}$$

$$\varphi R_n := \varphi_r \cdot R_r + \varphi_p \cdot E_{p.toe} = 38.604 \text{ tonnef}$$

$$Sliding.R := \text{if} (\varphi R_n \geq E_{h.R}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

3.1.2 Eccentricity

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 1.6 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{r.R} := 0.90 M_{muro} + 1.00 M_{relleno} + 1.00 M_{relleno.d} + 0.65 M_{barrera} = 139.274 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{v.R} := 1.50 M_a(H) + 1.75 M_{h.sc}(H) = 67.44 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neto} := M_{r.R} - M_{v.R} = 71.834 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$x_1 := \frac{M_{neto}}{P_{normal.R}} = 1.249 \text{ m}$$

$$e.R := \frac{B}{2} - x_1 = 0.901 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 1.075 \text{ m}$$

$$Eccentricity.R := \text{if} \left(\frac{B}{4} \geq e.R, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

3.1.3 Bearing

$$\varphi_b := 0.45$$

$$P_{v.sc} = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{v.sc} := P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{normal.R.b} := 1.25 P_{muro} + 1.35 P_{relleno} + 1.35 P_{relleno.d} + 1.50 P_{barrera} + 1.75 P_{v.sc} = 78.387 \text{ tonnef}$$

$$M_{r.R.b} := 1.25 M_{muro} + 1.35 M_{relleno} + 1.35 M_{relleno.d} + 1.50 M_{barrera} + 1.75 M_{v.sc} = 189.332 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto.b} := M_{r.R.b} - M_{v.R} = 121.892 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_{1.b} := \frac{M_{neto.b}}{P_{normal.R.b}} = 1.555 \text{ m}$$

$$e_{R.b} := \frac{B}{2} - x_{1.b} = 0.595 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \frac{P_{normal.R.b}}{(B - 2 e_{R.b}) \cdot W} = 2.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS := 3.00$$

$$q_n := FS \cdot \sigma_t = 8.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_b \cdot q_n = 3.78 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Bearing.R} := \text{if} (\varphi_b \cdot q_n \geq \sigma_{max}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD SÍSMICA

3.1. Presión de tierra activa sísmica – Mononobe Okabe

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.345 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal (sin desplazamiento)}$$

$$k_h := 0.50 \cdot k_{ho} = 0.173 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico vertical}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 9.787 \text{ deg} \quad \delta := 0 \text{ deg} \quad i := 0 \text{ deg} \quad \beta := 0 \text{ deg}$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} = 0.419$$

$$E_{AE} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot W \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} = 24.217 \text{ tonnef}$$

$$E_a(H) = 17.747 \text{ tonnef}$$

3.2. Verificación por Deslizamiento

$$P_{normal.EQ} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} + P_{relleno.d} = 59.655 \text{ tonnef} \quad P_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} + P_{relleno}) = 9.738 \text{ tonnef}$$

$$E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR} = 29.086 \text{ tonnef} \quad \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR} = 27.486 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.EQ} := \max(E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR}, \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR}) = 29.086 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_3 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 22.001 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding.EQ} := \frac{P_{normal.EQ} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_{h.EQ}} = 1.987 \quad \text{if } (FS_{sliding.EQ} \geq 0.75 \cdot 1.50, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

3.3. Verificación por Volteo

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 1.6 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{r.EQ} := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} + M_{relleno.d} = 143.023 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{AE} := E_{AE} - E_a(H) = 6.47 \text{ tonnef} \quad M_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} \cdot Z_{cg.M} + P_{relleno} \cdot Z_{cg.R}) = 34.672 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{AE} := \Delta E_{AE} \cdot (0.60 H) + M_a(H) = 74.462 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR} = 91.798 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR} = 79.632 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.EQ} := \max(M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR}, \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR}) = 91.798 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$FS_{overturning.EQ} := \frac{M_{r.EQ}}{M_{v.EQ}} = 1.558 \quad \text{if } (FS_{overturning.EQ} \geq 0.75 \cdot 2.00, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

I. INGRESO DE DATOS

1.1. Propiedades de los Materiales

Variables

Resultados

$$\gamma_s := 2.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Peso específico material de relleno

$$\gamma_c := 2.50 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

Peso específico material de muro de contención

$$\phi := 32 \text{ deg}$$

Angulo de fricción interna material de relleno

$$\mu := 0.60$$

Coefficiente de fricción zapata – suelo de fundación

$$\sigma_t := 2.80 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Capacidad portante del suelo de fundación

1.2. Geometría de Muro

$$H := 8.50 \text{ m}$$

$$b_1 := 1.10 \text{ m}$$

$$b_3 := 2.60 \text{ m}$$

$$t_1 := 0.00 \text{ m}$$

$$t_2 := 0.40 \text{ m}$$

$$t_3 := 0.70 \text{ m}$$

$$h_1 := 1.10 \text{ m}$$

$$h_3 := 1.90 \text{ m}$$

$$W := 1.00 \text{ m}$$

$$b_2 := t_1 + t_2 + t_3 = 1.1 \text{ m}$$

$$h_{sk} := 0.0 \text{ m}$$

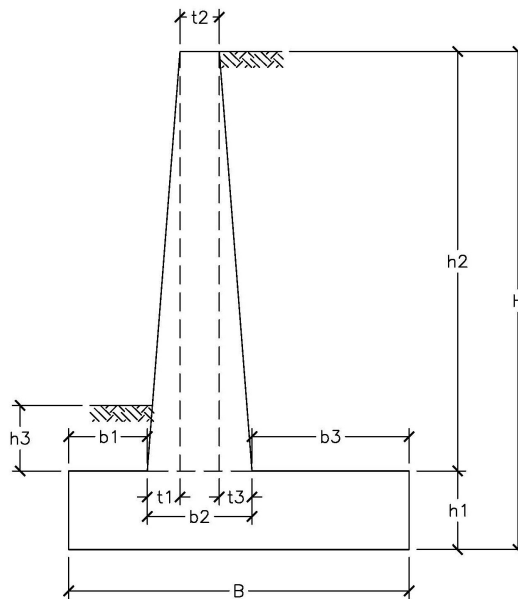
$$h_2 := H - h_1 = 7.4 \text{ m}$$

$$B := b_1 + b_2 + b_3 = 4.8 \text{ m}$$

$$\frac{B}{H} = 0.565$$

W= Es 1 metro de ancho de muro que se trabaja

h_{sk} = Altura de llave de corte



1.3. Cargas

$$q_{sc} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Sobre carga sobre relleno de muro

$$p_{barrera} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Peso barrera de concreto por metro

1.4. Parámetros Sísmicos

$$PGA := 0.30$$

Coefficiente de aceleración del terreno

$$F_{pga} := 1.15$$

Factor de sitio

1.5. Parámetros de diseño en concreto armado

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia a la compresión del concreto

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

II. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

2.1. Presión activa de tierra

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.307 \quad z := 0, 0.1 \text{ m} \dots H$$

$$\sigma_a(z) := \gamma_s \cdot z \cdot K_a \quad \text{Presión activa a una profundidad (z)}$$

$$E_a(z) := \frac{1}{2} \sigma_a(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje activo resultante a una profundidad (z)}$$

$$M_a(z) := E_a(z) \cdot \frac{z}{3} \quad \text{Momento activo resultante a una profundidad (z)}$$

2.2. Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(z) := q_{sc} \cdot K_a \quad \text{Presión horizontal por sobre carga una profundidad (z)}$$

$$E_{h.sc}(z) := \sigma_{h.sc}(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$M_{h.sc}(z) := E_{h.sc}(z) \cdot \frac{z}{2} \quad \text{Momento por sobre carga a una profundidad (z)}$$

2.3. Presión pasiva de tierra

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.255$$

Presión pasiva a una profundidad (z)

$$\sigma_p(z) := \text{if}(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ Pa}, \gamma_s \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot K_p)$$

Empuje pasivo resultante a una profundidad (z)

$$E_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N}, \frac{1}{2} \sigma_p(z) \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot W\right)$$

Momento pasivo resultante a una profundidad (z)

$$M_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N} \cdot \text{m}, E_p(z) \cdot \frac{(z - (H - (h_1 + h_3)))}{3}\right)$$

2.4. Resultados a una profundidad H:

Presión activa de tierra

$$\sigma_a(H) = 5.223 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_a(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

$$M_a(H) = 62.898 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(H) = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión pasiva de tierra

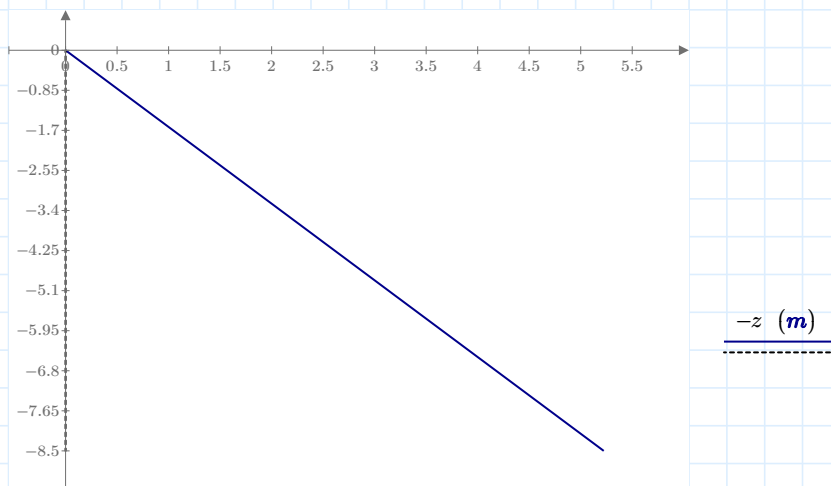
$$\sigma_p(H) = 19.528 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_p(H) = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$M_p(H) = 29.291 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.5. Diagramas

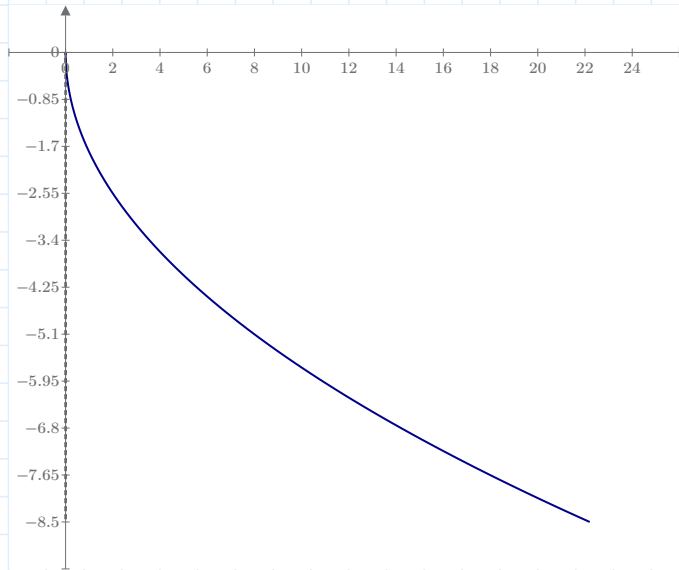
Esfuerzos Horizontales vs Profundidad (z)



$$\sigma_a(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_{h.sc}(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

Fuerzas Resultantes vs Profundidad (z)

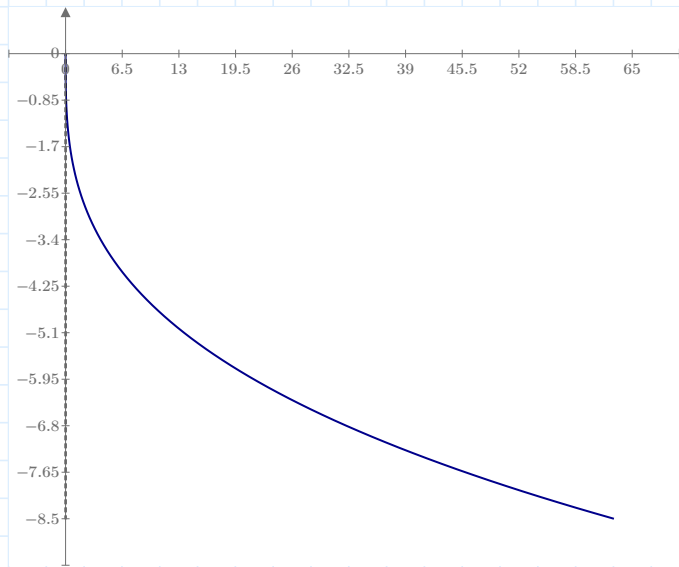


-z (m)

$E_a(z)$ (tonnef)

$E_{h.sc}(z)$ (tonnef)

Momentos Resultantes vs Profundidad (z)



-z (m)

$M_a(z)$ (tonnef · m)

$M_{h.sc}(z)$ (tonnef · m)

2.6. Calculo de pesos y ubicación de centro de gravedad de muro y relleno

ORIGIN := 1

$$Coord.M := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_1 \\ b_1 + b_2 & h_1 \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \\ b_1 + t_1 & H \\ b_1 & h_1 \\ 0 & h_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 4.8 & 0 \\ 4.8 & 1.1 \\ 2.2 & 1.1 \\ 1.5 & 8.5 \\ 1.1 & 8.5 \\ 1.1 & 1.1 \\ 0 & 1.1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

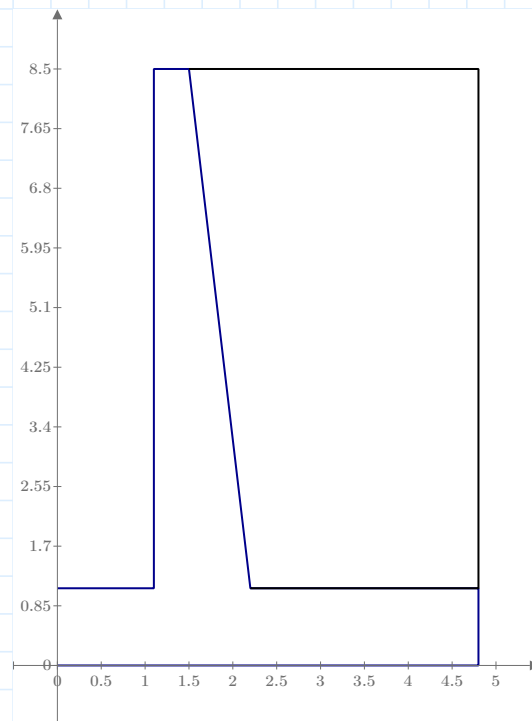
$$Coord.R := \begin{bmatrix} b_1 + b_2 & h_1 \\ B & h_1 \\ B & H \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.2 & 1.1 \\ 4.8 & 1.1 \\ 4.8 & 8.5 \\ 1.5 & 8.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ 4.8 \\ 4.8 \\ 2.2 \\ 1.5 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 2, 2) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 8.5 \\ 8.5 \\ 1.1 \\ 1.1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 1, 1) = \begin{bmatrix} 2.2 \\ 4.8 \\ 4.8 \\ 1.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 2, 2) = \begin{bmatrix} 1.1 \\ 1.1 \\ 8.5 \\ 8.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$



Z_M (m)

Z_R (m)

X_M (m)

X_R (m)

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.M} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,1} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,2} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.M}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right\| \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 10.83 \text{ m}^2 \\ 1.94 \text{ m} \\ 2.433 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Relleno} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.R} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,1} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,2} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.R}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right\| \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 21.83 \text{ m}^2 \\ 3.318 \text{ m} \\ 4.946 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$A_M := \text{Muro}_1 = 10.83 \text{ m}^2$$

$$A_R := \text{Relleno}_1 = 21.83 \text{ m}^2$$

$$X_{cg,M} := \text{Muro}_2 = 1.94 \text{ m}$$

$$X_{cg,R} := \text{Relleno}_2 = 3.318 \text{ m}$$

$$Z_{cg,M} := \text{Muro}_3 = 2.433 \text{ m}$$

$$Z_{cg,R} := \text{Relleno}_3 = 4.946 \text{ m}$$

2.7. Verificación por Deslizamiento

$$P_{muro} := \gamma_c \cdot A_M \cdot W = 27.075 \text{ tonnef}$$

$$P_{relleno} := \gamma_s \cdot A_R \cdot W = 43.66 \text{ tonnef}$$

$$P_{barrera} := p_{barrera} \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{normal} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} = 70.735 \text{ tonnef}$$

$$E_h := E_a(H) + E_{h.sc}(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 3.938 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding} := \frac{P_{normal} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_h} = 2.089$$

if ($FS_{sliding} \geq 1.50$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Volteo

$$M_{muro} := P_{muro} \cdot X_{cg,M} = 52.523 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{relleno} := P_{relleno} \cdot X_{cg,R} = 144.867 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{barrera} := P_{barrera} \cdot \left(b_1 + t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} = 197.391 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_v := M_a(H) + M_{h.sc}(H) = 62.898 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$FS_{overturning} := \frac{M_r}{M_v} = 3.138$$

if ($FS_{overturning} \geq 2.00$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Capacidad Portante

2.8.1 Fuerzas transmitidas al nivel de la cimentación

(*) Nota: Se suma la contribución del peso del relleno delantero y el peso de la SC.

$$P_{relleno.d} := \gamma_s \cdot b_1 \cdot h_3 \cdot W = 4.18 \text{ tonnef}$$

$$P_{v.sc} := q_{sc} \cdot (t_3 + b_3) \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{footing} := P_{normal} + P_{relleno.d} + P_{v.sc} = 74.915 \text{ tonnef}$$

$$M_R := M_r + P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} + P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 199.69 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$e_{footing} := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_v}{P_{footing}} = 0.574 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.8 \text{ m}$$

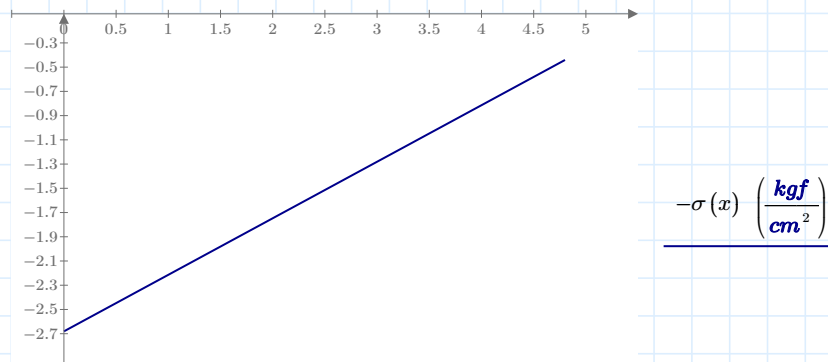
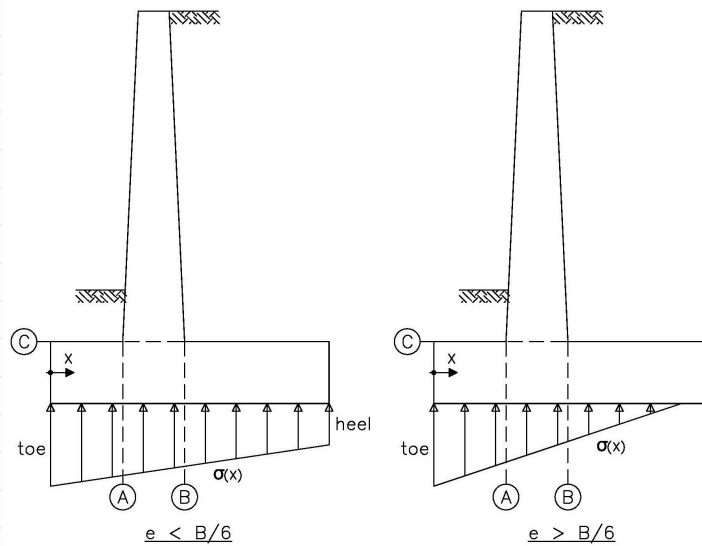
2.8.2 Distribución de presiones a lo largo de la zapata

$$\sigma_{toe} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 2.681 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{heel} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 0.441 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$x := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m}..B$$

$$\sigma(x) := \begin{cases} \text{if } |e_{footing}| \leq \frac{B}{6} \\ \left| \sigma_{toe} - \frac{(\sigma_{toe} - \sigma_{heel})}{B} \cdot x \right| \\ \text{else if } x \leq 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right) \\ \frac{2 \cdot P_{footing}}{3 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)} - \frac{2 \cdot P_{footing}}{9 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)^2} x \\ \text{else} \\ 0 \frac{kgf}{cm^2} \end{cases}$$



Esfuerzo en Punta (toe)

$$x \text{ (m)}$$

Esfuerzo en Talón (heel)

$$\sigma(0 \text{ m}) = 2.681 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma(B) = 0.441 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $(\sigma(0 \text{ m}) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

if $(\sigma(B) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD AASHTO-LRFD

3.1. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

3.1.1 Sliding

$$\varphi_r := 0.80$$

$$\varphi_p := 0.50$$

$$P_{normal.R} := 0.90 P_{muro} + 1.00 P_{relleno} + 1.00 P_{relleno.d} + 0.65 P_{barrera} = 72.208 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.R} := 1.50 E_a(H) + 1.75 E_{h.sc}(H) = 33.299 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_3 + h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$R_r := P_{normal.R} \cdot \mu = 43.325 \text{ tonnef}$$

$$\varphi R_n := \varphi_r \cdot R_r + \varphi_p \cdot E_{p.toe} = 49.305 \text{ tonnef}$$

$$Sliding.R := \text{if} (\varphi R_n \geq E_{h.R}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

3.1.2 Eccentricity

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.299 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{r.R} := 0.90 M_{muro} + 1.00 M_{relleno} + 1.00 M_{relleno.d} + 0.65 M_{barrera} = 194.437 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{v.R} := 1.50 M_a(H) + 1.75 M_{h.sc}(H) = 94.348 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neto} := M_{r.R} - M_{v.R} = 100.09 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$x_1 := \frac{M_{neto}}{P_{normal.R}} = 1.386 \text{ m}$$

$$e.R := \frac{B}{2} - x_1 = 1.014 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 1.2 \text{ m}$$

$$Eccentricity.R := \text{if} \left(\frac{B}{4} \geq e.R, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

3.1.3 Bearing

$$\varphi_b := 0.45$$

$$P_{v.sc} = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{v.sc} := P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{normal.R.b} := 1.25 P_{muro} + 1.35 P_{relleno} + 1.35 P_{relleno.d} + 1.50 P_{barrera} + 1.75 P_{v.sc} = 98.428 \text{ tonnef}$$

$$M_{r.R.b} := 1.25 M_{muro} + 1.35 M_{relleno} + 1.35 M_{relleno.d} + 1.50 M_{barrera} + 1.75 M_{v.sc} = 264.329 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto.b} := M_{r.R.b} - M_{v.R} = 169.981 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_{1.b} := \frac{M_{neto.b}}{P_{normal.R.b}} = 1.727 \text{ m}$$

$$e_{R.b} := \frac{B}{2} - x_{1.b} = 0.673 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \frac{P_{normal.R.b}}{(B - 2 e_{R.b}) \cdot W} = 2.85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS := 3.00$$

$$q_n := FS \cdot \sigma_t = 8.4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_b \cdot q_n = 3.78 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Bearing.R} := \text{if} (\varphi_b \cdot q_n \geq \sigma_{max}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD SÍSMICA

3.1. Presión de tierra activa sísmica – Mononobe Okabe

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.345 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal (sin desplazamiento)}$$

$$k_h := 0.50 \cdot k_{ho} = 0.173 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico vertical}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 9.787 \text{ deg} \quad \delta := 0 \text{ deg} \quad i := 0 \text{ deg} \quad \beta := 0 \text{ deg}$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} = 0.419$$

$$E_{AE} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot W \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} = 30.292 \text{ tonnef}$$

$$E_a(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

3.2. Verificación por Deslizamiento

$$P_{normal.EQ} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} + P_{relleno.d} = 74.915 \text{ tonnef} \quad P_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} + P_{relleno}) = 12.202 \text{ tonnef}$$

$$E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR} = 36.393 \text{ tonnef} \quad \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR} = 34.401 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.EQ} := \max(E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR}, \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR}) = 36.393 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_3 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding.EQ} := \frac{P_{normal.EQ} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_{h.EQ}} = 2.04 \quad \text{if } (FS_{sliding.EQ} \geq 0.75 \cdot 1.50, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

3.3. Verificación por Volteo

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.299 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{r.EQ} := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} + M_{relleno.d} = 199.69 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{AE} := E_{AE} - E_a(H) = 8.093 \text{ tonnef} \quad M_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} \cdot Z_{cg.M} + P_{relleno} \cdot Z_{cg.R}) = 48.616 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{AE} := \Delta E_{AE} \cdot (0.60 H) + M_a(H) = 104.171 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR} = 128.479 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR} = 111.514 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.EQ} := \max(M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR}, \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR}) = 128.479 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$FS_{overturning.EQ} := \frac{M_{r.EQ}}{M_{v.EQ}} = 1.554 \quad \text{if } (FS_{overturning.EQ} \geq 0.75 \cdot 2.00, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

I. INGRESO DE DATOS

1.1. Propiedades de los Materiales

Variables

Resultados

$\gamma_s := 2.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de relleno	$\gamma_c := 2.50 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de muro de contención
$\phi := 32 \text{ deg}$	Angulo de fricción interna material de relleno		
$\mu := 0.60$	Coefficiente de fricción zapata – suelo de fundación		
$\sigma_t := 3.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Capacidad portante del suelo de fundación		

1.2. Geometría de Muro

$H := 9.30 \text{ m}$ $b_1 := 1.30 \text{ m}$ $b_3 := 2.70 \text{ m}$

$t_1 := 0.00 \text{ m}$ $t_2 := 0.40 \text{ m}$ $t_3 := 0.80 \text{ m}$

$h_1 := 1.30 \text{ m}$ $h_3 := 1.70 \text{ m}$ $W := 1.00 \text{ m}$

$b_2 := t_1 + t_2 + t_3 = 1.2 \text{ m}$ $h_{sk} := 0.0 \text{ m}$

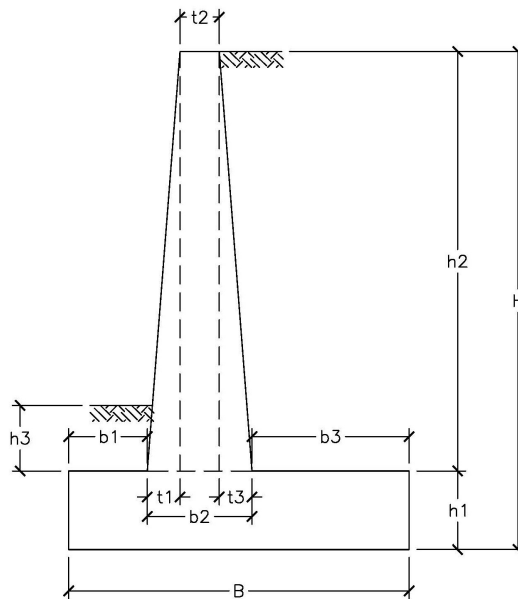
$h_2 := H - h_1 = 8 \text{ m}$

$B := b_1 + b_2 + b_3 = 5.2 \text{ m}$

$\frac{B}{H} = 0.559$

W= Es 1 metro de ancho de muro que se trabaja

h_{sk} = Altura de llave de corte



1.3. Cargas

$q_{sc} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$ Sobre carga sobre relleno de muro

$p_{barrera} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ Peso barrera de concreto por metro

1.4. Parámetros Sísmicos

$PGA := 0.30$ Coeficiente de aceleración del terreno

$F_{pga} := 1.15$ Factor de sitio

1.5. Parámetros de diseño en concreto armado

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresión del concreto

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

II. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

2.1. Presión activa de tierra

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.307 \quad z := 0, 0.1 \text{ m} \dots H$$

$$\sigma_a(z) := \gamma_s \cdot z \cdot K_a \quad \text{Presión activa a una profundidad (z)}$$

$$E_a(z) := \frac{1}{2} \sigma_a(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje activo resultante a una profundidad (z)}$$

$$M_a(z) := E_a(z) \cdot \frac{z}{3} \quad \text{Momento activo resultante a una profundidad (z)}$$

2.2. Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(z) := q_{sc} \cdot K_a \quad \text{Presión horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$E_{h.sc}(z) := \sigma_{h.sc}(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$M_{h.sc}(z) := E_{h.sc}(z) \cdot \frac{z}{2} \quad \text{Momento por sobre carga a una profundidad (z)}$$

2.3. Presión pasiva de tierra

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.255$$

Presión pasiva a una profundidad (z)

$$\sigma_p(z) := \text{if}(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ Pa}, \gamma_s \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot K_p)$$

Empuje pasivo resultante a una profundidad (z)

$$E_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N}, \frac{1}{2} \sigma_p(z) \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot W\right)$$

Momento pasivo resultante a una profundidad (z)

$$M_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N} \cdot \text{m}, E_p(z) \cdot \frac{(z - (H - (h_1 + h_3)))}{3}\right)$$

2.4. Resultados a una profundidad H:

Presión activa de tierra

$$\sigma_a(H) = 5.715 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_a(H) = 26.575 \text{ tonnef}$$

$$M_a(H) = 82.382 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(H) = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión pasiva de tierra

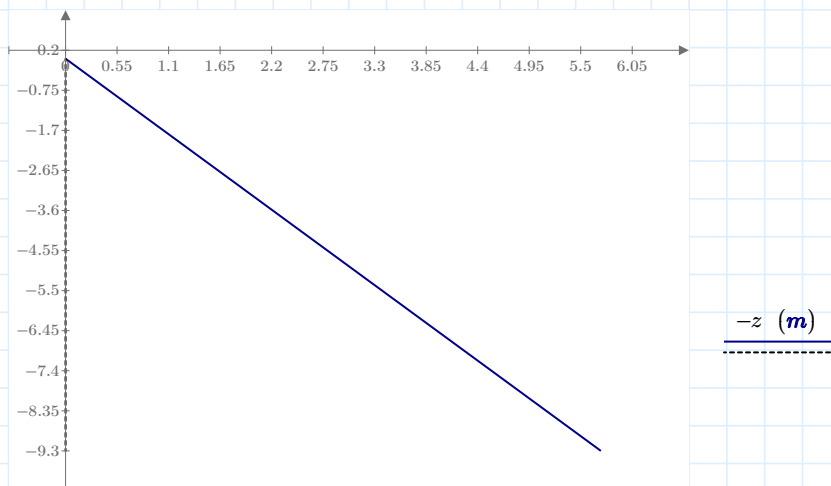
$$\sigma_p(H) = 19.528 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_p(H) = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$M_p(H) = 29.291 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.5. Diagramas

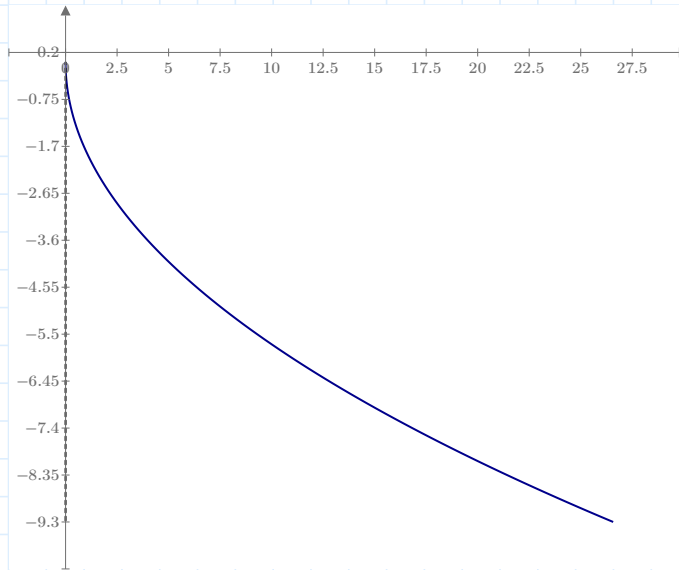
Esfuerzos Horizontales vs Profundidad (z)



$$\sigma_a(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_{h.sc}(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

Fuerzas Resultantes vs Profundidad (z)

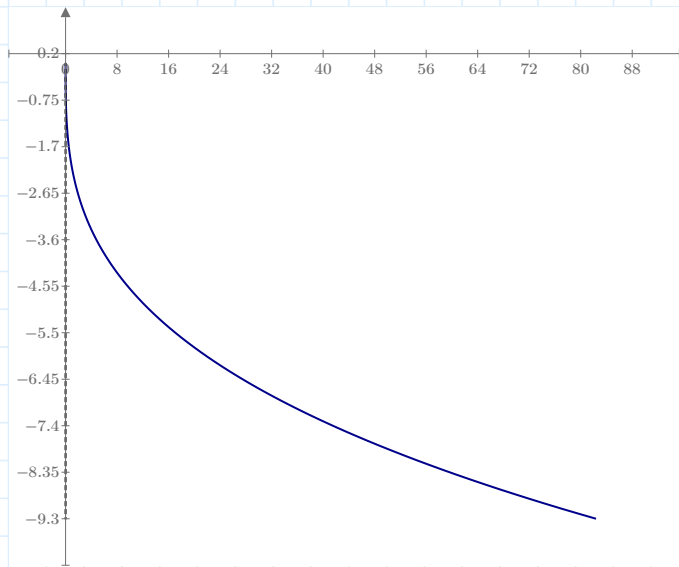


-z (m)

$E_a(z)$ (tonnef)

$E_{h.sc}(z)$ (tonnef)

Momentos Resultantes vs Profundidad (z)



-z (m)

$M_a(z)$ (tonnef · m)

$M_{h.sc}(z)$ (tonnef · m)

2.6. Calculo de pesos y ubicación de centro de gravedad de muro y relleno

ORIGIN := 1

$$Coord.M := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_1 \\ b_1 + b_2 & h_1 \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \\ b_1 + t_1 & H \\ b_1 & h_1 \\ 0 & h_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 5.2 & 0 \\ 5.2 & 1.3 \\ 2.5 & 1.3 \\ 1.7 & 9.3 \\ 1.3 & 9.3 \\ 1.3 & 1.3 \\ 0 & 1.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$

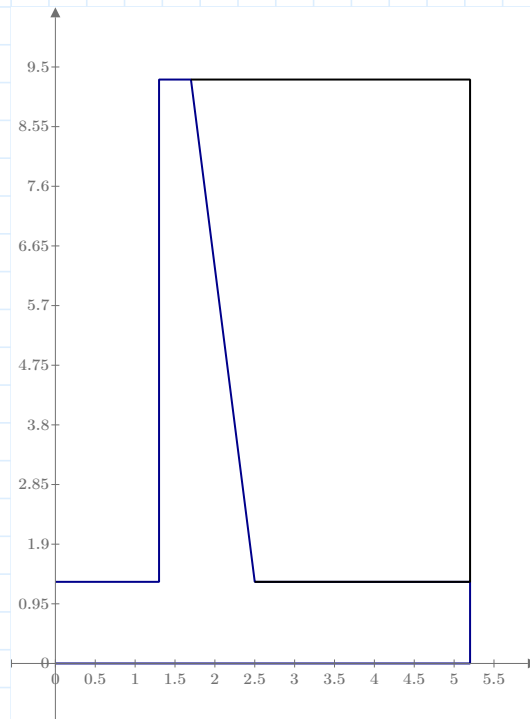
$$Coord.R := \begin{bmatrix} b_1 + b_2 & h_1 \\ B & h_1 \\ B & H \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.5 & 1.3 \\ 5.2 & 1.3 \\ 5.2 & 9.3 \\ 1.7 & 9.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.2 \\ 5.2 \\ 2.5 \\ 1.7 \\ 1.3 \\ 1.3 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 2, 2) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1.3 \\ 1.3 \\ 9.3 \\ 9.3 \\ 1.3 \\ 1.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 1, 1) = \begin{bmatrix} 2.5 \\ 5.2 \\ 5.2 \\ 1.7 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 2, 2) = \begin{bmatrix} 1.3 \\ 1.3 \\ 9.3 \\ 9.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$



Z_M (m)

Z_R (m)

X_M (m)

X_R (m)

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.M} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,1} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,2} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.M}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right\| \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 13.16 \text{ m}^2 \\ 2.179 \text{ m} \\ 2.587 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Relleno} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.R} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,1} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,2} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.R}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right\| \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 24.8 \text{ m}^2 \\ 3.641 \text{ m} \\ 5.472 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$A_M := \text{Muro}_1 = 13.16 \text{ m}^2$$

$$A_R := \text{Relleno}_1 = 24.8 \text{ m}^2$$

$$X_{cg,M} := \text{Muro}_2 = 2.179 \text{ m}$$

$$X_{cg,R} := \text{Relleno}_2 = 3.641 \text{ m}$$

$$Z_{cg,M} := \text{Muro}_3 = 2.587 \text{ m}$$

$$Z_{cg,R} := \text{Relleno}_3 = 5.472 \text{ m}$$

2.7. Verificación por Deslizamiento

$$P_{muro} := \gamma_c \cdot A_M \cdot W = 32.9 \text{ tonnef}$$

$$P_{relleno} := \gamma_s \cdot A_R \cdot W = 49.6 \text{ tonnef}$$

$$P_{barrera} := p_{barrera} \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{normal} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} = 82.5 \text{ tonnef}$$

$$E_h := E_a(H) + E_{h.sc}(H) = 26.575 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 5.5 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding} := \frac{P_{normal} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_h} = 2.07$$

if ($FS_{sliding} \geq 1.50$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Volteo

$$M_{muro} := P_{muro} \cdot X_{cg,M} = 71.673 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{relleno} := P_{relleno} \cdot X_{cg,R} = 180.613 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{barrera} := P_{barrera} \cdot \left(b_1 + t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} = 252.287 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_v := M_a(H) + M_{h.sc}(H) = 82.382 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$FS_{overturning} := \frac{M_r}{M_v} = 3.062$$

if ($FS_{overturning} \geq 2.00$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Capacidad Portante

2.8.1 Fuerzas transmitidas al nivel de la cimentación

(*) Nota: Se suma la contribución del peso del relleno delantero y el peso de la SC.

$$P_{relleno.d} := \gamma_s \cdot b_1 \cdot h_3 \cdot W = 4.42 \text{ tonnef}$$

$$P_{v.sc} := q_{sc} \cdot (t_3 + b_3) \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{footing} := P_{normal} + P_{relleno.d} + P_{v.sc} = 86.92 \text{ tonnef}$$

$$M_R := M_r + P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} + P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 255.16 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$e_{footing} := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_v}{P_{footing}} = 0.612 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.867 \text{ m}$$

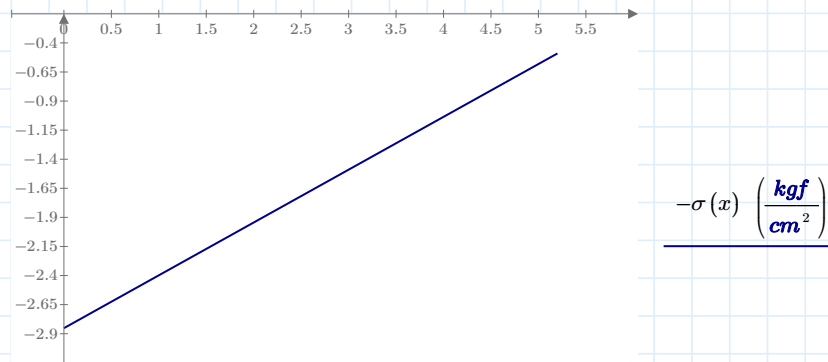
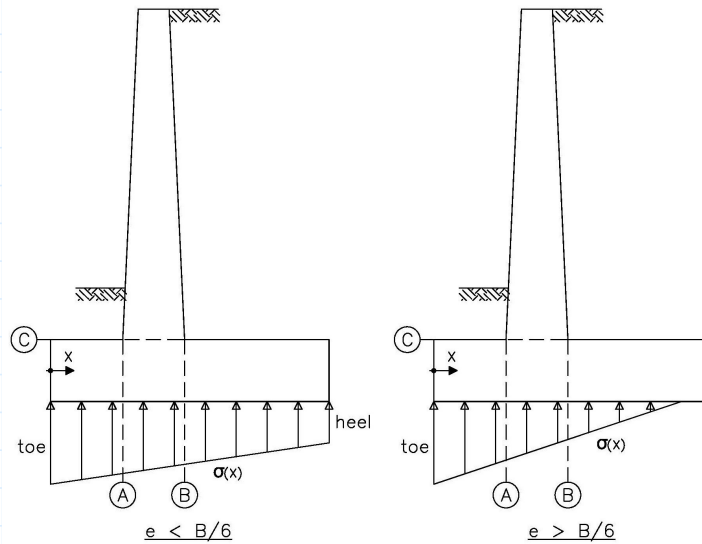
2.8.2 Distribución de presiones a lo largo de la zapata

$$\sigma_{toe} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 2.852 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{heel} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 0.491 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$x := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots B$$

$$\sigma(x) := \begin{cases} \text{if } |e_{footing}| \leq \frac{B}{6} \\ \left| \sigma_{toe} - \frac{(\sigma_{toe} - \sigma_{heel})}{B} \cdot x \right| \\ \text{else if } x \leq 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right) \\ \frac{2 \cdot P_{footing}}{3 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)} - \frac{2 \cdot P_{footing}}{9 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)^2} x \\ \text{else} \\ 0 \frac{kgf}{cm^2} \end{cases}$$



Esfuerzo en Punta (toe)

$$x \text{ (m)}$$

Esfuerzo en Talón (heel)

$$\sigma(0 \text{ m}) = 2.852 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma(B) = 0.491 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $(\sigma(0 \text{ m}) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

if $(\sigma(B) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD AASHTO-LRFD

3.1. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

3.1.1 Sliding

$$\varphi_r := 0.80$$

$$\varphi_p := 0.50$$

$$P_{normal.R} := 0.90 P_{muro} + 1.00 P_{relleno} + 1.00 P_{relleno.d} + 0.65 P_{barrera} = 83.63 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.R} := 1.50 E_a(H) + 1.75 E_{h.sc}(H) = 39.862 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_3 + h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$R_r := P_{normal.R} \cdot \mu = 50.178 \text{ tonnef}$$

$$\varphi R_n := \varphi_r \cdot R_r + \varphi_p \cdot E_{p.toe} = 54.788 \text{ tonnef}$$

$$Sliding.R := \text{if} (\varphi R_n \geq E_{h.R}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

3.1.2 Eccentricity

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.873 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{r.R} := 0.90 M_{muro} + 1.00 M_{relleno} + 1.00 M_{relleno.d} + 0.65 M_{barrera} = 247.992 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{v.R} := 1.50 M_a(H) + 1.75 M_{h.sc}(H) = 123.573 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neto} := M_{r.R} - M_{v.R} = 124.42 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$x_1 := \frac{M_{neto}}{P_{normal.R}} = 1.488 \text{ m}$$

$$e.R := \frac{B}{2} - x_1 = 1.112 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 1.3 \text{ m}$$

$$Eccentricity.R := \text{if} \left(\frac{B}{4} \geq e.R, \text{"OK"}, \text{"Revisar"} \right) = \text{"OK"}$$

3.1.3 Bearing

$$\varphi_b := 0.45$$

$$P_{v.sc} = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{v.sc} := P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{normal.R.b} := 1.25 P_{muro} + 1.35 P_{relleno} + 1.35 P_{relleno.d} + 1.50 P_{barrera} + 1.75 P_{v.sc} = 114.052 \text{ tonnef}$$

$$M_{r.R.b} := 1.25 M_{muro} + 1.35 M_{relleno} + 1.35 M_{relleno.d} + 1.50 M_{barrera} + 1.75 M_{v.sc} = 337.298 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto.b} := M_{r.R.b} - M_{v.R} = 213.725 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_{1.b} := \frac{M_{neto.b}}{P_{normal.R.b}} = 1.874 \text{ m}$$

$$e_{R.b} := \frac{B}{2} - x_{1.b} = 0.726 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \frac{P_{normal.R.b}}{(B - 2 e_{R.b}) \cdot W} = 3.043 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS := 3.00$$

$$q_n := FS \cdot \sigma_t = 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_b \cdot q_n = 4.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Bearing.R} := \text{if} (\varphi_b \cdot q_n \geq \sigma_{max}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD SÍSMICA

3.1. Presión de tierra activa sísmica – Mononobe Okabe

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.345 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal (sin desplazamiento)}$$

$$k_h := 0.50 \cdot k_{ho} = 0.173 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico vertical}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 9.787 \text{ deg} \quad \delta := 0 \text{ deg} \quad i := 0 \text{ deg} \quad \beta := 0 \text{ deg}$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} = 0.419$$

$$E_{AE} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot W \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} = 36.263 \text{ tonnef}$$

$$E_a(H) = 26.575 \text{ tonnef}$$

3.2. Verificación por Deslizamiento

$$P_{normal.EQ} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} + P_{relleno.d} = 86.92 \text{ tonnef} \quad P_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} + P_{relleno}) = 14.231 \text{ tonnef}$$

$$E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR} = 43.378 \text{ tonnef} \quad \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR} = 40.806 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.EQ} := \max(E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR}, \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR}) = 43.378 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_3 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding.EQ} := \frac{P_{normal.EQ} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_{h.EQ}} = 1.878 \quad \text{if } (FS_{sliding.EQ} \geq 0.75 \cdot 1.50, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

3.3. Verificación por Volteo

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.873 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{r.EQ} := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} + M_{relleno.d} = 255.16 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{AE} := E_{AE} - E_a(H) = 9.688 \text{ tonnef} \quad M_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} \cdot Z_{cg.M} + P_{relleno} \cdot Z_{cg.R}) = 61.502 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{AE} := \Delta E_{AE} \cdot (0.60 H) + M_a(H) = 136.44 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR} = 167.19 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR} = 143.884 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.EQ} := \max(M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR}, \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR}) = 167.19 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$FS_{overturning.EQ} := \frac{M_{r.EQ}}{M_{v.EQ}} = 1.526 \quad \text{if } (FS_{overturning.EQ} \geq 0.75 \cdot 2.00, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

I. INGRESO DE DATOS

1.1. Propiedades de los Materiales

Variables

Resultados

$\gamma_s := 2.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de relleno	$\gamma_c := 2.50 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de muro de contención
$\phi := 32 \text{ deg}$	Angulo de fricción interna material de relleno		
$\mu := 0.60$	Coefficiente de fricción zapata – suelo de fundación		
$\sigma_t := 3. \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Capacidad portante del suelo de fundación		

1.2. Geometría de Muro

$H := 9.500 \text{ m}$ $b_1 := 1.30 \text{ m}$ $b_3 := 2.90 \text{ m}$

$t_1 := 0.00 \text{ m}$ $t_2 := 0.40 \text{ m}$ $t_3 := 0.80 \text{ m}$

$h_1 := 1.30 \text{ m}$ $h_3 := 1.70 \text{ m}$ $W := 1.00 \text{ m}$

$b_2 := t_1 + t_2 + t_3 = 1.2 \text{ m}$ $h_{sk} := 0.0 \text{ m}$

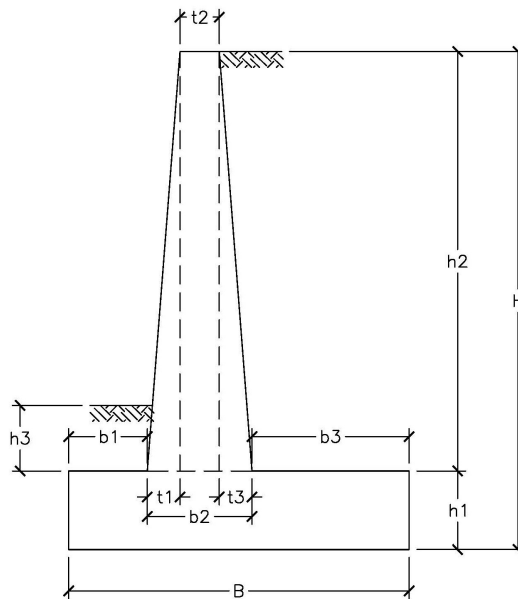
$h_2 := H - h_1 = 8.2 \text{ m}$

$B := b_1 + b_2 + b_3 = 5.4 \text{ m}$

$\frac{B}{H} = 0.568$

W= Es 1 metro de ancho de muro que se trabaja

h_{sk} = Altura de llave de corte



1.3. Cargas

$q_{sc} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$ Sobre carga sobre relleno de muro

$p_{barrera} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ Peso barrera de concreto por metro

1.4. Parámetros Sísmicos

$PGA := 0.30$ Coeficiente de aceleración del terreno

$F_{pga} := 1.15$ Factor de sitio

1.5. Parámetros de diseño en concreto armado

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresión del concreto

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

II. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

2.1. Presión activa de tierra

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.307 \quad z := 0, 0.1 \text{ m} \dots H$$

$$\sigma_a(z) := \gamma_s \cdot z \cdot K_a \quad \text{Presión activa a una profundidad (z)}$$

$$E_a(z) := \frac{1}{2} \sigma_a(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje activo resultante a una profundidad (z)}$$

$$M_a(z) := E_a(z) \cdot \frac{z}{3} \quad \text{Momento activo resultante a una profundidad (z)}$$

2.2. Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(z) := q_{sc} \cdot K_a \quad \text{Presión horizontal por sobre carga una profundidad (z)}$$

$$E_{h.sc}(z) := \sigma_{h.sc}(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$M_{h.sc}(z) := E_{h.sc}(z) \cdot \frac{z}{2} \quad \text{Momento por sobre carga a una profundidad (z)}$$

2.3. Presión pasiva de tierra

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.255$$

Presión pasiva a una profundidad (z)

$$\sigma_p(z) := \text{if}(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ Pa}, \gamma_s \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot K_p)$$

Empuje pasivo resultante a una profundidad (z)

$$E_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N}, \frac{1}{2} \sigma_p(z) \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot W\right)$$

Momento pasivo resultante a una profundidad (z)

$$M_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N} \cdot \text{m}, E_p(z) \cdot \frac{(z - (H - (h_1 + h_3)))}{3}\right)$$

2.4. Resultados a una profundidad H:

Presión activa de tierra

$$\sigma_a(H) = 5.838 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_a(H) = 27.73 \text{ tonnef}$$

$$M_a(H) = 87.812 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(H) = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión pasiva de tierra

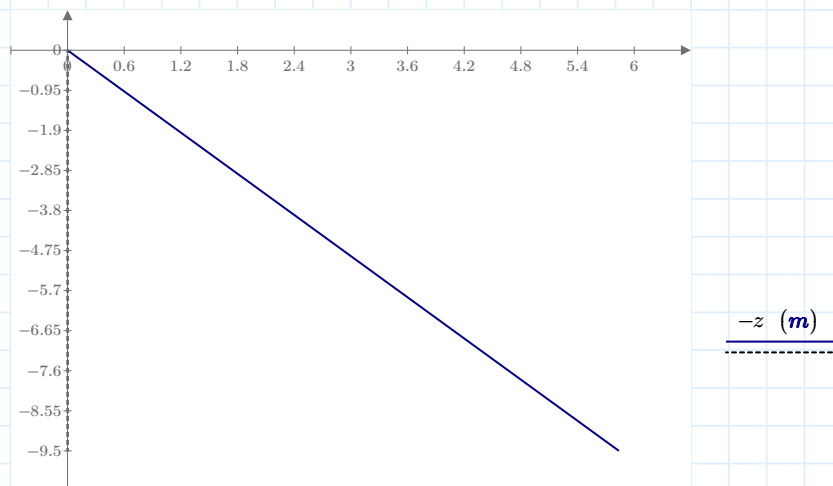
$$\sigma_p(H) = 19.528 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_p(H) = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$M_p(H) = 29.291 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.5. Diagramas

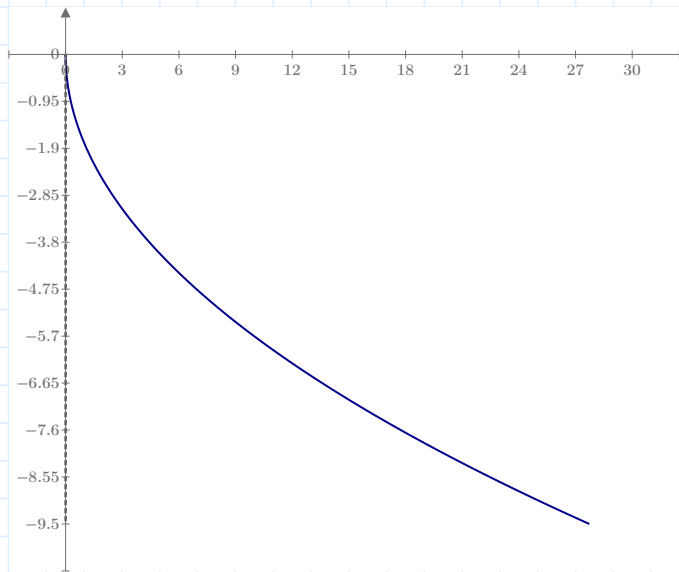
Esfuerzos Horizontales vs Profundidad (z)



$$\sigma_a(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_{h.sc}(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

Fuerzas Resultantes vs Profundidad (z)

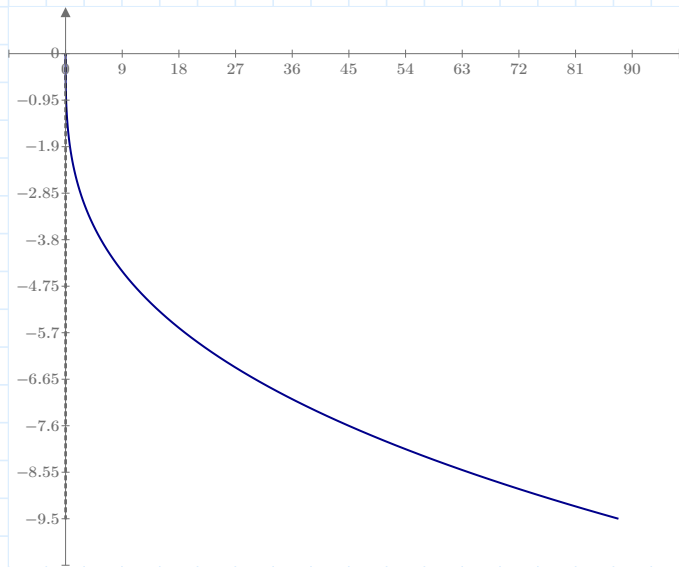


-z (m)

$E_a(z)$ (tonnef)

$E_{h.sc}(z)$ (tonnef)

Momentos Resultantes vs Profundidad (z)



-z (m)

$M_a(z)$ (tonnef · m)

$M_{h.sc}(z)$ (tonnef · m)

2.6. Calculo de pesos y ubicación de centro de gravedad de muro y relleno

ORIGIN := 1

$$\text{Coord.M} := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_1 \\ b_1 + b_2 & h_1 \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \\ b_1 + t_1 & H \\ b_1 & h_1 \\ 0 & h_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 5.4 & 0 \\ 5.4 & 1.3 \\ 2.5 & 1.3 \\ 1.7 & 9.5 \\ 1.3 & 9.5 \\ 1.3 & 1.3 \\ 0 & 1.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$

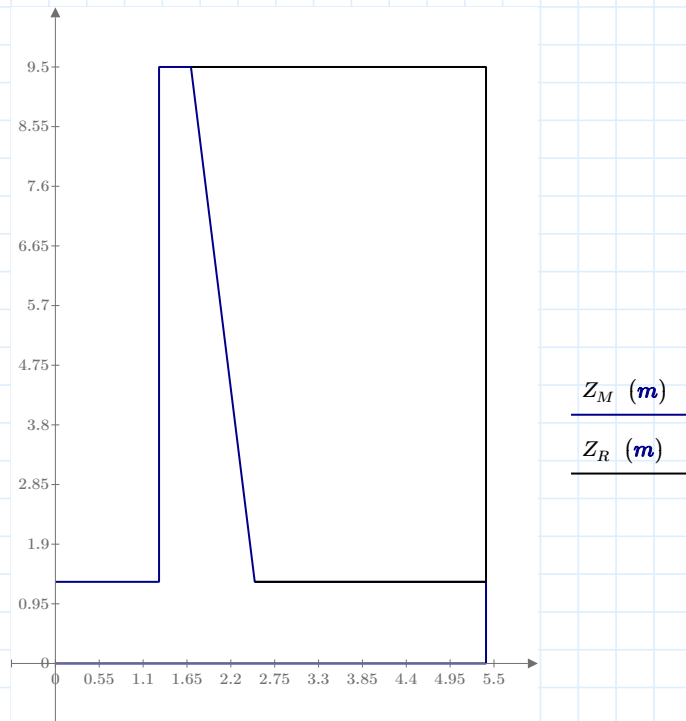
$$\text{Coord.R} := \begin{bmatrix} b_1 + b_2 & h_1 \\ B & h_1 \\ B & H \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.5 & 1.3 \\ 5.4 & 1.3 \\ 5.4 & 9.5 \\ 1.7 & 9.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_M := \text{submatrix}(\text{Coord.M}, 1, 8, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ 5.4 \\ 5.4 \\ 2.5 \\ 1.7 \\ 1.3 \\ 1.3 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_M := \text{submatrix}(\text{Coord.M}, 1, 8, 2, 2) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1.3 \\ 1.3 \\ 9.5 \\ 9.5 \\ 1.3 \\ 1.3 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_R := \text{submatrix}(\text{Coord.R}, 1, 4, 1, 1) = \begin{bmatrix} 2.5 \\ 5.4 \\ 5.4 \\ 1.7 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_R := \text{submatrix}(\text{Coord.R}, 1, 4, 2, 2) = \begin{bmatrix} 1.3 \\ 1.3 \\ 9.5 \\ 9.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$



$$\underline{X_M \text{ (m)}}$$

$$\underline{X_R \text{ (m)}}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.M} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,1} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,2} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.M}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right. \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 13.58 \text{ m}^2 \\ 2.233 \text{ m} \\ 2.614 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Relleno} := & \left\| \begin{array}{l}
 m1 \leftarrow \text{Coord.R} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,1} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,1} \\
 m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,2} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,2} \\
 \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.R}) \\
 \left\| \begin{array}{l}
 m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{array} \right. \\
 \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 R_1 \leftarrow \text{area} \\
 R_2 \leftarrow cx \\
 R_3 \leftarrow cz \\
 R
 \end{array} \right. = \begin{bmatrix} 27.06 \text{ m}^2 \\ 3.742 \text{ m} \\ 5.566 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$A_M := \text{Muro}_1 = 13.58 \text{ m}^2$$

$$A_R := \text{Relleno}_1 = 27.06 \text{ m}^2$$

$$X_{cg,M} := \text{Muro}_2 = 2.233 \text{ m}$$

$$X_{cg,R} := \text{Relleno}_2 = 3.742 \text{ m}$$

$$Z_{cg,M} := \text{Muro}_3 = 2.614 \text{ m}$$

$$Z_{cg,R} := \text{Relleno}_3 = 5.566 \text{ m}$$

2.7. Verificación por Deslizamiento

$$P_{muro} := \gamma_c \cdot A_M \cdot W = 33.95 \text{ tonnef}$$

$$P_{relleno} := \gamma_s \cdot A_R \cdot W = 54.12 \text{ tonnef}$$

$$P_{barrera} := p_{barrera} \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{normal} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} = 88.07 \text{ tonnef}$$

$$E_h := E_a(H) + E_{h.sc}(H) = 27.73 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 5.5 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding} := \frac{P_{normal} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_h} = 2.104$$

if ($FS_{sliding} \geq 1.50$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Volteo

$$M_{muro} := P_{muro} \cdot X_{cg,M} = 75.812 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{relleno} := P_{relleno} \cdot X_{cg,R} = 202.513 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{barrera} := P_{barrera} \cdot \left(b_1 + t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} = 278.324 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_v := M_a(H) + M_{h.sc}(H) = 87.812 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$FS_{overturning} := \frac{M_r}{M_v} = 3.17$$

if ($FS_{overturning} \geq 2.00$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Capacidad Portante

2.8.1 Fuerzas transmitidas al nivel de la cimentación

(*) Nota: Se suma la contribución del peso del relleno delantero y el peso de la SC.

$$P_{relleno.d} := \gamma_s \cdot b_1 \cdot h_3 \cdot W = 4.42 \text{ tonnef}$$

$$P_{v.sc} := q_{sc} \cdot (t_3 + b_3) \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{footing} := P_{normal} + P_{relleno.d} + P_{v.sc} = 92.49 \text{ tonnef}$$

$$M_R := M_r + P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} + P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 281.197 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$e_{footing} := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_v}{P_{footing}} = 0.609 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.9 \text{ m}$$

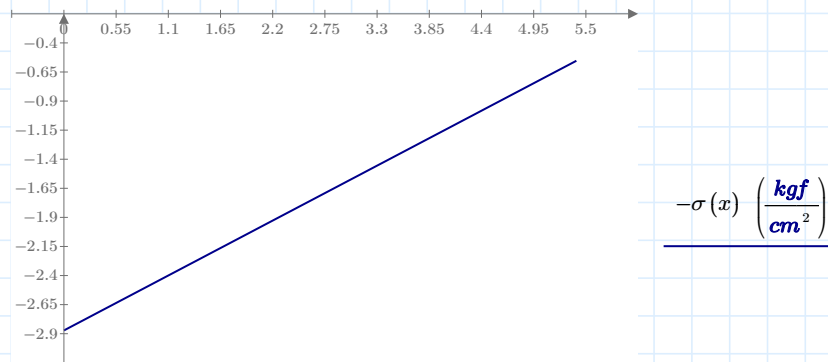
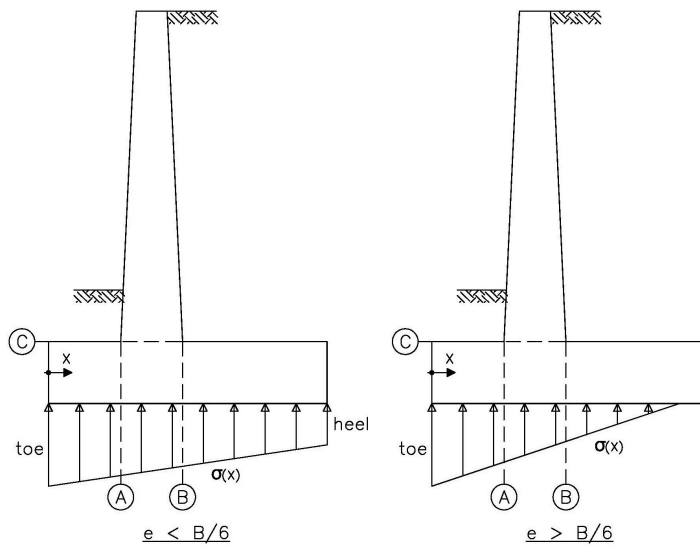
2.8.2 Distribución de presiones a lo largo de la zapata

$$\sigma_{toe} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 2.872 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{heel} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 0.554 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$x := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots B$$

$$\sigma(x) := \begin{cases} \text{if } |e_{footing}| \leq \frac{B}{6} \\ \left| \sigma_{toe} - \frac{(\sigma_{toe} - \sigma_{heel})}{B} \cdot x \right| \\ \text{else if } x \leq 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right) \\ \frac{2 \cdot P_{footing}}{3 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)} - \frac{2 \cdot P_{footing}}{9 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)^2} x \\ \text{else} \\ 0 \frac{kgf}{cm^2} \end{cases}$$



Esfuerzo en Punta (toe)

$$x \text{ (m)}$$

Esfuerzo en Talón (heel)

$$\sigma(0 \text{ m}) = 2.872 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma(B) = 0.554 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $(\sigma(0 \text{ m}) \leq \sigma_t, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$

if $(\sigma(B) \leq \sigma_t, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD AASHTO-LRFD

3.1. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

3.1.1 Sliding

$$\varphi_r := 0.80$$

$$\varphi_p := 0.50$$

$$P_{normal.R} := 0.90 P_{muro} + 1.00 P_{relleno} + 1.00 P_{relleno.d} + 0.65 P_{barrera} = 89.095 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.R} := 1.50 E_a(H) + 1.75 E_{h.sc}(H) = 41.595 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_3 + h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$R_r := P_{normal.R} \cdot \mu = 53.457 \text{ tonnef}$$

$$\varphi R_n := \varphi_r \cdot R_r + \varphi_p \cdot E_{p.toe} = 57.411 \text{ tonnef}$$

$$Sliding.R := \text{if}(\varphi R_n \geq E_{h.R}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

3.1.2 Eccentricity

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.873 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{r.R} := 0.90 M_{muro} + 1.00 M_{relleno} + 1.00 M_{relleno.d} + 0.65 M_{barrera} = 273.616 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{v.R} := 1.50 M_a(H) + 1.75 M_{h.sc}(H) = 131.718 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{neto} := M_{r.R} - M_{v.R} = 141.898 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$x_1 := \frac{M_{neto}}{P_{normal.R}} = 1.593 \text{ m}$$

$$e.R := \frac{B}{2} - x_1 = 1.107 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 1.35 \text{ m}$$

$$Eccentricity.R := \text{if}\left(\frac{B}{4} \geq e.R, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}\right) = \text{"OK"}$$

3.1.3 Bearing

$$\varphi_b := 0.45$$

$$P_{v.sc} = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{v.sc} := P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{normal.R.b} := 1.25 P_{muro} + 1.35 P_{relleno} + 1.35 P_{relleno.d} + 1.50 P_{barrera} + 1.75 P_{v.sc} = 121.467 \text{ tonnef}$$

$$M_{r.R.b} := 1.25 M_{muro} + 1.35 M_{relleno} + 1.35 M_{relleno.d} + 1.50 M_{barrera} + 1.75 M_{v.sc} = 372.035 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto.b} := M_{r.R.b} - M_{v.R} = 240.317 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_{1.b} := \frac{M_{neto.b}}{P_{normal.R.b}} = 1.978 \text{ m}$$

$$e_{R.b} := \frac{B}{2} - x_{1.b} = 0.722 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \frac{P_{normal.R.b}}{(B - 2 e_{R.b}) \cdot W} = 3.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS := 3.00$$

$$q_n := FS \cdot \sigma_t = 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_b \cdot q_n = 4.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Bearing.R} := \text{if} (\varphi_b \cdot q_n \geq \sigma_{max}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD SÍSMICA

3.1. Presión de tierra activa sísmica – Mononobe Okabe

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.345 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal (sin desplazamiento)}$$

$$k_h := 0.50 \cdot k_{ho} = 0.173 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico vertical}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 9.787 \text{ deg} \quad \delta := 0 \text{ deg} \quad i := 0 \text{ deg} \quad \beta := 0 \text{ deg}$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} = 0.419$$

$$E_{AE} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot W \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} = 37.839 \text{ tonnef}$$

$$E_a(H) = 27.73 \text{ tonnef}$$

3.2. Verificación por Deslizamiento

$$P_{normal.EQ} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} + P_{relleno.d} = 92.49 \text{ tonnef} \quad P_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} + P_{relleno}) = 15.192 \text{ tonnef}$$

$$E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR} = 45.435 \text{ tonnef} \quad \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR} = 42.922 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.EQ} := \max(E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR}, \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR}) = 45.435 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_3 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 29.291 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding.EQ} := \frac{P_{normal.EQ} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_{h.EQ}} = 1.866 \quad \text{if } (FS_{sliding.EQ} \geq 0.75 \cdot 1.50, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

3.3. Verificación por Volteo

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.873 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{r.EQ} := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} + M_{relleno.d} = 281.197 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{AE} := E_{AE} - E_a(H) = 10.109 \text{ tonnef} \quad M_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} \cdot Z_{cg.M} + P_{relleno} \cdot Z_{cg.R}) = 67.271 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{AE} := \Delta E_{AE} \cdot (0.60 H) + M_a(H) = 145.433 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR} = 179.068 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR} = 155.082 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.EQ} := \max(M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR}, \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR}) = 179.068 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$FS_{overturning.EQ} := \frac{M_{r.EQ}}{M_{v.EQ}} = 1.57 \quad \text{if } (FS_{overturning.EQ} \geq 0.75 \cdot 2.00, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

I. INGRESO DE DATOS

1.1. Propiedades de los Materiales

Variables

Resultados

$\gamma_s := 2.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de relleno	$\gamma_c := 2.50 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$	Peso específico material de muro de contención
$\phi := 32 \text{ deg}$	Angulo de fricción interna material de relleno		
$\mu := 0.60$	Coefficiente de fricción zapata – suelo de fundación		
$\sigma_t := 3.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Capacidad portante del suelo de fundación		

1.2. Geometría de Muro

$H := 8.50 \text{ m}$ $b_1 := 1.10 \text{ m}$ $b_3 := 2.60 \text{ m}$

$t_1 := 0.00 \text{ m}$ $t_2 := 0.40 \text{ m}$ $t_3 := 0.70 \text{ m}$

$h_1 := 1.10 \text{ m}$ $h_3 := 2.0 \text{ m}$ $W := 1.00 \text{ m}$

$b_2 := t_1 + t_2 + t_3 = 1.1 \text{ m}$ $h_{sk} := 0.0 \text{ m}$

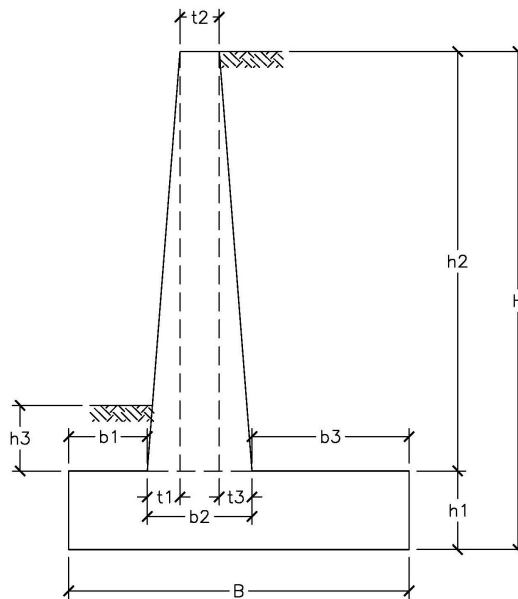
$h_2 := H - h_1 = 7.4 \text{ m}$

$B := b_1 + b_2 + b_3 = 4.8 \text{ m}$

$\frac{B}{H} = 0.565$

W= Es 1 metro de ancho de muro que se trabaja

h_{sk} = Altura de llave de corte



1.3. Cargas

$q_{sc} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$ Sobre carga sobre relleno de muro

$p_{barrera} := 0.0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ Peso barrera de concreto por metro

1.4. Parámetros Sísmicos

$PGA := 0.30$ Coeficiente de aceleración del terreno

$F_{pga} := 1.15$ Factor de sitio

1.5. Parámetros de diseño en concreto armado

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresión del concreto

$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

II. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

2.1. Presión activa de tierra

$$K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.307 \quad z := 0, 0.1 \text{ m} \dots H$$

$$\sigma_a(z) := \gamma_s \cdot z \cdot K_a \quad \text{Presión activa a una profundidad (z)}$$

$$E_a(z) := \frac{1}{2} \sigma_a(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje activo resultante a una profundidad (z)}$$

$$M_a(z) := E_a(z) \cdot \frac{z}{3} \quad \text{Momento activo resultante a una profundidad (z)}$$

2.2. Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(z) := q_{sc} \cdot K_a \quad \text{Presión horizontal por sobre carga una profundidad (z)}$$

$$E_{h.sc}(z) := \sigma_{h.sc}(z) \cdot z \cdot W \quad \text{Empuje horizontal por sobre carga a una profundidad (z)}$$

$$M_{h.sc}(z) := E_{h.sc}(z) \cdot \frac{z}{2} \quad \text{Momento por sobre carga a una profundidad (z)}$$

2.3. Presión pasiva de tierra

$$K_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)^2 = 3.255$$

Presión pasiva a una profundidad (z)

$$\sigma_p(z) := \text{if}(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ Pa}, \gamma_s \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot K_p)$$

Empuje pasivo resultante a una profundidad (z)

$$E_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N}, \frac{1}{2} \sigma_p(z) \cdot (z - (H - (h_1 + h_3))) \cdot W\right)$$

Momento pasivo resultante a una profundidad (z)

$$M_p(z) := \text{if}\left(z \leq H - (h_1 + h_3), 0 \text{ N} \cdot \text{m}, E_p(z) \cdot \frac{(z - (H - (h_1 + h_3)))}{3}\right)$$

2.4. Resultados a una profundidad H:

Presión activa de tierra

$$\sigma_a(H) = 5.223 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_a(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

$$M_a(H) = 62.898 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión horizontal debido a sobre carga

$$\sigma_{h.sc}(H) = 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{h.sc}(H) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Presión pasiva de tierra

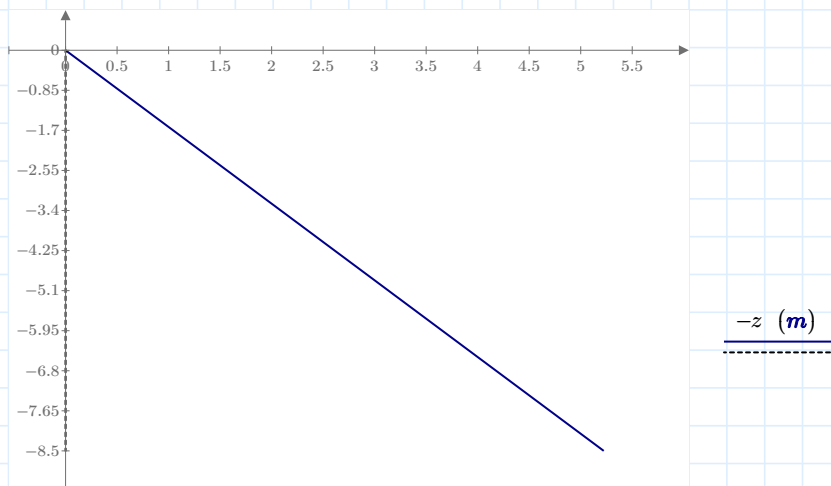
$$\sigma_p(H) = 20.178 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$E_p(H) = 31.277 \text{ tonnef}$$

$$M_p(H) = 32.319 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

2.5. Diagramas

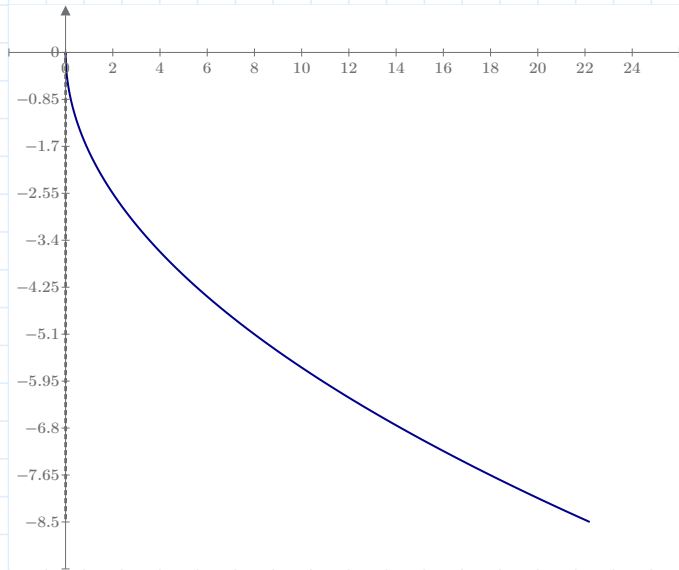
Esfuerzos Horizontales vs Profundidad (z)



$$\sigma_a(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma_{h.sc}(z) \left(\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \right)$$

Fuerzas Resultantes vs Profundidad (z)

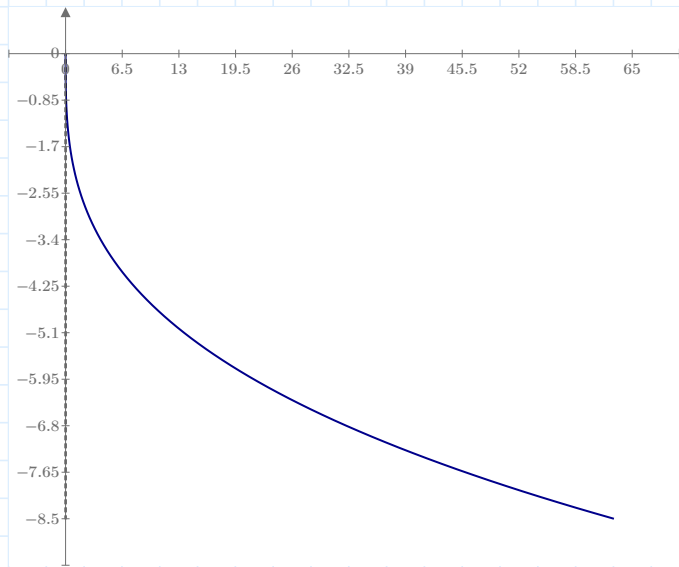


-z (m)

$E_a(z)$ (tonnef)

$E_{h.sc}(z)$ (tonnef)

Momentos Resultantes vs Profundidad (z)



-z (m)

$M_a(z)$ (tonnef · m)

$M_{h.sc}(z)$ (tonnef · m)

2.6. Calculo de pesos y ubicación de centro de gravedad de muro y relleno

ORIGIN := 1

$$Coord.M := \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_1 \\ b_1 + b_2 & h_1 \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \\ b_1 + t_1 & H \\ b_1 & h_1 \\ 0 & h_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 4.8 & 0 \\ 4.8 & 1.1 \\ 2.2 & 1.1 \\ 1.5 & 8.5 \\ 1.1 & 8.5 \\ 1.1 & 1.1 \\ 0 & 1.1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

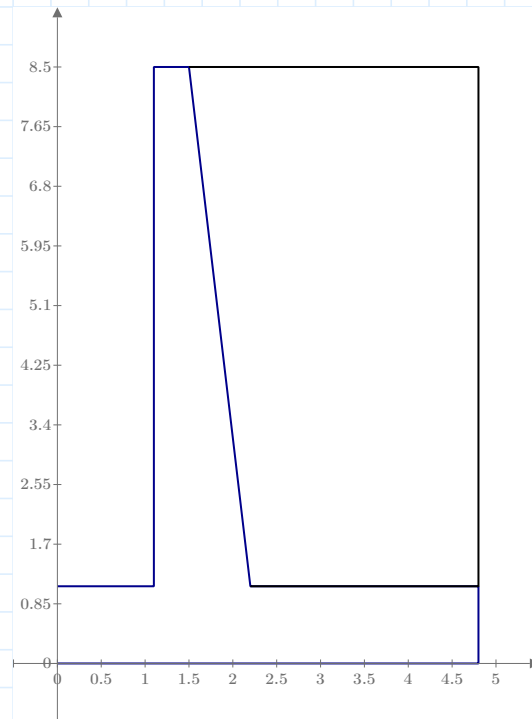
$$Coord.R := \begin{bmatrix} b_1 + b_2 & h_1 \\ B & h_1 \\ B & H \\ b_1 + t_1 + t_2 & H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.2 & 1.1 \\ 4.8 & 1.1 \\ 4.8 & 8.5 \\ 1.5 & 8.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 1, 1) = \begin{bmatrix} 0 \\ 4.8 \\ 4.8 \\ 2.2 \\ 1.5 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_M := \text{submatrix}(Coord.M, 1, 8, 2, 2) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1.1 \\ 1.1 \\ 8.5 \\ 8.5 \\ 1.1 \\ 1.1 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$X_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 1, 1) = \begin{bmatrix} 2.2 \\ 4.8 \\ 4.8 \\ 1.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$

$$Z_R := \text{submatrix}(Coord.R, 1, 4, 2, 2) = \begin{bmatrix} 1.1 \\ 1.1 \\ 8.5 \\ 8.5 \end{bmatrix} \text{ m}$$



Z_M (m)

Z_R (m)

X_M (m)

X_R (m)

$$\begin{aligned}
 \text{Muro} := & \left\| \begin{aligned}
 & m1 \leftarrow \text{Coord.M} \\
 & m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,1} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,1} \\
 & m1_{\text{rows}(\text{Coord.M})+1,2} \leftarrow \text{Coord.M}_{1,2} \\
 & \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.M}) \\
 & \quad \left\| \begin{aligned}
 & m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 & m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 & m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{aligned} \right. \\
 & \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 & cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 & cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 & R_1 \leftarrow \text{area} \\
 & R_2 \leftarrow cx \\
 & R_3 \leftarrow cz \\
 & R
 \end{aligned} \right. = \begin{bmatrix} 10.83 \text{ m}^2 \\ 1.94 \text{ m} \\ 2.433 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Relleno} := & \left\| \begin{aligned}
 & m1 \leftarrow \text{Coord.R} \\
 & m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,1} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,1} \\
 & m1_{\text{rows}(\text{Coord.R})+1,2} \leftarrow \text{Coord.R}_{1,2} \\
 & \text{for } k \in 1 \dots \text{rows}(\text{Coord.R}) \\
 & \quad \left\| \begin{aligned}
 & m2_k \leftarrow \frac{m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}}{2} \\
 & m3_k \leftarrow (m1_{k,1} + m1_{k+1,1}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2}) \\
 & m4_k \leftarrow (m1_{k,2} + m1_{k+1,2}) \cdot (m1_{k,1} \cdot m1_{k+1,2} - m1_{k+1,1} \cdot m1_{k,2})
 \end{aligned} \right. \\
 & \text{area} \leftarrow \sum(m2) \\
 & cx \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m3) \\
 & cz \leftarrow \frac{1}{6 \cdot \text{area}} \cdot \sum(m4) \\
 & R_1 \leftarrow \text{area} \\
 & R_2 \leftarrow cx \\
 & R_3 \leftarrow cz \\
 & R
 \end{aligned} \right. = \begin{bmatrix} 21.83 \text{ m}^2 \\ 3.318 \text{ m} \\ 4.946 \text{ m} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

$$A_M := \text{Muro}_1 = 10.83 \text{ m}^2$$

$$A_R := \text{Relleno}_1 = 21.83 \text{ m}^2$$

$$X_{cg,M} := \text{Muro}_2 = 1.94 \text{ m}$$

$$X_{cg,R} := \text{Relleno}_2 = 3.318 \text{ m}$$

$$Z_{cg,M} := \text{Muro}_3 = 2.433 \text{ m}$$

$$Z_{cg,R} := \text{Relleno}_3 = 4.946 \text{ m}$$

2.7. Verificación por Deslizamiento

$$P_{muro} := \gamma_c \cdot A_M \cdot W = 27.075 \text{ tonnef}$$

$$P_{relleno} := \gamma_s \cdot A_R \cdot W = 43.66 \text{ tonnef}$$

$$P_{barrera} := p_{barrera} \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{normal} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} = 70.735 \text{ tonnef}$$

$$E_h := E_a(H) + E_{h.sc}(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 3.938 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding} := \frac{P_{normal} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_h} = 2.089$$

if ($FS_{sliding} \geq 1.50$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Volteo

$$M_{muro} := P_{muro} \cdot X_{cg.M} = 52.523 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{relleno} := P_{relleno} \cdot X_{cg.R} = 144.867 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{barrera} := P_{barrera} \cdot \left(b_1 + t_1 + \frac{t_2}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} = 197.391 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_v := M_a(H) + M_{h.sc}(H) = 62.898 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$FS_{overturning} := \frac{M_r}{M_v} = 3.138$$

if ($FS_{overturning} \geq 2.00$, "OK", "Revisar") = "OK"

2.8. Verificación por Capacidad Portante

2.8.1 Fuerzas transmitidas al nivel de la cimentación

(*) Nota: Se suma la contribución del peso del relleno delantero y el peso de la SC.

$$P_{relleno.d} := \gamma_s \cdot b_1 \cdot h_3 \cdot W = 4.4 \text{ tonnef}$$

$$P_{v.sc} := q_{sc} \cdot (t_3 + b_3) \cdot W = 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{footing} := P_{normal} + P_{relleno.d} + P_{v.sc} = 75.135 \text{ tonnef}$$

$$M_R := M_r + P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} + P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 199.811 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$e_{footing} := \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_v}{P_{footing}} = 0.578 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = 0.8 \text{ m}$$

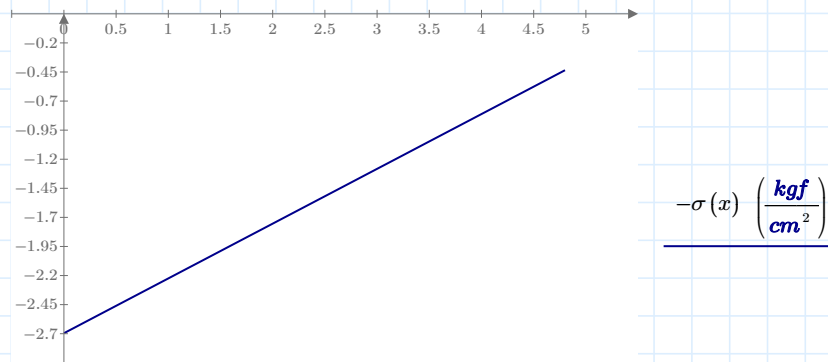
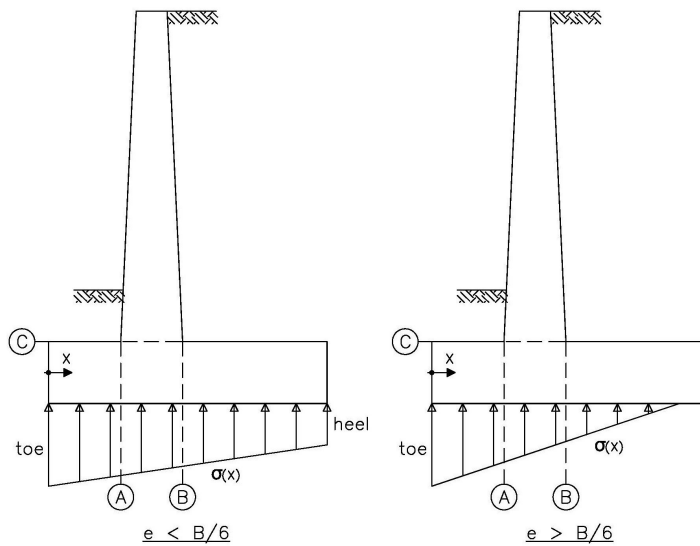
2.8.2 Distribución de presiones a lo largo de la zapata

$$\sigma_{toe} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 2.696 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_{heel} := \frac{P_{footing}}{B \cdot W} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{footing}}{B} \right) = 0.435 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$x := 0 \text{ m}, 0.1 \text{ m} \dots B$$

$$\sigma(x) := \begin{cases} \text{if } |e_{footing}| \leq \frac{B}{6} \\ \left| \sigma_{toe} - \frac{(\sigma_{toe} - \sigma_{heel})}{B} \cdot x \right| \\ \text{else if } x \leq 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right) \\ \frac{2 \cdot P_{footing}}{3 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)} - \frac{2 \cdot P_{footing}}{9 \cdot W \cdot \left(\frac{B}{2} - e_{footing} \right)^2} x \\ \text{else} \\ 0 \frac{kgf}{cm^2} \end{cases}$$



Esfuerzo en Punta (toe)

$$x \text{ (m)}$$

Esfuerzo en Talón (heel)

$$\sigma(0 \text{ m}) = 2.696 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma(B) = 0.435 \frac{kgf}{cm^2}$$

if $(\sigma(0 \text{ m}) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

if $(\sigma(B) \leq \sigma_t, \text{“OK”}, \text{“Revisar”}) = \text{“OK”}$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD AASHTO-LRFD

3.1. ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

3.1.1 Sliding

$$\varphi_r := 0.80$$

$$\varphi_p := 0.50$$

$$P_{normal.R} := 0.90 P_{muro} + 1.00 P_{relleno} + 1.00 P_{relleno.d} + 0.65 P_{barrera} = 72.428 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.R} := 1.50 E_a(H) + 1.75 E_{h.sc}(H) = 33.299 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_3 + h_1 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 31.277 \text{ tonnef}$$

$$R_r := P_{normal.R} \cdot \mu = 43.457 \text{ tonnef}$$

$$\varphi R_n := \varphi_r \cdot R_r + \varphi_p \cdot E_{p.toe} = 50.403 \text{ tonnef}$$

$$Sliding.R := \text{if}(\varphi R_n \geq E_{h.R}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

3.1.2 Eccentricity

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.42 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{r.R} := 0.90 M_{muro} + 1.00 M_{relleno} + 1.00 M_{relleno.d} + 0.65 M_{barrera} = 194.558 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.R} := 1.50 M_a(H) + 1.75 M_{h.sc}(H) = 94.348 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto} := M_{r.R} - M_{v.R} = 100.211 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_1 := \frac{M_{neto}}{P_{normal.R}} = 1.384 \text{ m}$$

$$e.R := \frac{B}{2} - x_1 = 1.016 \text{ m}$$

$$\frac{B}{4} = 1.2 \text{ m}$$

$$Eccentricity.R := \text{if}\left(\frac{B}{4} \geq e.R, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}\right) = \text{"OK"}$$

3.1.3 Bearing

$$\varphi_b := 0.45$$

$$P_{v.sc} = 0 \text{ tonnef}$$

$$M_{v.sc} := P_{v.sc} \cdot \left(b_1 + t_1 + t_2 + \frac{t_3 + b_3}{2} \right) = 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$P_{normal.R.b} := 1.25 P_{muro} + 1.35 P_{relleno} + 1.35 P_{relleno.d} + 1.50 P_{barrera} + 1.75 P_{v.sc} = 98.725 \text{ tonnef}$$

$$M_{r.R.b} := 1.25 M_{muro} + 1.35 M_{relleno} + 1.35 M_{relleno.d} + 1.50 M_{barrera} + 1.75 M_{v.sc} = 264.492 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{neto.b} := M_{r.R.b} - M_{v.R} = 170.144 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$x_{1.b} := \frac{M_{neto.b}}{P_{normal.R.b}} = 1.723 \text{ m}$$

$$e_{R.b} := \frac{B}{2} - x_{1.b} = 0.677 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} := \frac{P_{normal.R.b}}{(B - 2 e_{R.b}) \cdot W} = 2.864 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$FS := 3.00$$

$$q_n := FS \cdot \sigma_t = 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varphi_b \cdot q_n = 4.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Bearing.R} := \text{if} (\varphi_b \cdot q_n \geq \sigma_{max}, \text{"OK"}, \text{"Revisar"}) = \text{"OK"}$$

III. VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD SÍSMICA

3.1. Presión de tierra activa sísmica – Mononobe Okabe

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.345 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal (sin desplazamiento)}$$

$$k_h := 0.50 \cdot k_{ho} = 0.173 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico horizontal}$$

$$k_v := 0 \quad \text{Coeficiente de aceleración sísmico vertical}$$

$$\theta := \text{atan} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = 9.787 \text{ deg} \quad \delta := 0 \text{ deg} \quad i := 0 \text{ deg} \quad \beta := 0 \text{ deg}$$

$$K_{ae} := \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos(\theta) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2} = 0.419$$

$$E_{AE} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot W \cdot (1 - k_v) \cdot K_{ae} = 30.292 \text{ tonnef}$$

$$E_a(H) = 22.199 \text{ tonnef}$$

3.2. Verificación por Deslizamiento

$$P_{normal.EQ} := P_{muro} + P_{relleno} + P_{barrera} + P_{relleno.d} = 75.135 \text{ tonnef} \quad P_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} + P_{relleno}) = 12.202 \text{ tonnef}$$

$$E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR} = 36.393 \text{ tonnef} \quad \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR} = 34.401 \text{ tonnef}$$

$$E_{h.EQ} := \max(E_{AE} + 0.50 \cdot P_{IR}, \max(0.50 \cdot E_{AE}, E_a(H)) + P_{IR}) = 36.393 \text{ tonnef}$$

$$E_{p.toe} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot (h_1 + h_3 + h_{sk})^2 \cdot K_p \cdot W = 31.277 \text{ tonnef}$$

$$FS_{sliding.EQ} := \frac{P_{normal.EQ} \cdot \mu + E_{p.toe}}{E_{h.EQ}} = 2.098 \quad \text{if } (FS_{sliding.EQ} \geq 0.75 \cdot 1.50, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

3.3. Verificación por Volteo

$$M_{relleno.d} := P_{relleno.d} \cdot \frac{b_1}{2} = 2.42 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad M_{r.EQ} := M_{muro} + M_{relleno} + M_{barrera} + M_{relleno.d} = 199.811 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Delta E_{AE} := E_{AE} - E_a(H) = 8.093 \text{ tonnef} \quad M_{IR} := k_h \cdot (P_{muro} \cdot Z_{cg.M} + P_{relleno} \cdot Z_{cg.R}) = 48.616 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{AE} := \Delta E_{AE} \cdot (0.60 H) + M_a(H) = 104.171 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR} = 128.479 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR} = 111.514 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{v.EQ} := \max(M_{AE} + 0.50 \cdot M_{IR}, \max(0.50 \cdot M_{AE}, M_a(H)) + M_{IR}) = 128.479 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$FS_{overturning.EQ} := \frac{M_{r.EQ}}{M_{v.EQ}} = 1.555 \quad \text{if } (FS_{overturning.EQ} \geq 0.75 \cdot 2.00, \text{ "OK", "Revisar"}) = \text{ "OK"}$$

Anexo K. Pre dimensionamiento y socavación de los gaviones



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

**RÍO CHOTANO
AGUAS ABAJO**

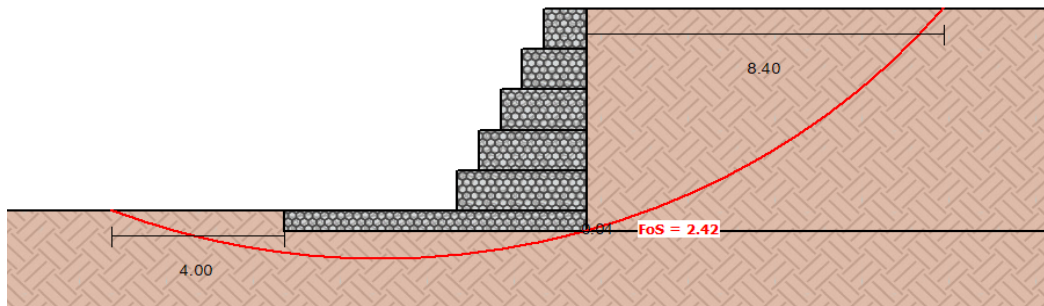
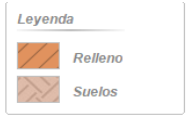
RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA



CÁLCULO DE BORDE LIBRE (BL)

$$BL = \phi \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

ϕ = Coeficiente que depende del caudal máximo

$\phi = 1.2$

(Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán)

V= Velocidad en la sección donde se colocarán los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr = 140 años)

V= 2.24 m

g= Aceleración de la gravedad

g= 9.81m/s²

BL= 0.4m

CÁLCULO DE LA ALTURA DE GAVIÓN (H)

$$H = y + BL$$

H= Altura de gavión

H= 5.4m

y= Tirante medio en la sección a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 140 años.

y= 5.0m

BL= Borde libre.

BL= 0.4m

Según medidas estandar de gaviones se considera:

H= 5.5m

ANCHO DE LA BASE DEL GAVIÓN (B)

Se recomienda el valor del ancho de la base mayor o igual a la mitad del valor de la altura, considerando



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

AGUAS ABAJO

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

las dimensiones de los gaviones comerciales.

$$B \geq \frac{H}{2}$$

H= Altura de gavion

H= 5.5m

B= Ancho de la base del gavion

B= 2.8m

La base del gavion como minimo debe ser de 1.5m, en este caso según medidas estandar para gaviones se considera 3m.

$$B = 3m$$

LONGITUD DE COLCHÓN ANTISOCAVANTE (L)

El manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2014) recomienda que el muro de gavion debe contar con un colchón antisocavante que extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia minima de 1.5 veces la profundidad de la socavación esperada.

$$L \geq 1.5e$$

e= Profundidad máxima de socavación (Tr= 500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion.

L= Longitud del colchón antisocavante

Cálculo de socavacion por el metodo de Lischtvan Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad \alpha = \frac{Q}{B \mu h^3}$$

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$$

Tr = 500 años

Q = Caudal	640.500 m ³ /s
B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal contraída	33.63 m
h = Tirante antes de el agua	5 m
μ = Factor de corrección por contracción del cauce (es 1 debido a que no ay obstrucciones en e	1.000
φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.000
γd= Peso especific del sedimento del lecho	1.96 T/m ³
β = Coeficiente de frecuencia	1.050
x = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula de lecho	0.275
A = Area de la seccion en analisis contraída (A = Q/V)	285.938 m ²
V = Velocidad (para hallar μ.)	2.24
α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas	1.3
Hs = Tirante despues de producirse la socavacion	7.77 m

e = Socavacion general en la sección

$$(e = H_s - h)$$

2.77 m



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

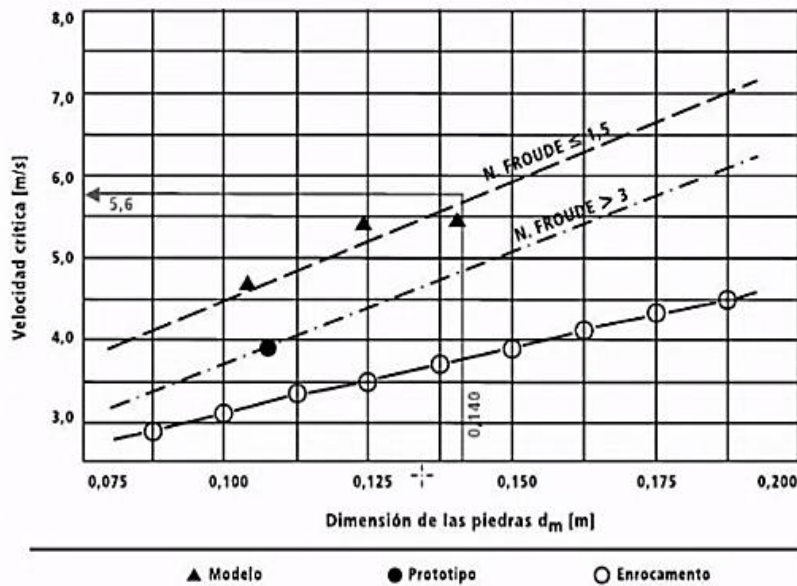
**RÍO CHOTANO
 AGUAS ABAJO**

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO
UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
 Provincia: CHOTA
 Región: CAJAMARCA

e= Profundidad máxima de socavación (Tr=500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion 2.77 m
L= Longitud del colchón antisocavante **4.16 m**

CÁLCULO DE DIAMETRO MEDIO DE LAS PIEDRAS (Dm)



Nota: Revestimiento de canales y cueros de agua - Manual técnico (Maccaferri, 2017)

Con ayuda de la imagen podemos calcular el diámetro medio de las piedras

Vc= Velocidad en la seccion critica donde se emplazara los gaviones 2.24 m/s
 (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr= 500 años)
 Yc= tirante en la seccion critica a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr=500 años) 5 m
 Fr= numero de froude fr (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr=500 años) 0.73

Con estos datos y viendo en la gráfica se obtien un diámetro medio **Dm= 0.15 m**

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN DE ANTISOCAVACIÓN (S)

De los resultados de velocidad obtenidos en el modelamiento del rio se observa que las velocidades del flujo tienen como máximo un valor de 2.24 m/s,



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

AGUAS ABAJO

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

Vc= Velocidad en la seccion critica donde se emplazara los gaviones
(se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr= 500 años)

S= Espesor del Colchon Antisocavación.

S= 0.40 m

Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

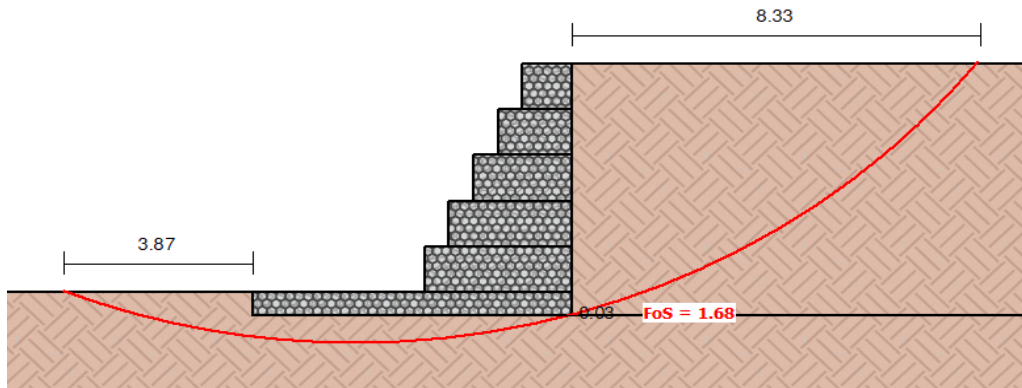
RÍO CHOTANO

KM 1+120 - KM 1+180

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
 Provincia: CHOTA
 Región: CAJAMARCA



CÁLCULO DE BORDE LIBRE (BL)

$$BL = \phi \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

ϕ = Coeficiente que depende del caudal máximo

$\phi = 1.2$

(Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán)

V= Velocidad en la sección donde se colocarán los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr = 140 años)

V= 2.24 m

g= Aceleración de la gravedad

g= 9.81m/s²

BL= 0.4m

CÁLCULO DE LA ALTURA DE GAVIÓN (H)

$$H = y + BL$$

H= Altura de gavión

H= 4.9m

y= Tirante medio en la sección a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 140 años.

y= 4.5m

BL= Borde libre.

BL= 0.4m

Según medidas estandar de gaviones se considera:

H= 5.0m

ANCHO DE LA BASE DEL GAVIÓN (B)

Se recomienda el valor del ancho de la base mayor o igual a la mitad del valor de la altura, considerando



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+120 - KM 1+180

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA

las dimensiones de los gaviones comerciales.

$$B \geq \frac{H}{2}$$

H= Altura de gavion

H= 5.0m

B= Ancho de la base del gavion

B= 2.5m

La base del gavion como minimo debe ser de 1.5m, en este caso según medidas estandar para gaviones se considera 3m.

$$B= 3m$$

LONGITUD DE COLCHÓN ANTISOCAVANTE (L)

El manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2014) recomienda que el muro de gavion debe contar con un colchón antisocavante que extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia minima de 1.5 veces la profundidad de la socavación esperada.

$$L \geq 1.5e$$

e= Profundidad máxima de socavación (Tr= 500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion.

L= Longitud del colchón antisocavante

Cálculo de socavacion por el metodo de Lischvan Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad \alpha = \frac{Q}{B \mu h^{5/3}}$$

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$$

Tr = 500 años

Q = Caudal	640.500 m ³ /s
B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal contraída	34.50 m
h = Tirante antes de el agua	5.4 m
μ = Factor de corrección por contracción del cauce (es 1 debido a que no ay obstrucciones en el	1.000
φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.000
γd= Peso especific del sedimento del lecho	1.96 T/m ³
β = Coeficiente de frecuencia	1.050
x = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula de lecho	0.275
A = Area de la seccion en analisis contraída (A = Q/V)	285.938 m ²
V = Velocidad (para hallar μ.)	2.24
α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas	1.1170
Hs = Tirante despues de producirse la socavacion	<u>7.620 m</u>



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $T_r=140$ años.

RÍO CHOTANO

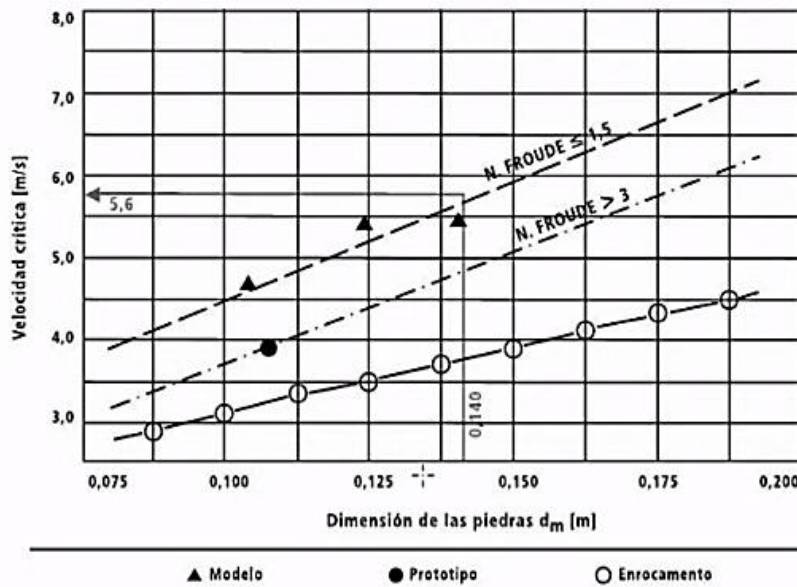
KM 1+120 - KM 1+180

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO
UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
 Provincia: CHOTA
 Región: CAJAMARCA

e = Socavacion general en la sección	(e = Hs - h)	2.220 m
e= Profundidad máxima de socavación (Tr=500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion		2.220 m
L= Longitud del colchón antisocavante		3.33 m
	Asumiendo	3.5 m

CÁLCULO DE DIAMETRO MEDIO DE LAS PIEDRAS (Dm)



Nota: Revestimiento de canales y cursos de agua - Manual técnico (Maccaferri, 2017)

Con ayuda de la imagen podemos calcular el diametro medio de las piedras

Vc= Velocidad en la seccion critica donde se emplazara los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r= 500$ años)	4.46 m/s
Yc= tirante en la seccion critica a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r=500$ años)	5.4 m
Fr= numero de froude fr (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r=500$ años)	0.79

Con estos datos y viendo en la gráfica se obtien un diametro medio **Dm= 0.1 m**

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN DE ANTISOCAVACIÓN (S)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO
CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $T_r=140$ años.

RÍO CHOTANO

KM 1+120 - KM 1+180

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA

De los resultados de velocidad obtenidos en el modelamiento del río se observa que las velocidades del flujo tienen como máximo un valor de 2.24 m/s,

V_c = Velocidad en la sección crítica donde se emplazara los gaviones
(se obtiene de la simulación en HEC-RAS para $T_r= 500$ años)

S = Espesor del Colchon Antisocavación.

$S= 0.50$ m

Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

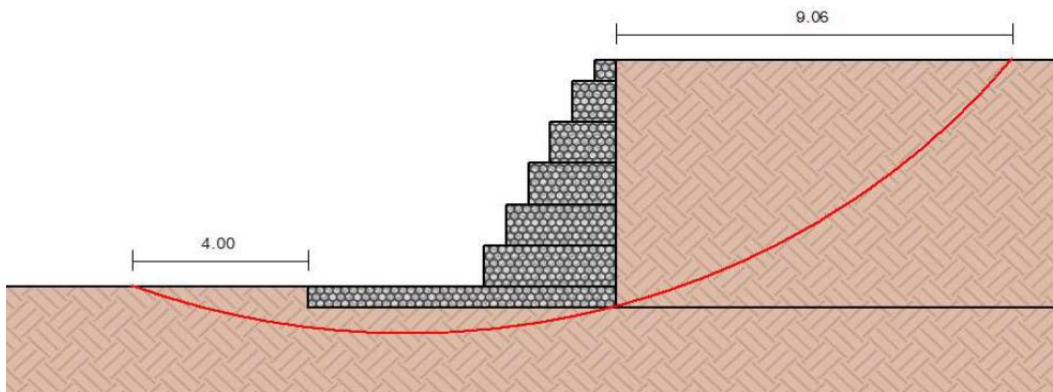
RÍO CHOTANO

KM 1+080 - KM 1+100

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA



CÁLCULO DE BORDE LIBRE (BL)

$$BL = \phi \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

ϕ = Coeficiente que depende del caudal máximo

$\phi = 1.2$

(Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán)

V= Velocidad en la sección donde se colocarán los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr = 140 años)

V= 2.24 m

g= Aceleración de la gravedad

g= 9.81m/s²

BL= 0.4m

CÁLCULO DE LA ALTURA DE GAVIÓN (H)

$$H = y + BL$$

H= Altura de gavión

H= 5.4m

y= Tirante medio en la sección a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 140 años.

y= 5.0m

BL= Borde libre.

BL= 0.4m

Según medidas estandar de gaviones se considera:

H= 5.5m

ANCHO DE LA BASE DEL GAVIÓN (B)

Se recomienda el valor del ancho de la base mayor o igual a la mitad del valor de la altura, considerando



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+080 - KM 1+100

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA

las dimensiones de los gaviones comerciales.

$$B \geq \frac{H}{2}$$

H= Altura de gavion

H= 5.5m

B= Ancho de la base del gavion

B= 2.8m

La base del gavion como minimo debe ser de 1.5m, en este caso según medidas estandar para gaviones se considera 3m.

$$B= 3m$$

LONGITUD DE COLCHÓN ANTISOCAVANTE (L)

El manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2014) recomienda que el muro de gavion debe contar con un colchón antisocavante que extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia minima de 1.5 veces la profundidad de la socavación esperada.

$$L \geq 1.5e$$

e= Profundidad máxima de socavación (Tr= 500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion.

L= Longitud del colchón antisocavante

Cálculo de socavacion por el metodo de Lischtvan Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad \alpha = \frac{Q}{B \mu h^{5/3}}$$

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$$

Tr = 500 años

Q = Caudal	640.500 m ³ /s
B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal contraída	30.1 m
h = Tirante antes de el agua	5.9 m
μ = Factor de corrección por contracción del cauce (es 1 debido a que no ay obstrucciones en el	1.000
φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.000
γd= Peso especific del sedimento del lecho	1.96 T/m ³
β = Coeficiente de frecuencia	1.050
x = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula de lecho	0.275
A = Area de la seccion en analisis contraída (A = Q/V)	285.938 m ²
V = Velocidad (para hallar μ.)	2.24
α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas	1.10
Hs = Tirante despues de producirse la socavacion	<u>8.48 m</u>



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $T_r=140$ años.

RÍO CHOTANO

KM 1+080 - KM 1+100

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

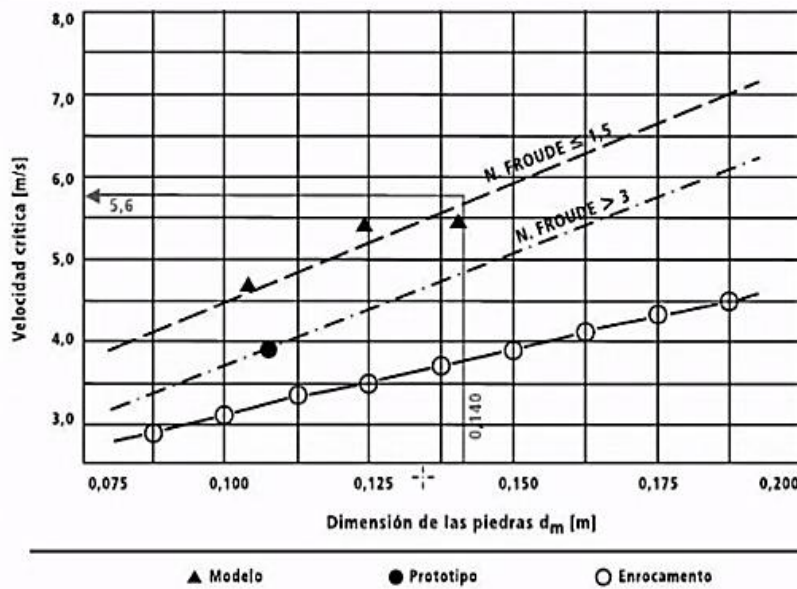
UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

e = Socavacion general en la sección	(e = Hs - h)	2.583 m
e= Profundidad máxima de socavación (Tr=500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion		2.583 m
L= Longitud del colchón antisocavante		3.87 m
	Asumiendo	4 m

CÁLCULO DE DIAMETRO MEDIO DE LAS PIEDRAS (Dm)



Nota: Revestimiento de canales y cueros de agua - Manual técnico (Maccaferri, 2017)

Con ayuda de la imagen podemos calcular el diametro medio de las piedras

Vc= Velocidad en la seccion critica donde se emplazara los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r= 500$ años)	3.78 m/s
Yc= tirante en la seccion critica a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r=500$ años)	5.9 m
Fr= numero de froude fr (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $T_r=500$ años)	0.55

Con estos datos y viendo en la gráfica se obtien un diametro medio **Dm= 0.1 m**

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN DE ANTISOCAVACIÓN (S)

De los resultados de velocidad obtenidos en el modelamiento del rio se observa que las velocidades del flujo tienen



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO
CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $T_r=140$ años.

RÍO CHOTANO

KM 1+080 - KM 1+100

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA

como máximo un valor de 2.24 m/s,

V_c = Velocidad en la sección crítica donde se emplazara los gaviones
(se obtiene de la simulación en HEC-RAS para $T_r= 500$ años)

S = Espesor del Colchon Antisocavación.

$S= 0.50$ m

Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+040 - KM 1+060

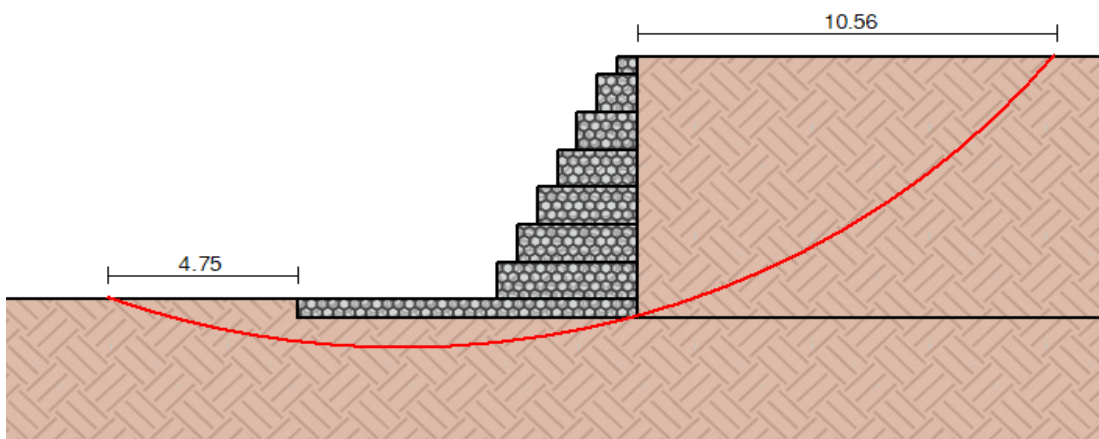
RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA



CÁLCULO DE BORDE LIBRE (BL)

$$BL = \phi \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

ϕ = Coeficiente que depende del caudal máximo

$\phi = 1.2$

(Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán)

V= Velocidad en la sección donde se colocarán los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr = 140 años)

V= 2.24 m

g= Aceleración de la gravedad

g= 9.81m/s²

BL= 0.4m

CÁLCULO DE LA ALTURA DE GAVIÓN (H)

$$H = y + BL$$

H= Altura de gavión

H= 6.2m

y= Tirante medio en la sección a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 140 años.

y= 5.8m

BL= Borde libre.

BL= 0.4m

Según medidas estandar de gaviones se considera:

H= 6.5m

ANCHO DE LA BASE DEL GAVIÓN (B)

Se recomienda el valor del ancho de la base mayor o igual a la mitad del valor de la altura, considerando



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+040 - KM 1+060

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

las dimensiones de los gaviones comerciales.

$$B \geq \frac{H}{2}$$

H= Altura de gavion

H= 6.5m

B= Ancho de la base del gavion

B= 3.3m

La base del gavion como minimo debe ser de 1.5m, en este caso según medidas estandar para gaviones se considera 3m.

B= 3.5m

LONGITUD DE COLCHÓN ANTISOCAVANTE (L)

El manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2014) recomienda que el muro de gavion debe contar con un colchón antisocavante que extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia minima de 1.5 veces la profundidad de la socavación esperada.

$$L \geq 1.5e$$

e= Profundidad máxima de socavación (Tr= 500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion.

L= Longitud del colchón antisocavante

Cálculo de socavacion por el metodo de Lischtvan Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad \alpha = \frac{Q}{B \mu h^{5/3}}$$

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$$

Tr = 500 años

Q = Caudal	640.500 m ³ /s
B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal contraída	24.5 m
h = Tirante antes de el agua	6.7 m
μ = Factor de corrección por contracción del cauce (es 1 debido a que no ay obstrucciones en e	1.000
φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.000
γ _d = Peso especific del sedimento del lecho	1.96 T/m ³
β = Coeficiente de frecuencia	1.050
x = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula de lecho	0.28
A = Area de la seccion en analisis contraída (A = Q/V)	285.938 m ²
V = Velocidad (para hallar μ.)	2.24
α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas	1.10
H _s = Tirante despues de producirse la socavacion	<u>9.98 m</u>



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $Tr=140$ años.

RÍO CHOTANO

KM 1+040 - KM 1+060

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

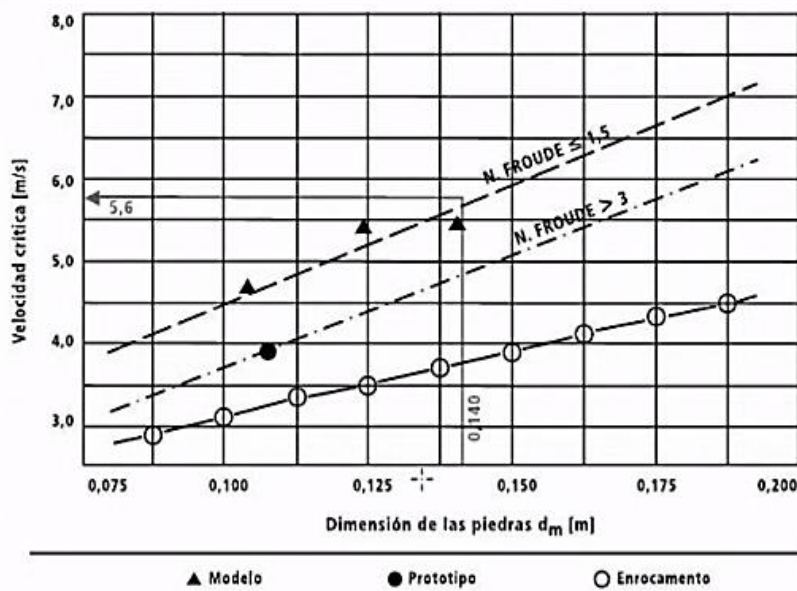
UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

$e =$ Socavacion general en la sección	$(e = H_s - h)$	3.28 m
$e =$ Profundidad máxima de socavación ($Tr=500$ años) en la seccion donde se emplazara el gavion		3.279 m
$L =$ Longitud del colchón antisocavante		4.92 m
	Asumiendo	5 m

CÁLCULO DE DIAMETRO MEDIO DE LAS PIEDRAS (D_m)



Nota: Revestimiento de canales y cursos de agua - Manual técnico (Maccaferri, 2017)

Con ayuda de la imagen podemos calcular el diametro medio de las piedras

$V_c =$ Velocidad en la seccion critica donde se emplazara los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $Tr= 500$ años)	3.74 m/s
$Y_c =$ tirante en la seccion critica a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $Tr=500$ años)	6.7 m
$Fr =$ numero de froude fr (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para $Tr=500$ años)	0.53

Con estos datos y viendo en la gráfica se obtien un diametro medio $D_m = 0.1$ m

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN DE ANTISOCAVACIÓN (S)

De los resultados de velocidad obtenidos en el modelamiento del rio se observa que las velocidades del flujo tienen



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO
CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+040 - KM 1+060

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

como máximo un valor de 2.24 m/s,

V_c= Velocidad en la sección crítica donde se emplazara los gaviones
(se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 500 años)

S= Espesor del Colchon Antisocavación.

S= 0.50 m

Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

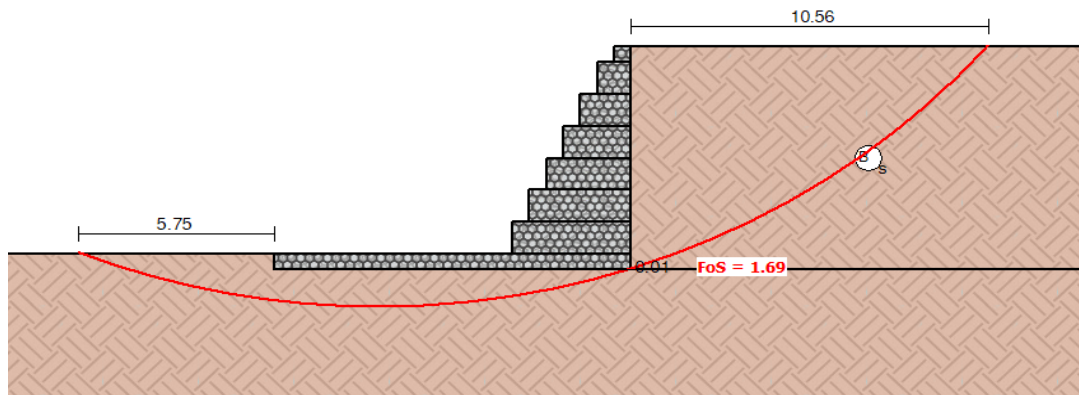
RÍO CHOTANO

KM 1+023.80 - KM 1+026.80

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA



CÁLCULO DE BORDE LIBRE (BL)

$$BL = \phi \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

ϕ = Coeficiente que depende del caudal máximo

$\phi = 1.2$

(Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán)

V= Velocidad en la sección donde se colocarán los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr = 140 años)

V= 2.24 m

g= Aceleración de la gravedad

g= 9.81m/s²

BL= 0.4m

CÁLCULO DE LA ALTURA DE GAVIÓN (H)

$$H = y + BL$$

H= Altura de gavión

H= 6.4m

y= Tirante medio en la sección a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulación en HEC-RAS para Tr= 140 años.

y= 6.0m

BL= Borde libre.

BL= 0.4m

Según medidas estandar de gaviones se considera:

H= 6.0m

ANCHO DE LA BASE DEL GAVIÓN (B)

Se recomienda el valor del ancho de la base mayor o igual a la mitad del valor de la altura, considerando



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+023.80 - KM 1+026.80

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

las dimensiones de los gaviones comerciales.

$$B \geq \frac{H}{2}$$

H= Altura de gavion

H= 6.5m

B= Ancho de la base del gavion

B= 3.3m

La base del gavion como minimo debe ser de 1.5m, en este caso según medidas estandar para gaviones se considera 3m.

B= 3.5m

LONGITUD DE COLCHÓN ANTISOCAVANTE (L)

El manual de hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2014) recomienda que el muro de gavion debe contar con un colchón antisocavante que extienda horizontalmente sobre la orilla una distancia minima de 1.5 veces la profundidad de la socavación esperada.

$$L \geq 1.5e$$

e= Profundidad máxima de socavación (Tr= 500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion.

L= Longitud del colchón antisocavante

Cálculo de socavacion por el metodo de Lischvan Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1+x} \quad \alpha = \frac{Q}{B \mu h^{5/3}}$$

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ T/m}^3$$

Tr = 500 años

Q = Caudal	640.500 m ³ /s
B = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal contraída	20.3 m
h = Tirante antes de el agua	7 m
μ = Factor de corrección por contracción del cauce (es 1 debido a que no ay obstrucciones en e)	1.000
φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.	1.000
γ _d = Peso especific del sedimento del lecho	1.96 T/m ³
β = Coeficiente de frecuencia	1.050
x = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula de lecho	0.28
A = Area de la seccion en analisis contraída (A = Q/V)	285.938 m ²
V = Velocidad (para hallar μ.)	2.24
α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas	1.2
H _s = Tirante despues de producirse la socavacion	<u>11.56 m</u>



DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES Tr=140 años.

RÍO CHOTANO

KM 1+023.80 - KM 1+026.80

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

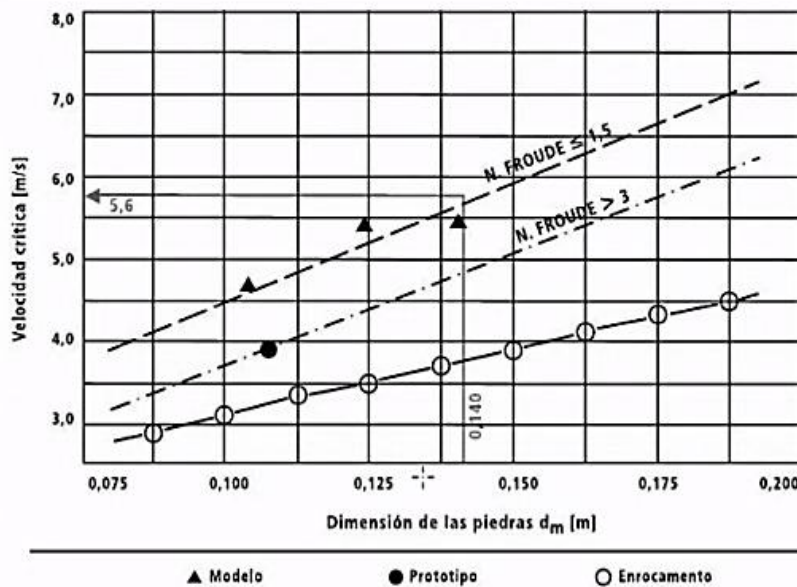
UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA

Provincia: CHOTA

Región: CAJAMARCA

e = Socavacion general en la sección	(e = Hs - h)	4.56 m
e= Profundidad máxima de socavación (Tr=500 años) en la seccion donde se emplazara el gavion		4.56 m
L= Longitud del colchón antisocavante		6.83 m
	Asumiendo	7 m

CÁLCULO DE DIAMETRO MEDIO DE LAS PIEDRAS (Dm)



Nota: Revestimiento de canales y curos de agua - Manual técnico (Maccaferri, 2017)

Con ayuda de la imagen podemos calcular el diametro medio de las piedras

Vc= Velocidad en la sección crítica donde se emplazara los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr= 500 años)	3.78 m/s
Yc= tirante en la seccion crítica a proyectar los gaviones (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr=500 años)	7 m
Fr= numero de froude fr (se obtiene de la simulacion en HEC-RAS para Tr=500 años)	0.52

Con estos datos y viendo en la gráfica se obtien un diametro medio **Dm= 0.1 m**

CÁLCULO DEL ESPESOR DEL COLCHÓN DE ANTISOCAVACIÓN (S)

De los resultados de velocidad obtenidos en el modelamiento del rio se observa que las velocidades del flujo tienen



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO
CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

DISEÑO HIDRAULICO DE GAVIONES $T_r=140$ años.

RÍO CHOTANO

KM 1+023.80 - KM 1+026.80

RESPONSABLE:

CUENCA: RÍO CHOTANO

UBICACIÓN: Distrito: COCHABAMBA
Provincia: CHOTA
Región: CAJAMARCA

como máximo un valor de 2.24 m/s,

V_c = Velocidad en la sección crítica donde se emplazara los gaviones
(se obtiene de la simulación en HEC-RAS para $T_r= 500$ años)

S = Espesor del Colchon Antisocavación.

$S= 0.50$ m

Nota: Diseño y construcción de defensas Ribereñas - Rubén Terán

Anexo L. Análisis de estabilidad de los gaviones

Informaciones del Proyecto

Título	Ciente	Descripción
Número	Diseñador	
		Comentarios

Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	0.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	23.00
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	2.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.61
Ángulo de fricción del suelo [°]	32.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
-------	--------------------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	0.50
Largo horiz. en la fundación [m]	4.20
Inclinación de la de fundación [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.20
Ángulo de fricción del suelo [°]	33.09
Cohesión del suelo [kN/m ²]	10.79
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
--------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trazo [kN/m ²]	q1
Segundo trazo [kN/m ²]	q2

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 2 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 3 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
--------------------	------

Inclinación del primer trazo [°]	0.00
----------------------------------	------

Largo del primer trazo [m]	0.00
----------------------------	------

Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
-----------------------------------	------

Largo del segundo trazo [m]	0.00
-----------------------------	------

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.00
-------------------------	------

Coefficiente Vertical	0.00
-----------------------	------

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

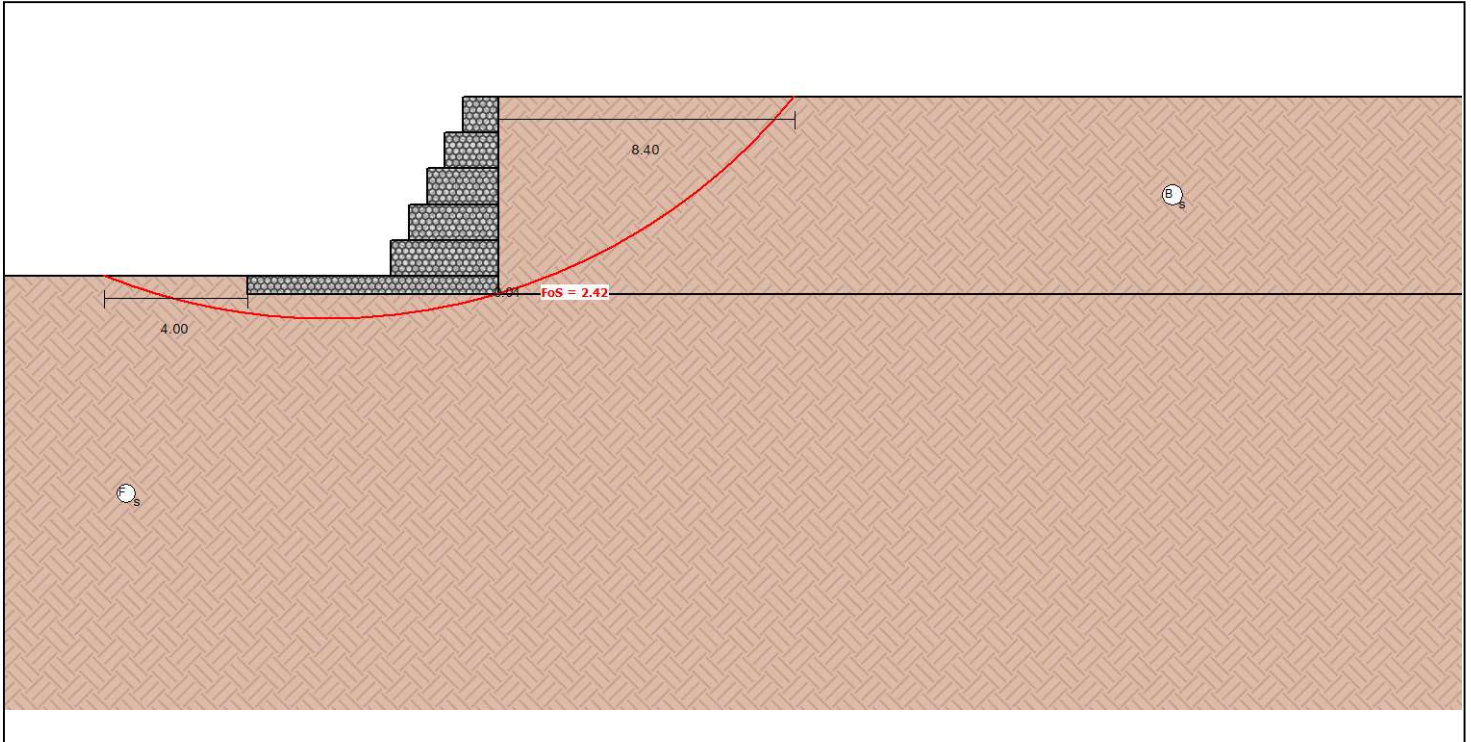
Mesh

Gabion POLIMAC™ 80/410	GSC 0.5	GSC 1.0
	978	489

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Analisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	81.86
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	7.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	1.83
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	30.40
Empuje Pasivo [kN/m]	28.08
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	0.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.23
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base [kN/m]	258.77
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	5.06
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.00
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	70.61
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	234.48
Deslizamiento	3.32

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	129.45
Momento Resistente [kN/m x m]	1439.41
Vuelco	11.12

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	-1.56
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	34.08
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	0.00
Tensión última de la fundación[kN/m ²]	2146.37
Tension de la Base izq.	62.98
Tension de la Base der.	-

Cuidado!!: La base no es totalmente utilizada!

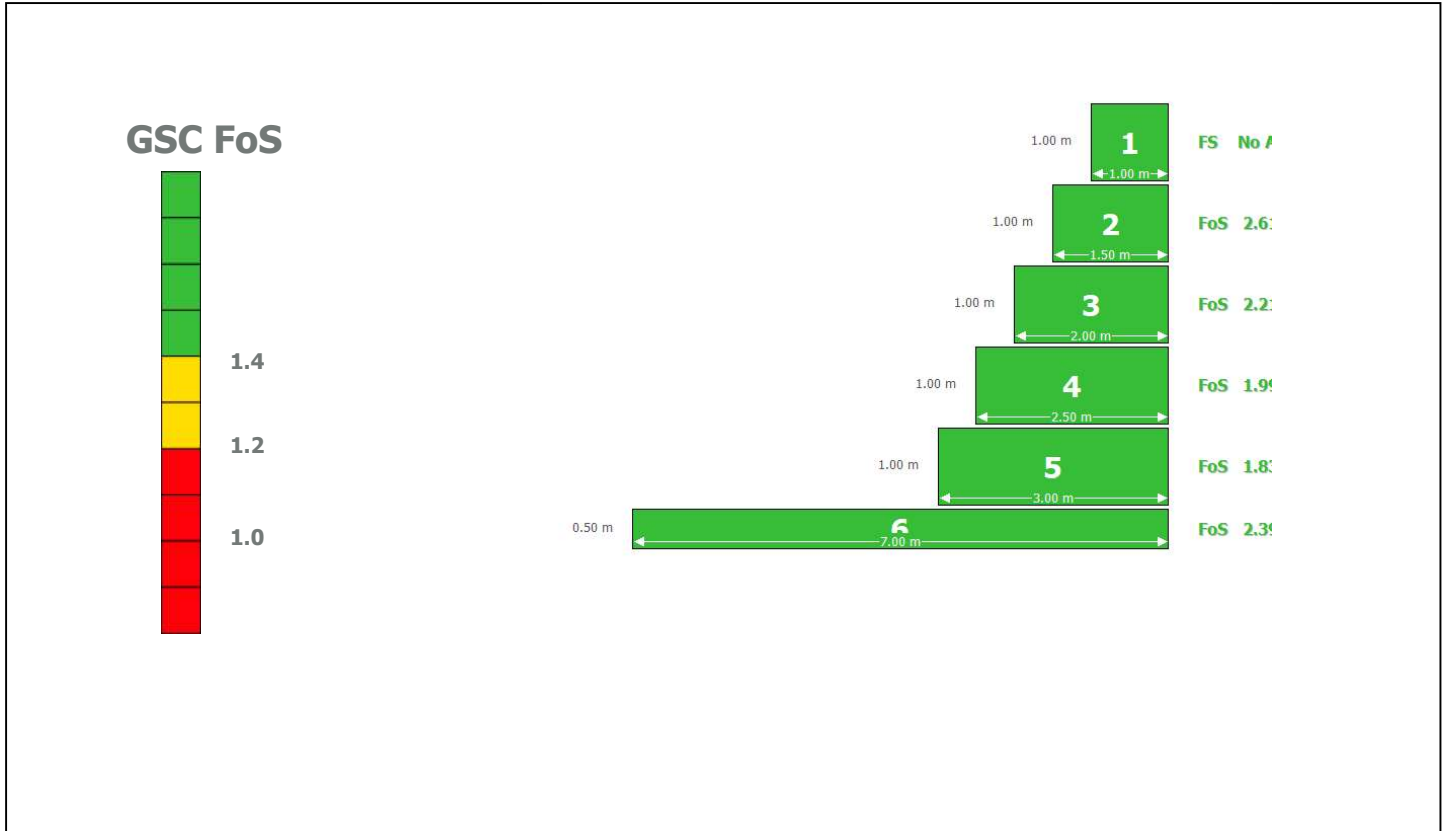
Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.22
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	16.11
Global	2.42

● Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuelco	FS para Deslizamiento	FS - Tension de la Base izq.	FS - Tension de la Base der.	Global FS Global
FoS 11.12	FoS 3.32	FoS 62.98	FoS -	FoS 2.42

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	1.00	17.47	2.33	8.64	2.33	36.99	15.88	17.66	510.79	28.92
2	2.00	45.73	9.34	36.20	6.22	50.00	8.04	28.88	510.79	17.69
3	3.00	84.77	21.01	90.18	10.50	61.90	5.90	39.85	510.79	12.82
4	4.00	134.61	37.35	178.06	14.94	73.36	4.91	50.88	510.79	10.04
5	5.00	195.24	58.35	307.33	19.45	84.59	4.35	62.01	510.79	8.24

Informaciones del Proyecto

Título	Ciente	Descripción
Número	Diseñador	
		Comentarios

Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	0.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	23.00
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer tramo [°]	0.00
Largo del primer tramo [m]	2.00
Inclinación del segundo tramo [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.61
Ángulo de fricción del suelo [°]	32.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
-------	--------------------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	0.50
Largo horiz. en la fundación [m]	4.20
Inclinación de la de fundación [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.20
Ángulo de fricción del suelo [°]	33.09
Cohesión del suelo [kN/m ²]	10.79
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
--------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer tramo [kN/m ²]	q1
Segundo tramo [kN/m ²]	q2

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 2 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 3 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Datos sobre la napa freática

Altura inicial[m]	0.00
-------------------	------

Inclinación del primer tramo [°]	0.00
----------------------------------	------

Largo del primer tramo [m]	0.00
----------------------------	------

Inclinación del segundo tramo [°]	0.00
-----------------------------------	------

Largo del segundo tramo [m]	0.00
-----------------------------	------

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.00
-------------------------	------

Coefficiente Vertical	0.00
-----------------------	------

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh

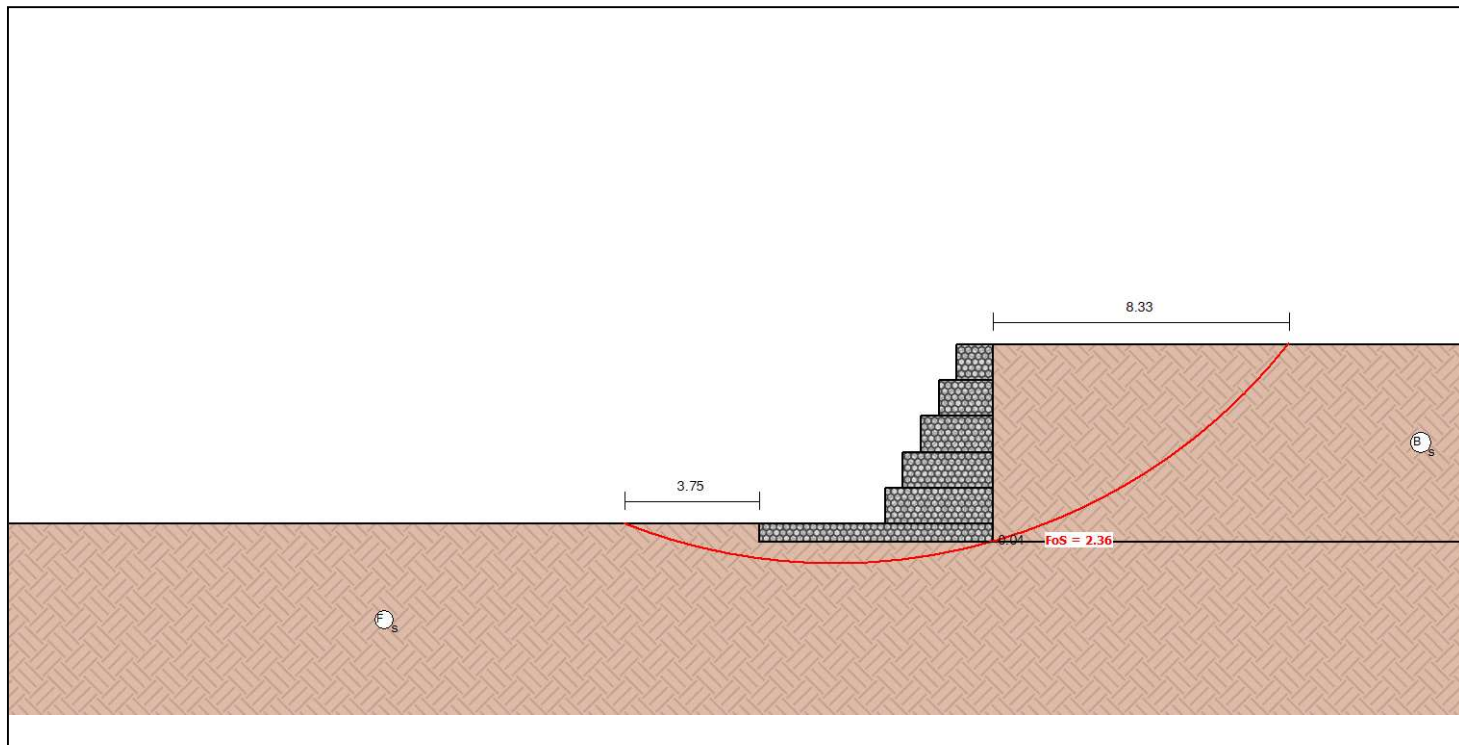
Gabion POLIMAC™ 80/410	GSC 0.5	GSC 1.0
------------------------	---------	---------

	978	489
--	-----	-----

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Analisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	81.86
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	6.50
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	1.83
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	30.40
Empuje Pasivo [kN/m]	28.08
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	0.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.23
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base [kN/m]	254.75
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	4.64
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.00
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	70.61
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	229.15
Deslizamiento	3.25

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	129.45
Momento Resistente [kN/m x m]	1311.03
Vuelco	10.13

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	-1.39
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	36.62
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	0.00
Tensión última de la fundación[kN/m ²]	2033.59
Tension de la Base izq.	55.54
Tension de la Base der.	-

Cuidado!!: La base no es totalmente utilizada!

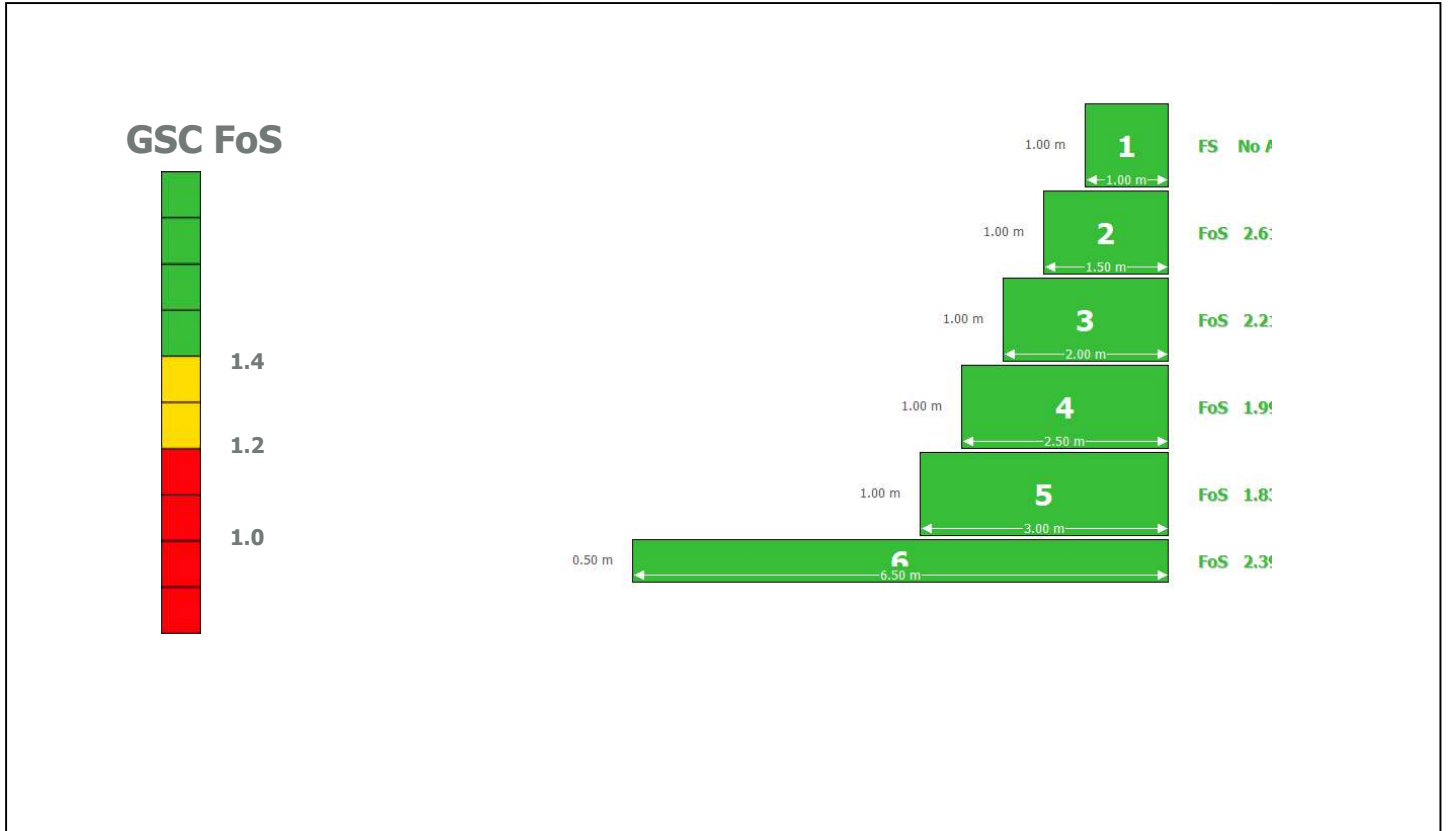
Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.12
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	15.51
Global	2.36

● Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuelco	FS para Deslizamiento	FS - Tension de la Base izq.	FS - Tension de la Base der.	Global FS Global
FoS 10.13	FoS 3.25	FoS 55.54	FoS -	FoS 2.36

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	1.00	17.47	2.33	8.64	2.33	36.99	15.88	17.66	510.79	28.92
2	2.00	45.73	9.34	36.20	6.22	50.00	8.04	28.88	510.79	17.69
3	3.00	84.77	21.01	90.18	10.50	61.90	5.90	39.85	510.79	12.82
4	4.00	134.61	37.35	178.06	14.94	73.36	4.91	50.88	510.79	10.04
5	5.00	195.24	58.35	307.33	19.45	84.59	4.35	62.01	510.79	8.24

Informaciones del Proyecto

Título	Ciente	Descripción
Número	Diseñador	

Comentarios

Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	0.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	23.00
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	2.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.61
Ángulo de fricción del suelo [°]	32.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
-------	--------------------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	0.50
Largo horiz. en la fundación [m]	4.20
Inclinación de la de fundación [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.20
Ángulo de fricción del suelo [°]	33.09
Cohesión del suelo [kN/m ²]	10.79
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
--------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trazo [kN/m ²]	q1
Segundo trazo [kN/m ²]	q2

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 2 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Carga 3 [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]

Dist. al tope del muro [m]

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	0.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Largo del segundo trazo [m]	0.00

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.15
Coefficiente Vertical	0.00

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

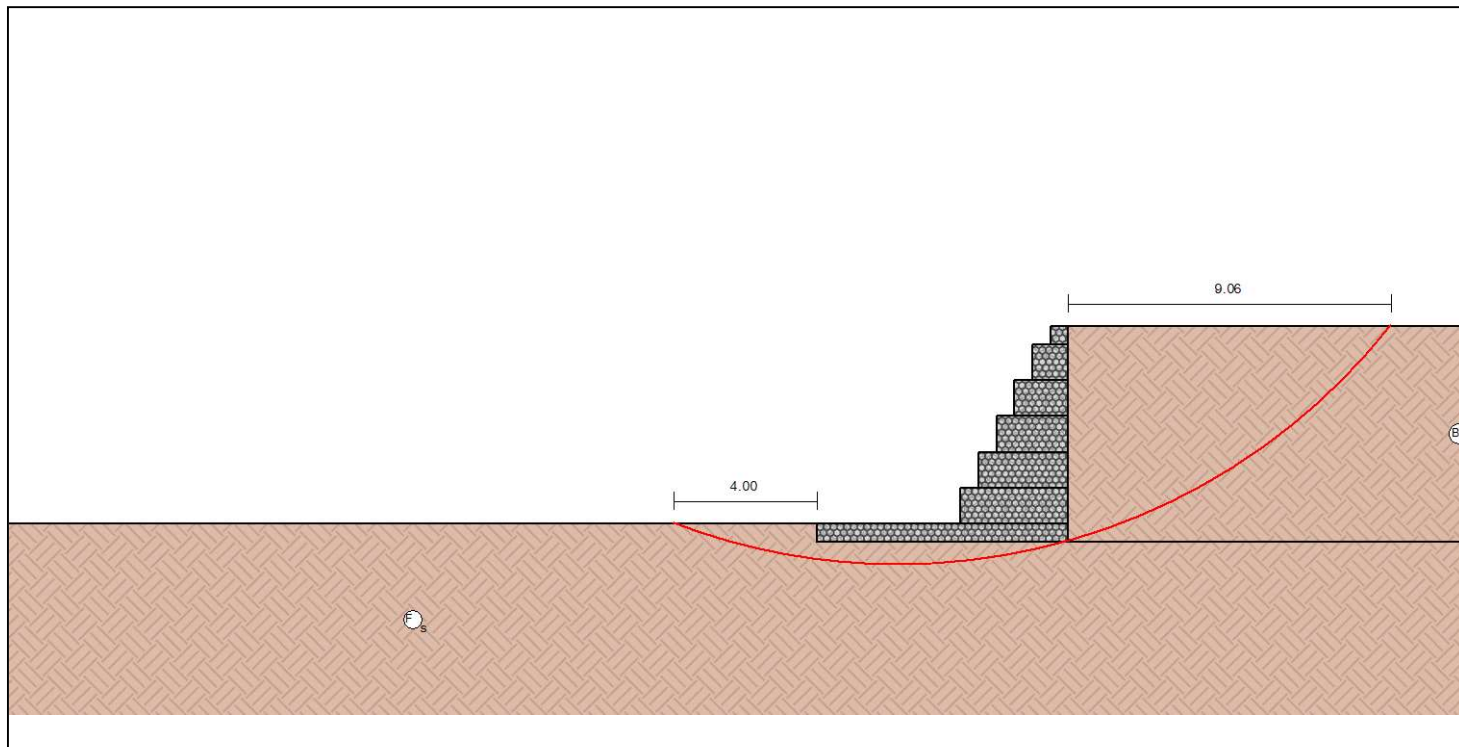
Mesh

Gabion POLIMAC™ 80/410	GSC 0.5	GSC 1.0
	978	489

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Analisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	137.76
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	7.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	2.74
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	30.40
Empuje Pasivo [kN/m]	28.08
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	0.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.23
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base [kN/m]	291.09
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	4.37
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.00
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	152.03
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	255.53
Deslizamiento	1.68

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	391.43
Momento Resistente [kN/m x m]	1664.60
Vuelco	4.25

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	-0.87
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	10.44
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	72.73
Tensión última de la fundación[kN/m ²]	1714.29
Tension de la Base izq.	164.25
Tension de la Base der.	23.57

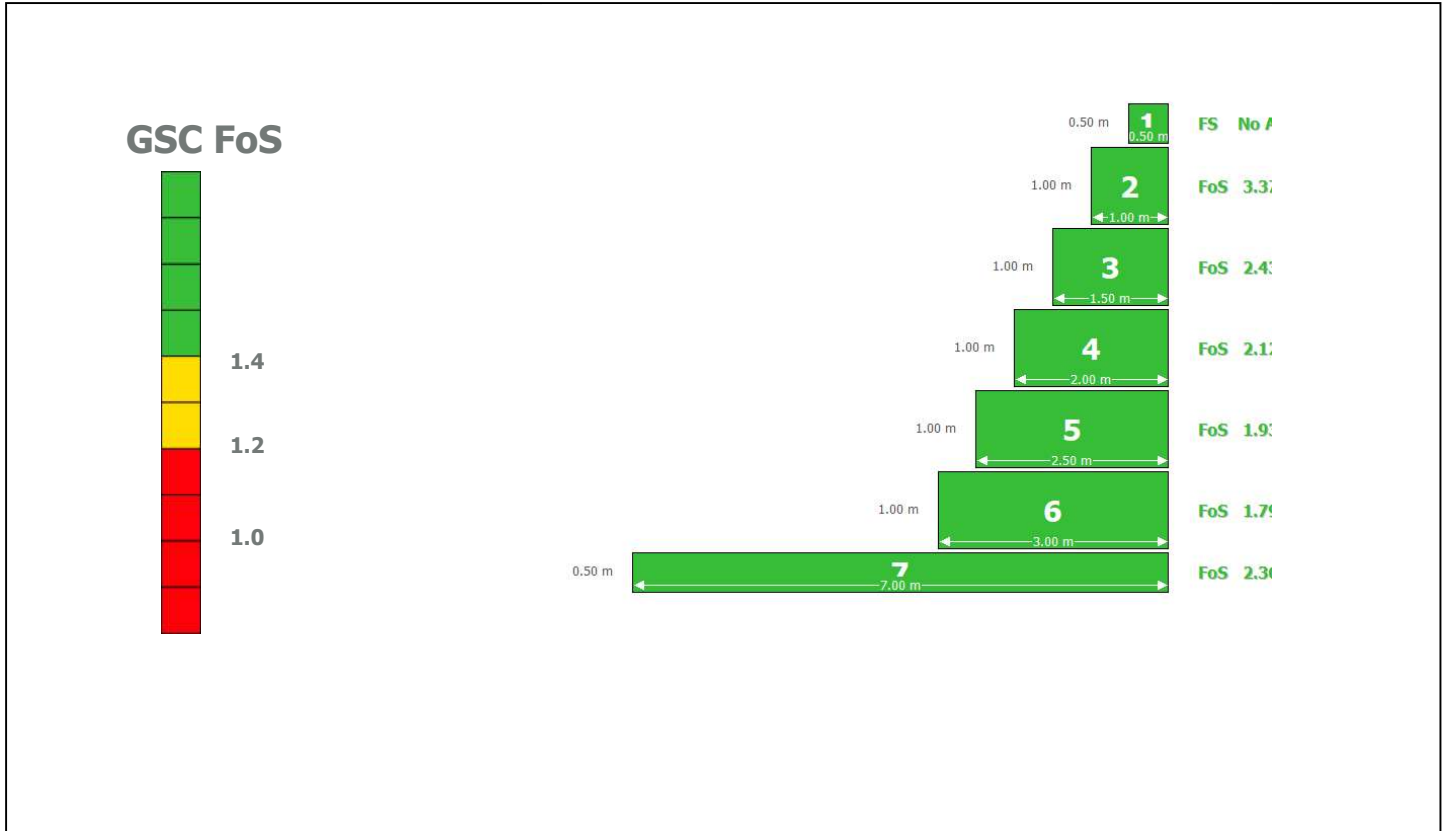
Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.26
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	16.87
Global	1.63

● Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuelco

FoS 4.25

FS para Deslizamiento

FoS 1.68

FS - Tension de la Base izq.

FoS 164.25

FS - Tension de la Base der.

FoS 23.57

Global

FS Global

FoS 1.63

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.50	4.51	1.43	0.91	2.86	39.42	13.78	11.18	510.79	45.69
2	1.50	24.48	10.45	8.38	10.45	44.00	4.21	35.77	510.79	14.28
3	2.50	56.38	27.27	27.06	18.18	57.10	3.14	58.72	510.79	8.70
4	3.50	100.20	51.90	60.57	25.95	69.61	2.68	82.87	510.79	6.16
5	4.50	155.94	84.35	112.52	33.74	81.89	2.43	108.06	510.79	4.73
6	5.50	223.60	124.60	186.52	41.53	94.05	2.26	134.03	510.79	3.81

Informaciones del Proyecto

Título	Cliente	Descripción
Número	Diseñador	
		Comentarios

Datos Iniciales

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	0.00
Peso esp. de las piedras [kN/m ³]	23.00
Porosidad de los gaviones [%]	30.00
Geotextil en el terraplén	Si
Reducción en la fricción [%]	5.00
Geotextil en la base	No
Reducción en la fricción [%]	0.00

Datos sobre el suelo del terraplén

Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	2.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.61
Ángulo de fricción del suelo [°]	32.00
Cohesión del suelo [kN/m ²]	0.00

Layer	Altura inicial [m]	Inclinación deg	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
-------	--------------------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación [m]	0.50
Largo horiz. en la fundación [m]	4.20
Inclinación de la de fundación [°]	0.00
Peso específico del suelo [kN/m ³]	19.20
Ángulo de fricción del suelo [°]	33.09
Cohesión del suelo [kN/m ²]	10.79
Presión aceptable en la fundación [kN/m ²]	
Nivel del agua [m]	

Camada	Profundidad [m]	Peso específico [kN/m ³]	Cohesión [kN/m ²]	Ángulo fricción [deg]
--------	-----------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén

Primer trazo [kN/m ²]	q1
Segundo trazo [kN/m ²]	q2

Cargas distribuidas sobre el muro

Carga [kN/m ²]	
----------------------------	--

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]

Carga 2 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]

Carga 3 [kN/m]	
----------------	--

Dist. al tope del muro [m]

Línea de carga sobre el muro

Carga [kN/m]	
--------------	--

Dist. al tope del muro [m]

Datos sobre la napa freática

Altura inicial [m]	0.00
Inclinación del primer trazo [°]	0.00
Largo del primer trazo [m]	0.00
Inclinación del segundo trazo [°]	0.00
Largo del segundo trazo [m]	0.00

Datos sobre efectos sísmicos

Coefficiente Horizontal	0.15
Coefficiente Vertical	0.00

Producto

Ambiente	Low Aggressive
----------	----------------

Mesh

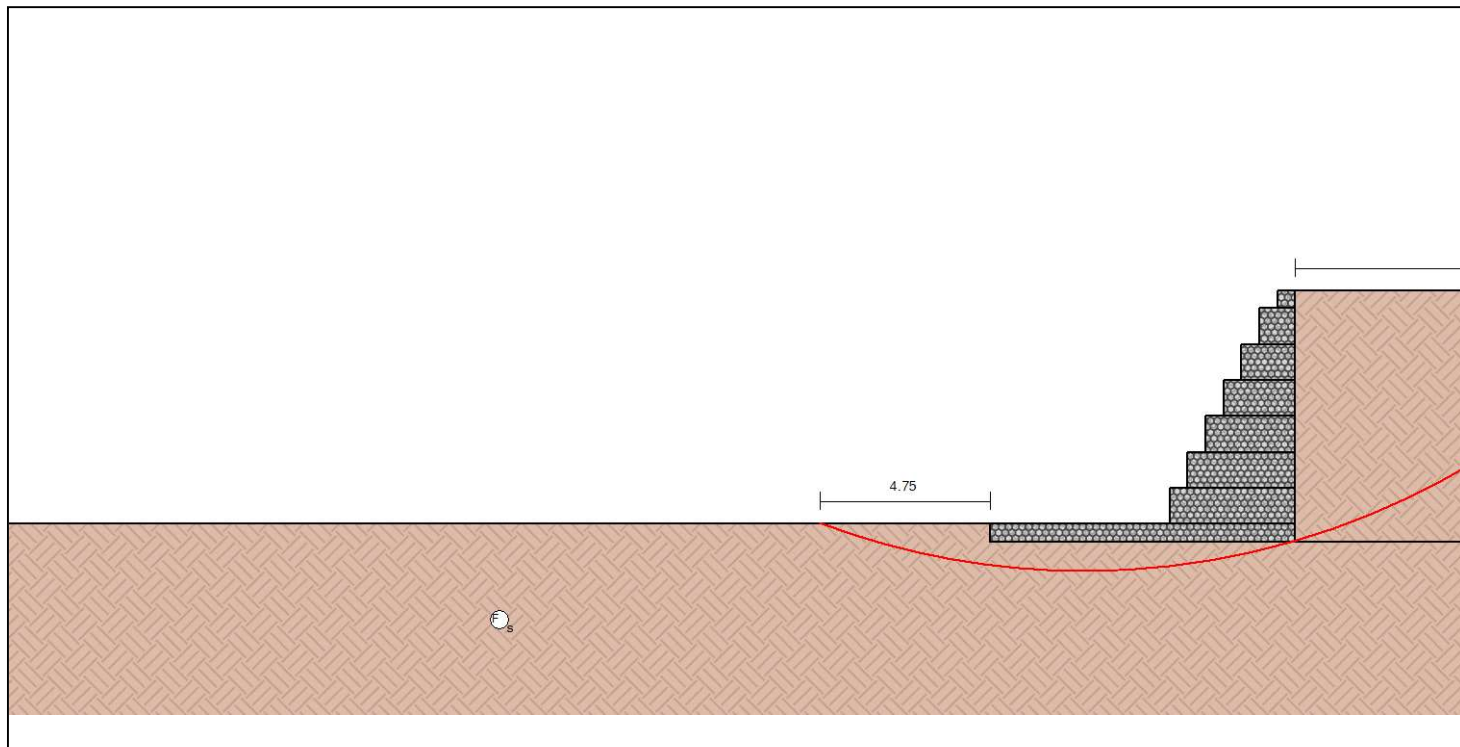
Gabion POLIMAC™ 80/410	GSC 0.5	GSC 1.0
------------------------	---------	---------

	978	489
--	-----	-----

● Resultados

ELU Estado Límite Último

Geometría del Muro



Resultados de los Analisis de Estabilidad

Empuje Activo y Pasivo

Empuje Activo [kN/m]	187.51
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	8.50
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	3.20
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	30.40
Empuje Pasivo [kN/m]	28.08
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	0.00
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.23
Dirección del empuje con ref. al eje X [°]	0.00

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base [kN/m]	384.69
Punto de aplicación con ref. al eje X[m]	5.43
Punto de aplicación con ref. al eje Y[m]	0.00
Fuerza actuante tangencial [kN/m]	205.20
Fuerza resistente tangencial [kN/m]	324.62
Deslizamiento	1.58

Vuelco

Momento Activo [kN/m x m]	616.45
Momento Resistente [kN/m x m]	2704.63
Vuelco	4.39

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	-1.18
Tensión normal a la izquierda [kN/m ²]	7.62
Tensión normal a la derecha [kN/m ²]	82.90
Tensión última de la fundación[kN/m ²]	1924.23
Tension de la Base izq.	252.65
Tension de la Base der.	23.21

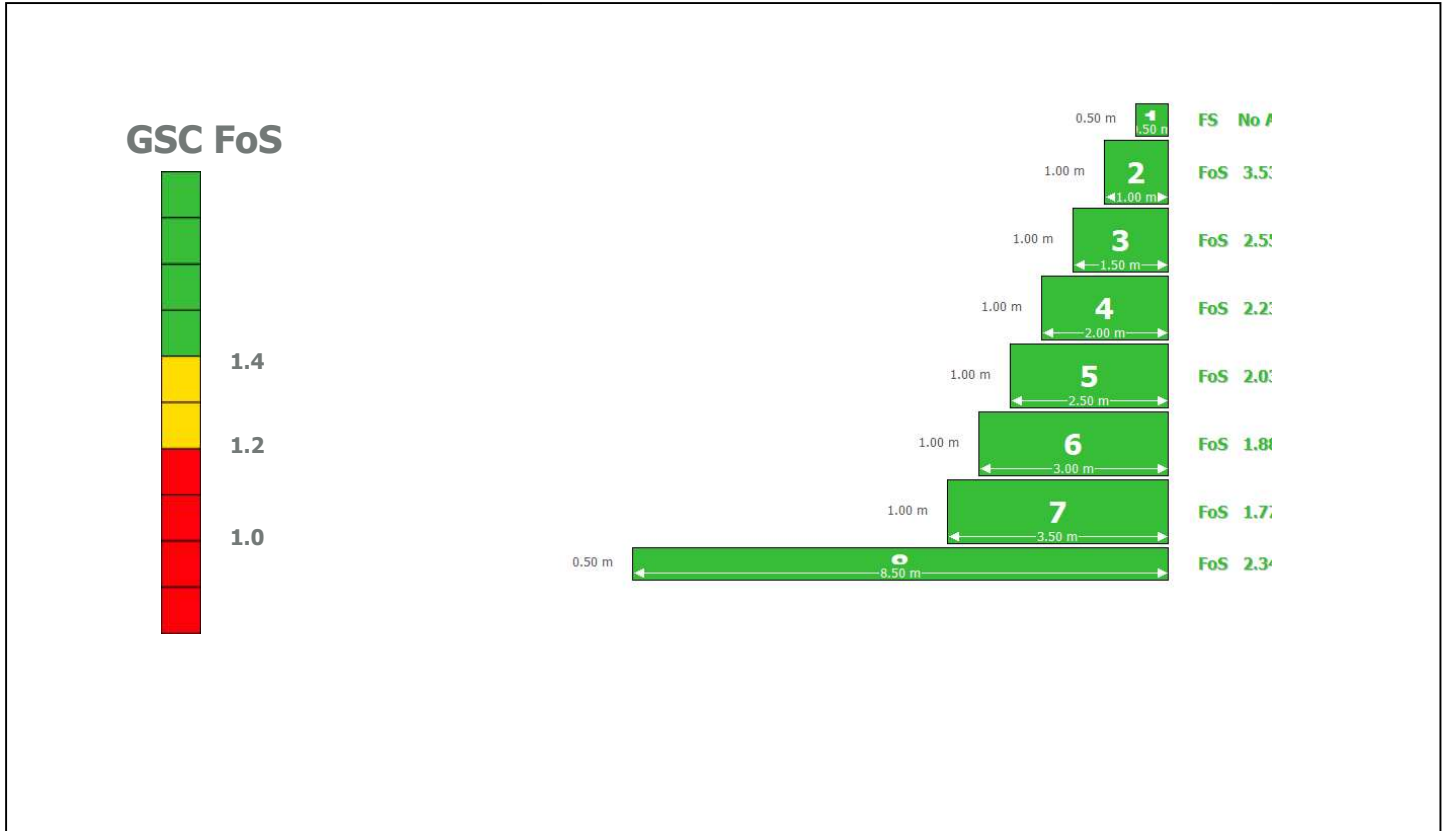
Estabilidad Global | Bishop

Centro del arco con referencia al eje X [m]	2.63
Centro del arco con referencia al eje Y [m]	20.18
Global	1.58

● Resultados

ELS Estado Límite de Servicio

Gabion Serviceability Coefficient



ELU Estado Límite Último

Externa

FS para Vuelco	FS para Deslizamiento	FS - Tension de la Base izq.	FS - Tension de la Base der.	Global FS Global
FoS 4.39	FoS 1.58	FoS 252.65	FoS 23.21	FoS 1.58

Interna

Camada	H [m]	N [kN/m]	T [kN/m]	M [kN/m x m]	τ_{Max} [kN/m]	τ_{All} [kN/m ²]	τ FoS	σ_{Max} [kN/m ²]	σ_{All} [kN/m ²]	σ FoS
1	0.50	4.51	1.43	0.91	2.86	39.42	13.78	11.18	510.79	45.69
2	1.50	24.48	10.45	8.38	10.45	44.00	4.21	35.77	510.79	14.28
3	2.50	56.38	27.27	27.06	18.18	57.10	3.14	58.72	510.79	8.70
4	3.50	100.20	51.90	60.57	25.95	69.61	2.68	82.87	510.79	6.16
5	4.50	155.94	84.35	112.52	33.74	81.89	2.43	108.06	510.79	4.73
6	5.50	223.60	124.60	186.52	41.53	94.05	2.26	134.03	510.79	3.81
7	6.50	303.19	172.66	286.17	49.33	106.14	2.15	160.61	510.79	3.18

Anexo M. Diseño del puente

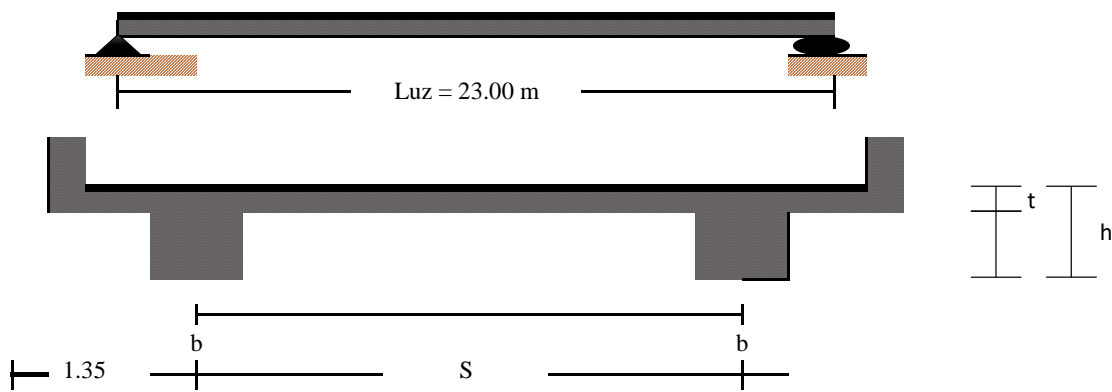


DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA SIMPLEMENTE APOYADO

I. Datos.

- Luz libre del Puente. = 23 m
- Concreto f'c = 280 kg/cm2
- Acero fy = 4200 kg/cm2
- Peso esp. Asfalto = 2250 kg/m3
- Numero de carriles = 1 carriles
- Peso esp. Concreto = 2400 kg/m3
- Elasticidad. del acero = 2x10^6 kg/cm4
- Espesar del asfalto = 0.05 m

II. Geometría del puente



- Ancho de la calzada.

Ancho de la calzada = 3.3 m

- Separacino entre vigas "S".

2.00 ≤ S ≤ 3.00 = 3 m

III. Predimensionamiento de elementos estructurales

1 Predimensionamiento de Vigas:

a). Ancho de vigas longitudinales.

$b = 0.0157\sqrt{S L}$ ---->

b	=	0.63	m
S	=	3.00	m
L	=	23.00	m

→ b adaptando = 0.65 m

b). Peralte mínimo vigas T.

$h = 0.070 L$ ---->

h	=	1.61	m
L	=	23.00	m

→ h adaptando = 1.70 m



DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA SIMPLEMENTE APOYADO

2 Predimensionamiento de Losa:

Espesor de losa.

- En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min.} = 0.175\text{m} \quad (\text{Art. 9.7. 1.1})$$

- En bolados de concreto que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{\min.} = 0.20\text{m} \quad (\text{Art. 13.7. 3.1.2})$$

- Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con

$$t_{\text{adaptando}} = 0.20 \text{ m}$$

3 Predimensionamiento de viga diafragmadas.

- Numero de diafragmas.

Se colocará diafragmas a cada $\frac{L}{3} = 7.67$ m de separación

$$\text{Número de diafragmas} = \frac{L}{7.67} + 1 = 4.0 \quad \text{Asumiendo} = 4$$

- Peralte de la viga de diafragmada

Peralte de la viga diafragma será igual a la viga longitudinal menos 20 a 30 cm

$$h_D = h - 0.30$$

$$\text{Peralte de la viga de arriostre} = 1.40 \text{ m}$$

- Ancho de la viga diafragmada

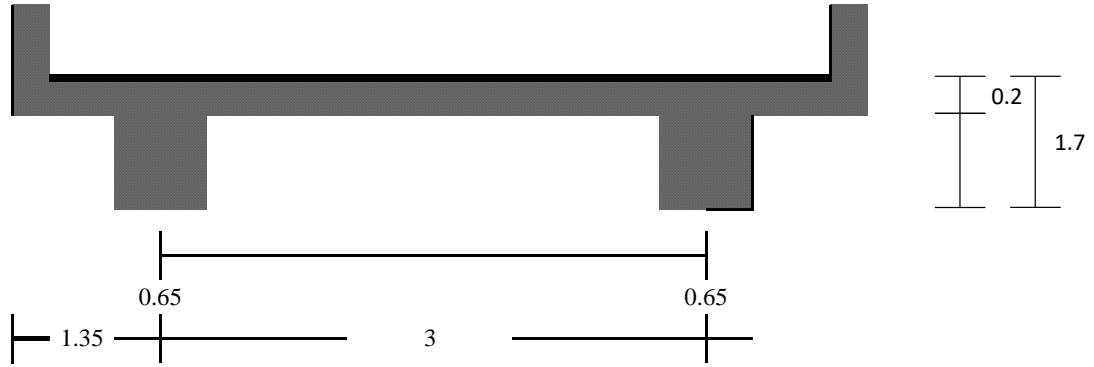
$$0.20 \leq b_D \leq 0.30$$

asumiendo

$$b_D = 0.30 \text{ m}$$



DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA SIMPLEMENTE APOYADO





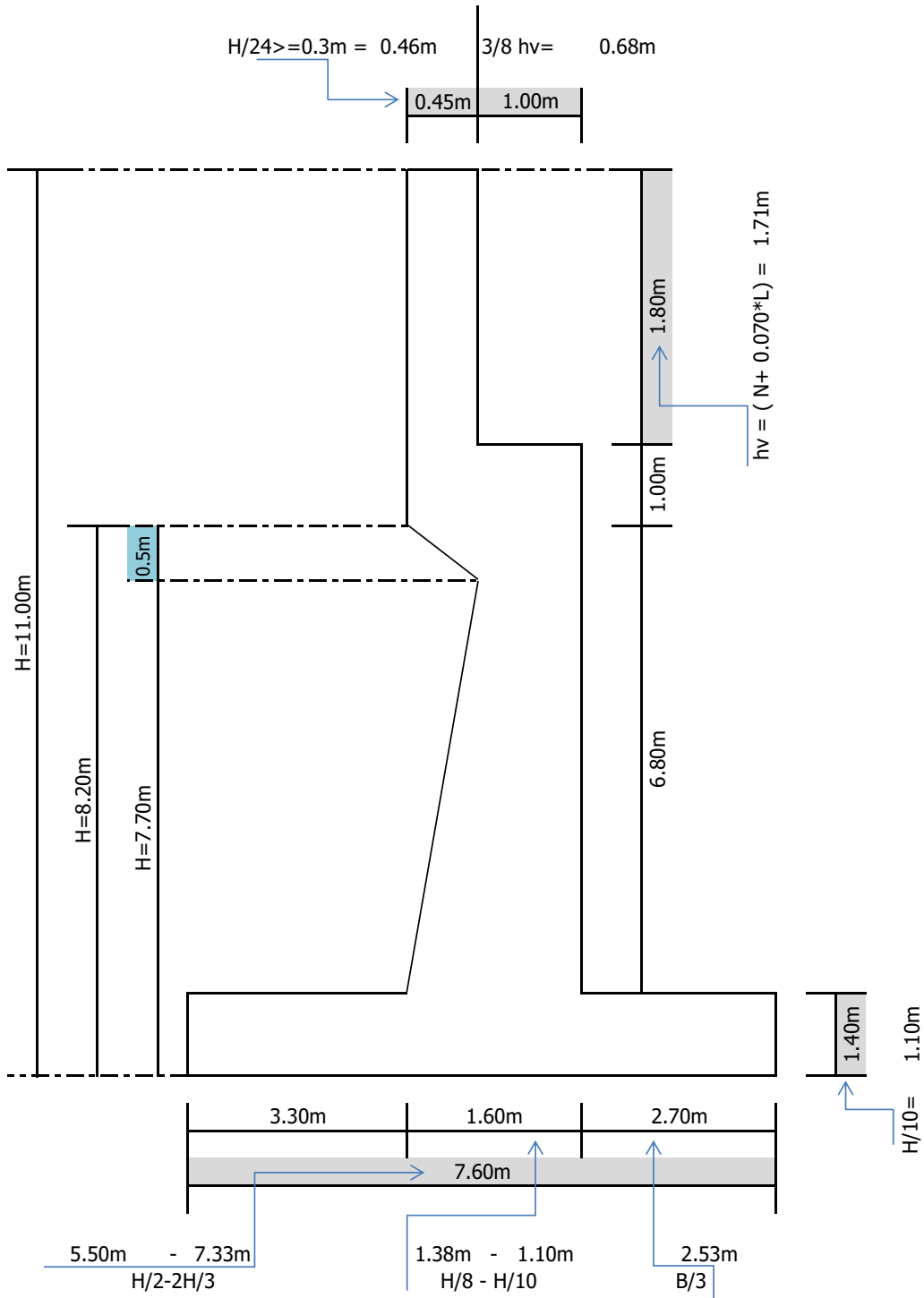
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCACACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO
EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

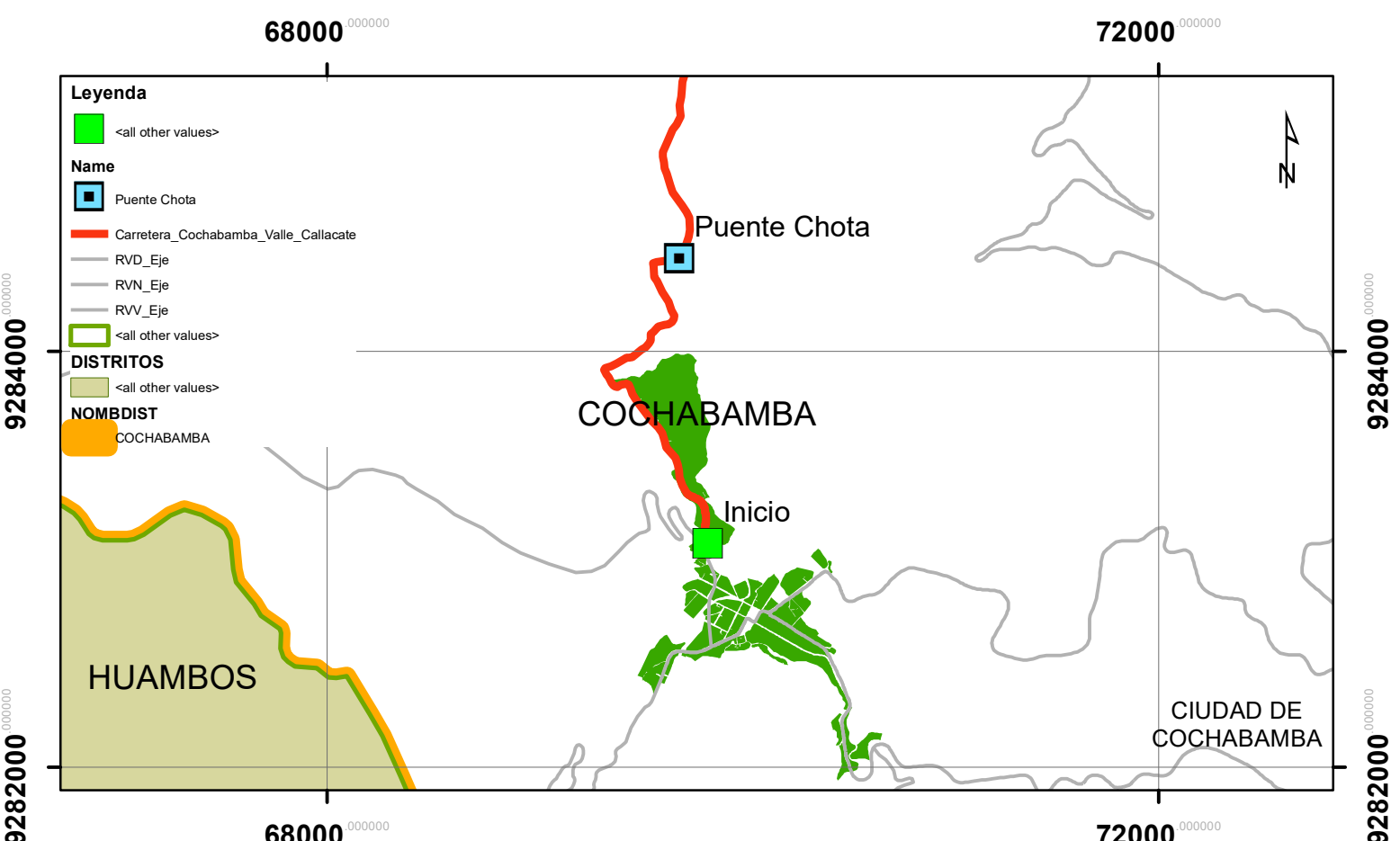
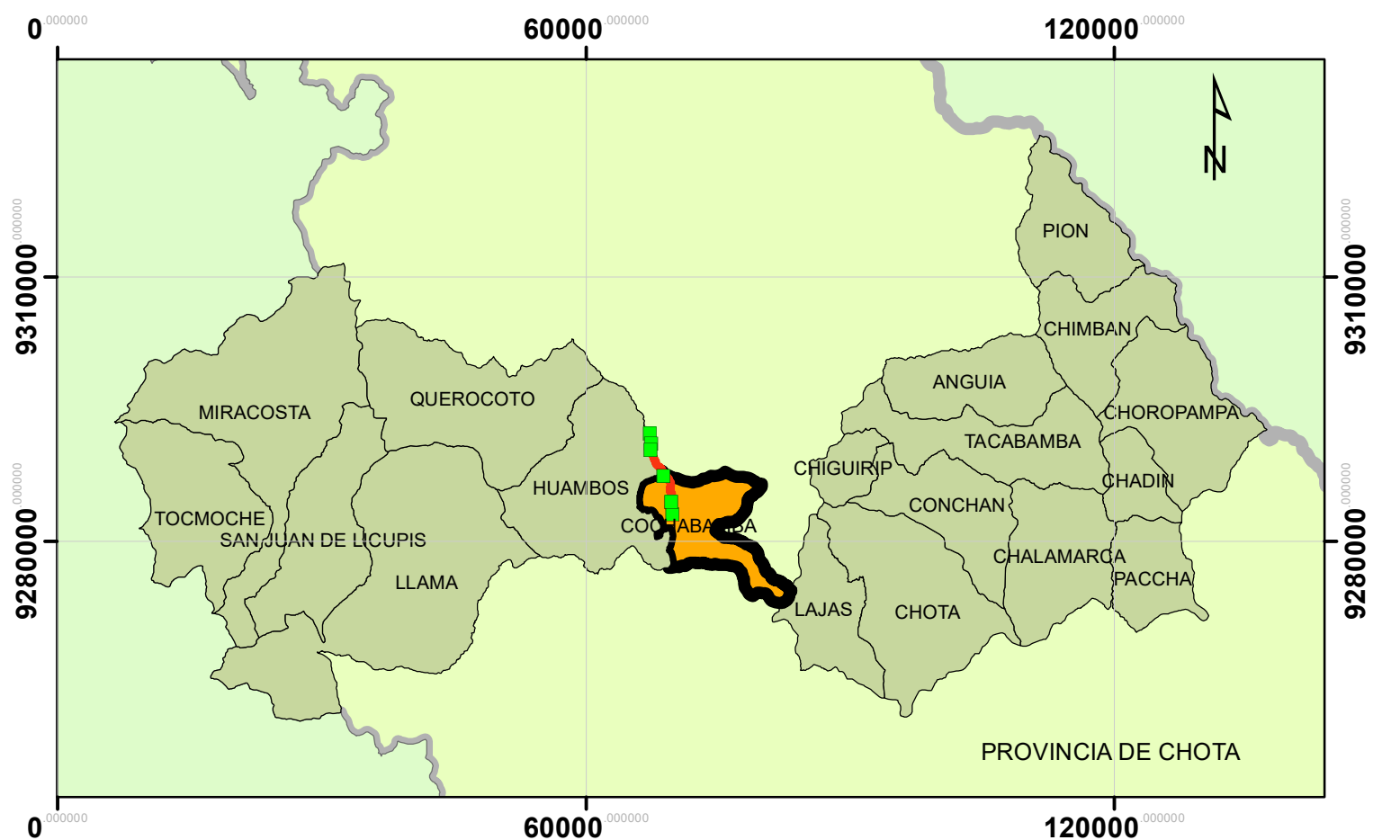
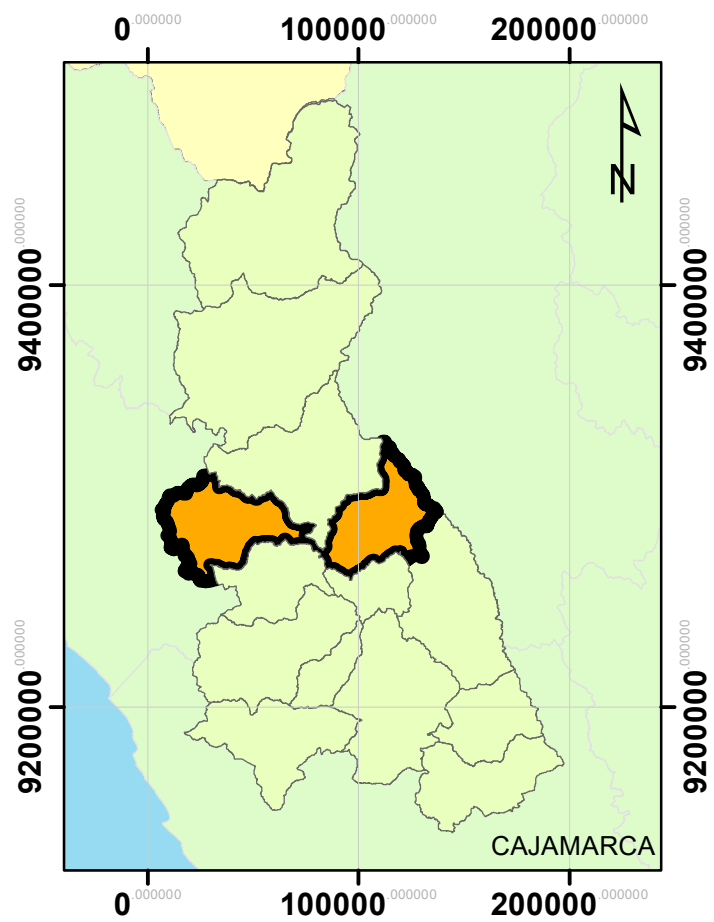
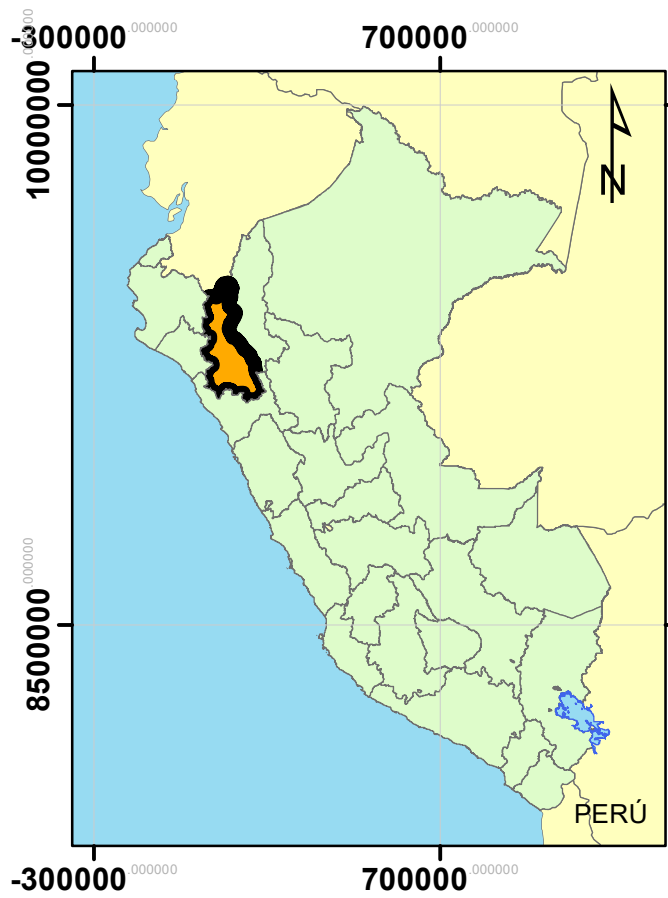


DIMENSIONES PRELIMINARES DEL ESTRIBO

LONGITUD = 23.00m No carriles = 1 U
ANCHO TOTAL = 5.60m (Ancho de via+Veredas)
FECHA = ABR 2024



Anexo N. Planos



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE CHOTA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

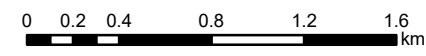
ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

Presentado por: EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES
EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

Asesor: Dr. Ing. LUIS ALBERTO
ORBEGOSO NAVARRO

Plano: **UBICACIÓN DE LOS PUENTES DE LA CARRETERA COCHABAMBA - VALLE CALLACATE**

Fecha: Octubre, 2024
Escala: 1:32,746



Mapa:

U-1

68000

72000

Leyenda

- <all other values>
- Name**
- Puente Chota
- Carretera_Cochabamba_Valle_Callacate
- RVD_Eje
- RVN_Eje
- RVV_Eje
- Centros poblados
- DISTRITOS**
- <all other values>
- NOMBDIST**
- COCHABAMBA

PUENTE CHOTA
 Coordenadas UTM WGS84 17S
 733511.32 m E
 9285607.49 m S
 1639 msnm.



Esri, HERE, Garmin, (c) OpenStreetMap contributors, and the GIS user community; Source: Esri, Maxar, Earthstar Geographics, and the GIS User Community

68000

72000



**UNIVERSIDAD NACIONAL
 AUTÓNOMA DE CHOTA**

**FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

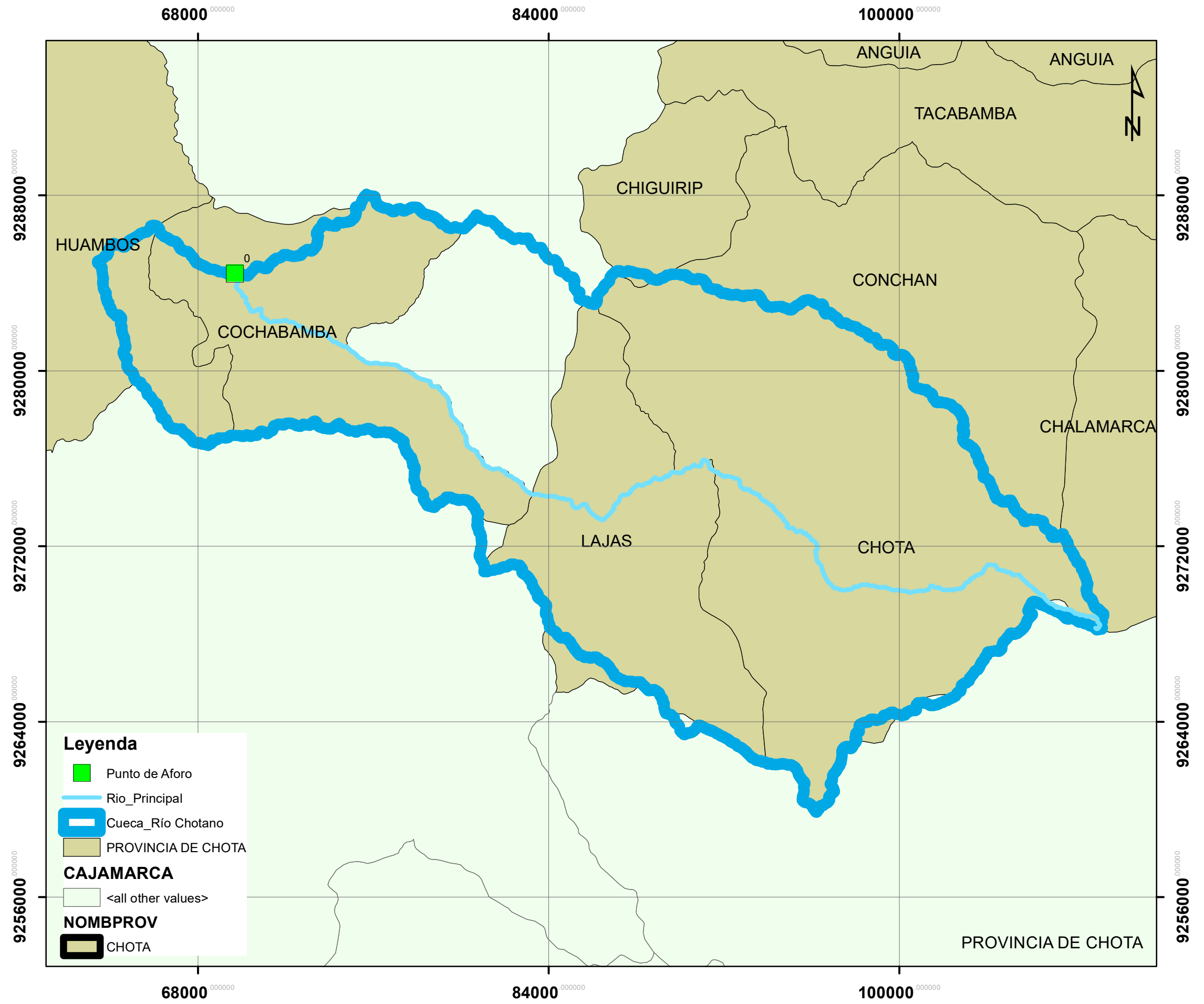
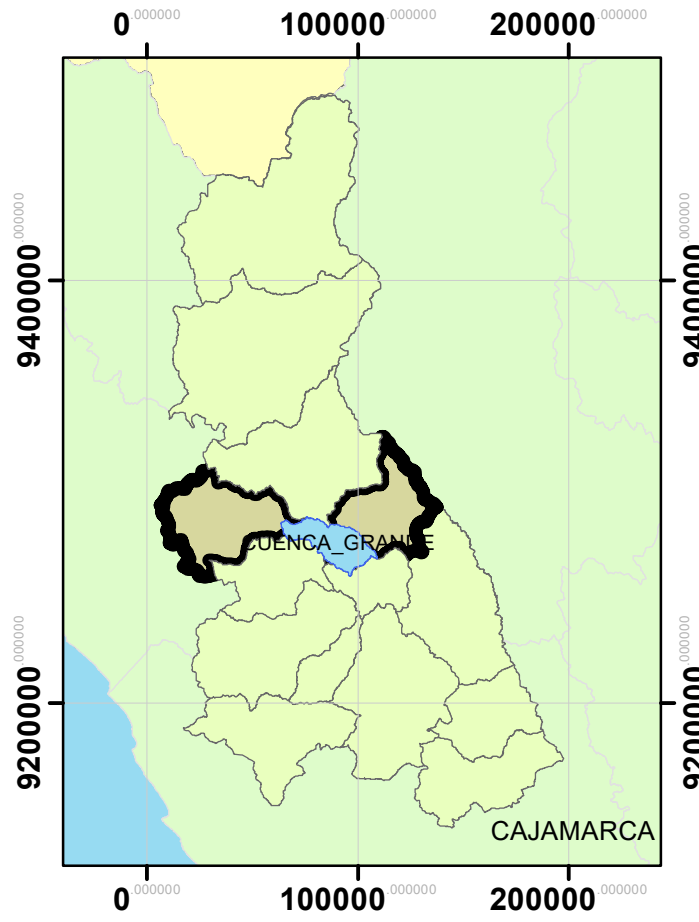
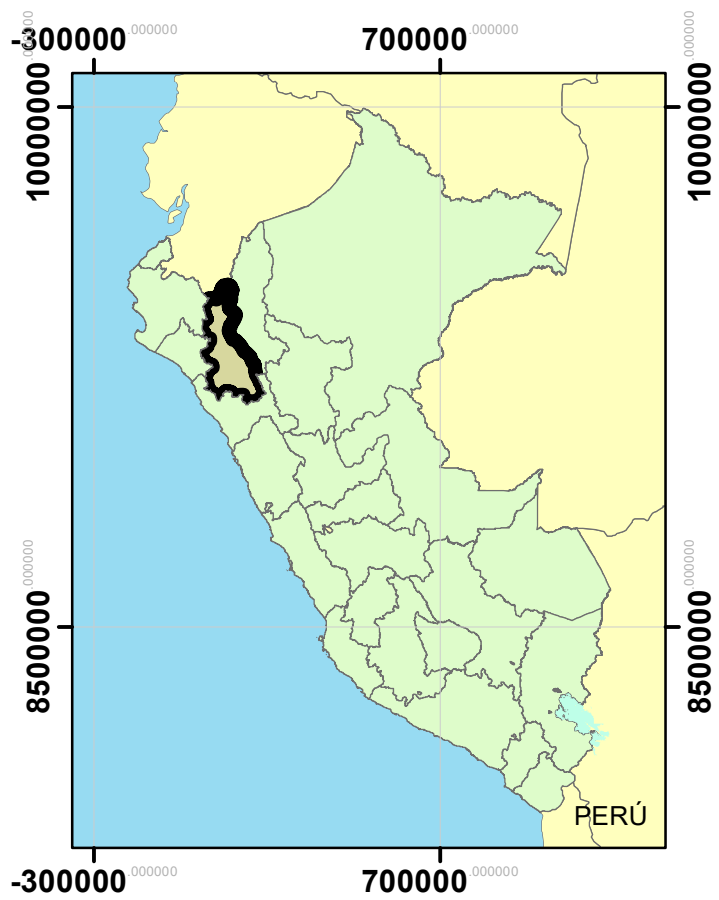
**ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL
 RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA**

Presentado por: EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES Asesor: Dr. Ing. LUIS ALBERTO ORBEGOSO NAVARRO
 EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

Plano: **UBICACIÓN DEL PUENTE CHOTA EN LA
 CARRETERA COCHABAMBA - VALLE CALLACATE**

Fecha: Octubre, 2024 Escala: 1:14,612

Mapa:
U-1



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE CHOTA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

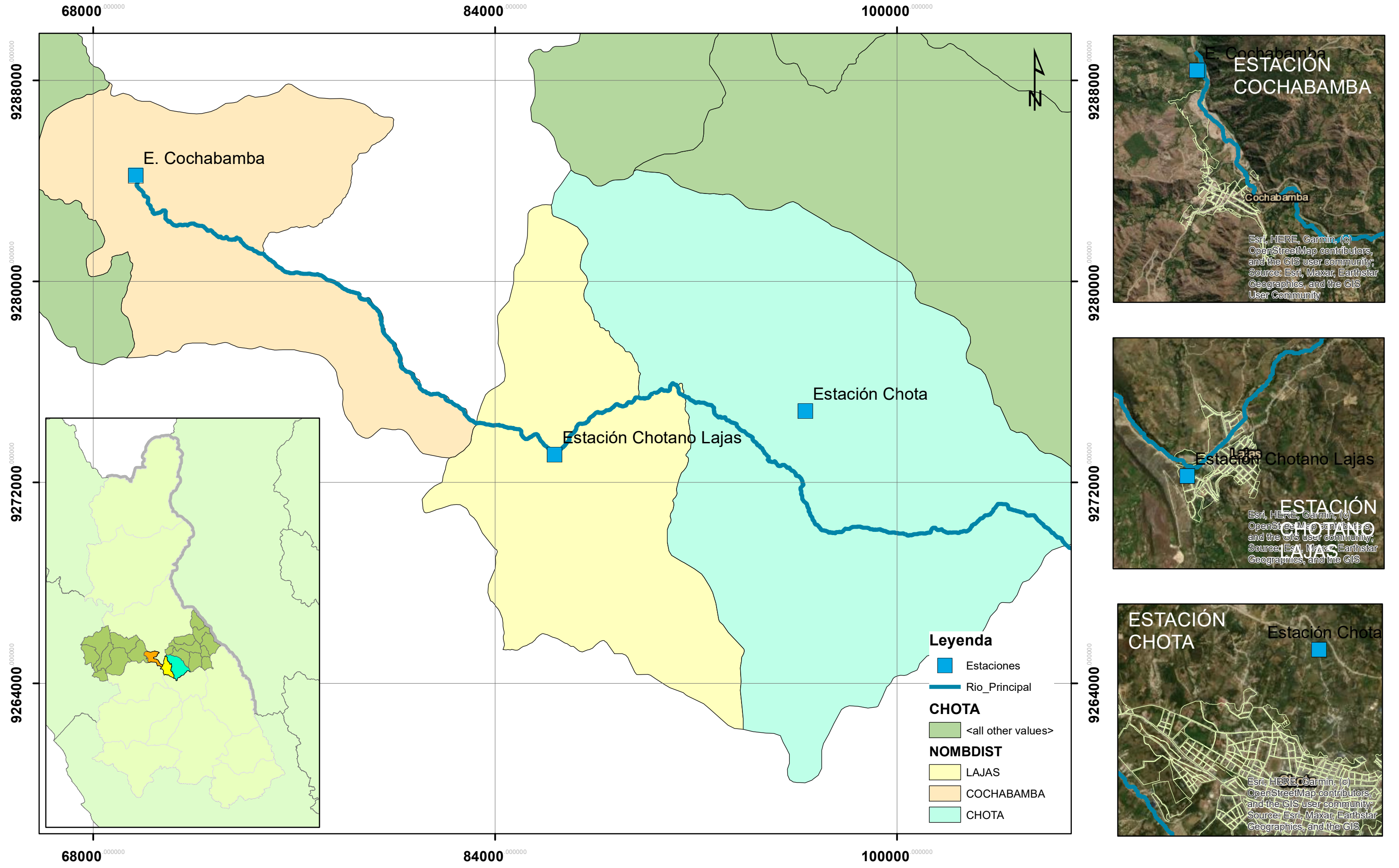
ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

Presentado por: EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES Asesor: Dr. Ing. LUIS ALBERTO ORBEGOSO NAVARRO
EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

Plano: **UBICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO CHOTANO**

Fecha: Octubre, 2024
Escala: 1:181,149

Mapa:
U-1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

ALTERNATIVAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN DEL CAUCE DEL RÍO CHOTANO EN EL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE CHOTA, DISTRITO DE COCHABAMBA

Presentado por: EVER MANUEL ROJAS GONZÁLES Asesor: Dr. Ing. LUIS ALBERTO ORBEGOSO NAVARRO
EDWIN NÚÑEZ BUSTAMANTE

Plano: **UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS EN LA CUENCA**

Fecha: Octubre, 2024 Escala: 1:136,719

Mapa: **U-1**

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	Curvas de Nivel
	B.M.
	Rios, Riachuelos
	Eje de Via
	Hitos Kilometricos
	Centros Poblados
	Casas
	Cantera
	P.I. de Via
	Baden
	Alcantarilla
	Campamento
	Plazoleta de Cruce
	Boladero
	Fuente de Agua
	Poste de Electrificacion
	Norte Magnetico

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Proyecto:
 "MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCION DEL CAMINO VECINAL - PUENTE QUEBRADA SALAS - CRUCE VALLE CALLACATE, DISTRITO DE CUTERVO - CUTERVO, DISTRITO DE COCHABAMBA - CHOTA - CAJAMARCA"

Long.: 11 + 634 Km
 Velocidad directriz: 20 km/h
 Radio Maximo: 150 m
 Radio minimo excepcional: 13 m
 Ancho de Via : 04.00 m
 Calzada: 04.00 m
 Peralte max.: 04.00%
 Bombeo: 02.00%
 Cunetas Sec. triangular: 1.00x0.50 m
 Pendiente Maxima: 12.00%
 Plazoleta de Cruce: cada 500 m
 L= 08.00 m
 A= 2.5.00 m

Corte en material compacto 1:2
 Corte en roca suelta 1:4
 Corte en roca fija 1:10

OBRAS DE ARTE		
ALCANTARILLAS DE PASO		
PROGRESIVA	NUMERO	DETALLES
0+080	ALC. Nro 01	TIPO TMC Ø 36"
2+052	ALC. Nro 02	TIPO TMC Ø 36"
2+472	ALC. Nro 03	TIPO TMC Ø 36"
2+758	ALC. Nro 04	TIPO TMC Ø 36"
4+673	ALC. Nro 05	TIPO TMC Ø 36"
5+438	ALC. Nro 06	TIPO TMC Ø 36"
6+345	ALC. Nro 07	TIPO TMC Ø 36"
7+263	ALC. Nro 08	TIPO TMC Ø 36"
7+910	ALC. Nro 09	TIPO TMC Ø 36"
8+698	ALC. Nro 10	TIPO TMC Ø 36"
9+922	ALC. Nro 11	TIPO TMC Ø 36"
10+069	ALC. Nro 12	TIPO TMC Ø 36"
10+336	ALC. Nro 13	TIPO TMC Ø 36"
11+425	ALC. Nro 14	TIPO TMC Ø 36"

OBRAS DE ARTE		
BADENES		
PROGRESIVA	NUMERO	LONGITUD
0+570	BAD. Nro 01	8.50 m
0+970	BAD. Nro 02	8.50 m
3+290	BAD. Nro 03	8.50 m
4+500	BAD. Nro 04	8.50 m
5+674	BAD. Nro 05	8.50 m
6+487	BAD. Nro 06	8.50 m
7+000	BAD. Nro 07	8.50 m
10+410	BAD. Nro 08	8.50 m
11+244	BAD. Nro 09	8.50 m

PLAZOLETAS DE CRUCE	
CADA 500 METROS APROXIMADO	
TOTAL	22 UNID.

CANTERA	
PROGRESIVA	NUMERO
1+700	Cantera 01
6+860	Cantera 02
7+650	Cantera 03
8+700	Cantera 04

DMEs	
PROGRESIVA	NUMERO
6+500	DME Nro.01
8+700	DME Nro.02
11+320	DME Nro.03

FUENTES DE AGUA	
PROGRESIVA	NUMERO
1+924	AGUA 01
5+750	AGUA 02
7+572	AGUA 03
9+342	AGUA 04

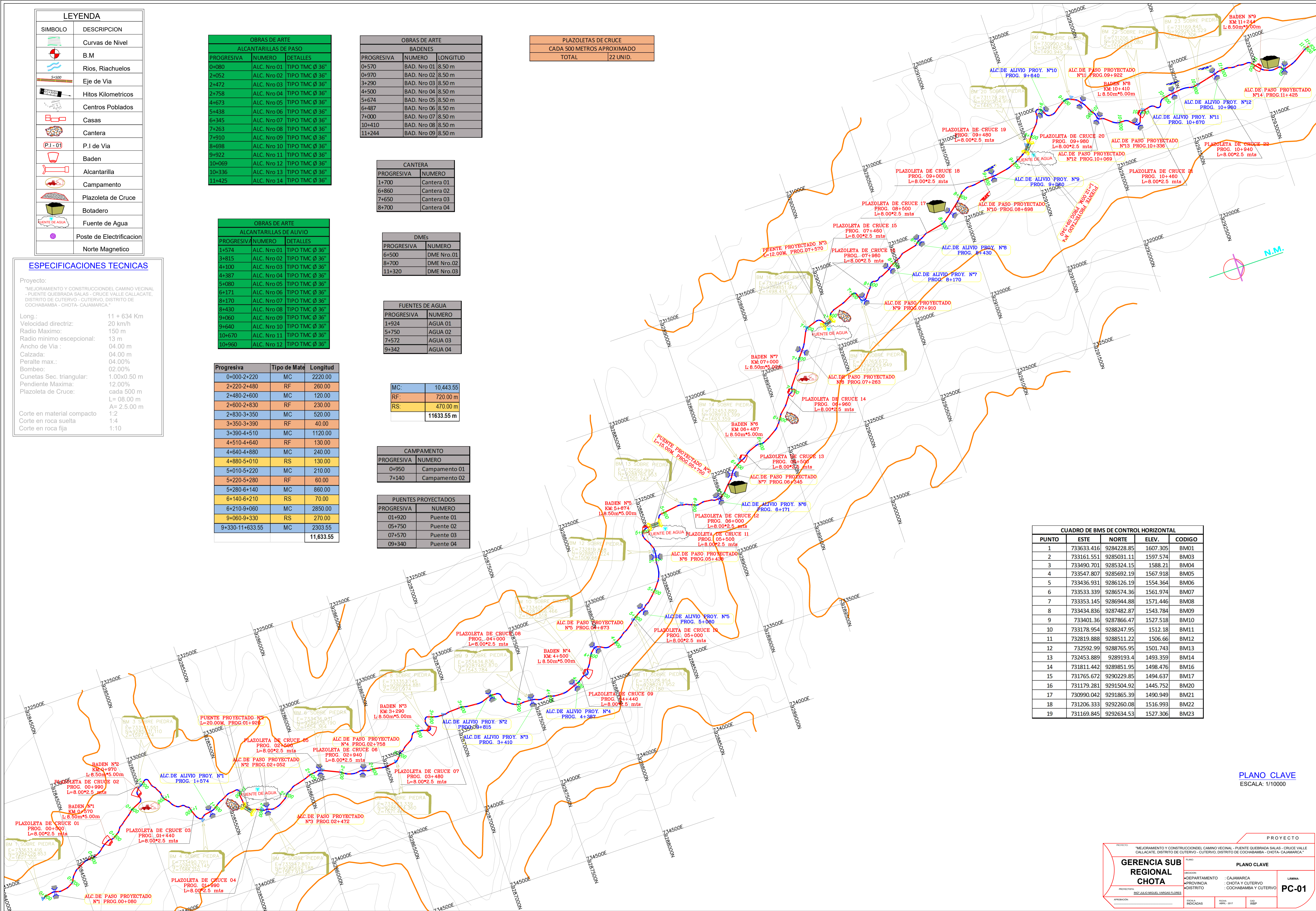
MC:	10,443.55
RF:	720.00 m
RS:	470.00 m
	11633.55 m

CAMPAMENTO	
PROGRESIVA	NUMERO
0+950	Campamento 01
7+140	Campamento 02

PUENTES PROYECTADOS	
PROGRESIVA	NUMERO
01+920	Puente 01
05+750	Puente 02
07+570	Puente 03
09+340	Puente 04

OBRAS DE ARTE		
ALCANTARILLAS DE ALIVIO		
PROGRESIVA	NUMERO	DETALLES
1+574	ALC. Nro 01	TIPO TMC Ø 36"
3+815	ALC. Nro 02	TIPO TMC Ø 36"
4+100	ALC. Nro 03	TIPO TMC Ø 36"
4+387	ALC. Nro 04	TIPO TMC Ø 36"
5+080	ALC. Nro 05	TIPO TMC Ø 36"
6+171	ALC. Nro 06	TIPO TMC Ø 36"
8+170	ALC. Nro 07	TIPO TMC Ø 36"
8+430	ALC. Nro 08	TIPO TMC Ø 36"
9+060	ALC. Nro 09	TIPO TMC Ø 36"
9+640	ALC. Nro 10	TIPO TMC Ø 36"
10+670	ALC. Nro 11	TIPO TMC Ø 36"
10+960	ALC. Nro 12	TIPO TMC Ø 36"

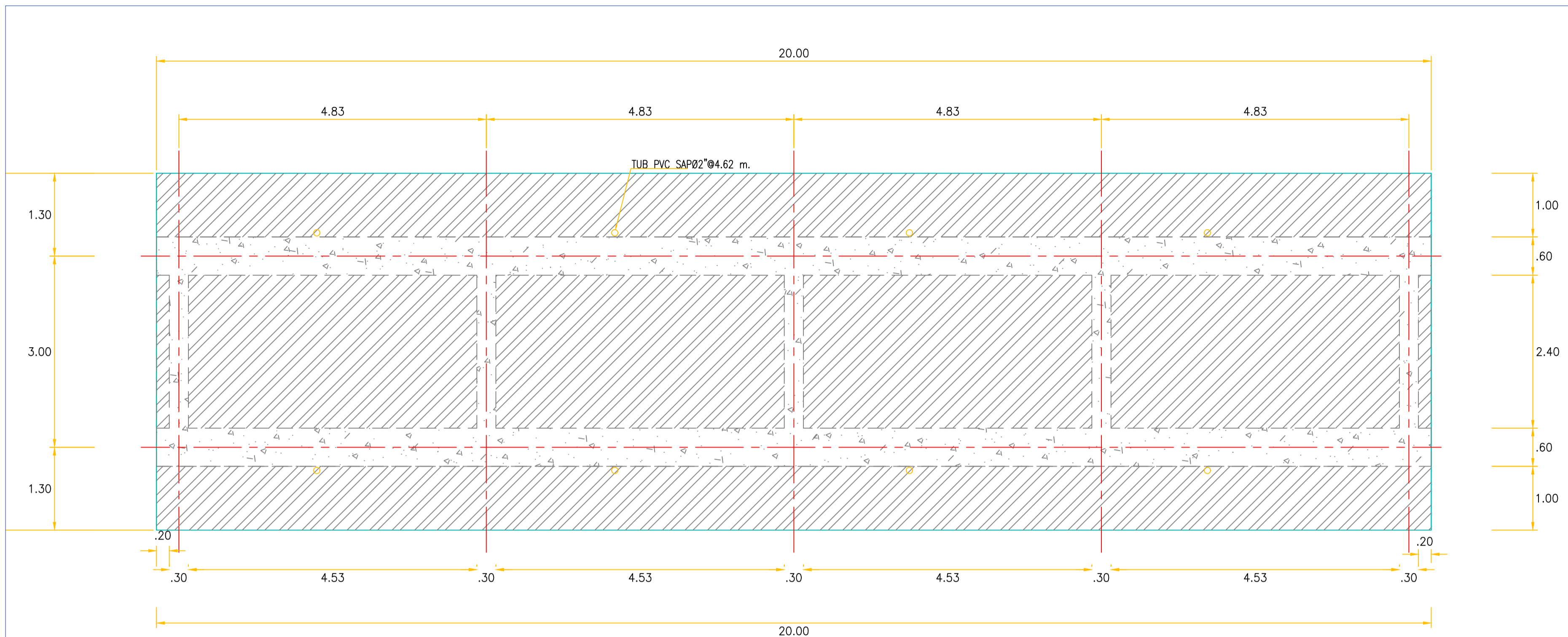
Progresiva	Tipo de Matá	Longitud
0+000-2+220	MC	2220.00
2+220-2+480	RF	260.00
2+480-2+600	MC	120.00
2+600-2+830	RF	230.00
2+830-3+350	MC	520.00
3+350-3+390	RF	40.00
3+390-4+510	MC	1120.00
4+510-4+640	RF	130.00
4+640-4+880	MC	240.00
4+880-5+010	RS	130.00
5+010-5+220	MC	210.00
5+220-5+280	RF	60.00
5+280-6+140	MC	860.00
6+140-6+210	RS	70.00
6+210-9+060	MC	2850.00
9+060-9+330	RS	270.00
9+330-11+633.55	MC	2303.55
		11,633.55



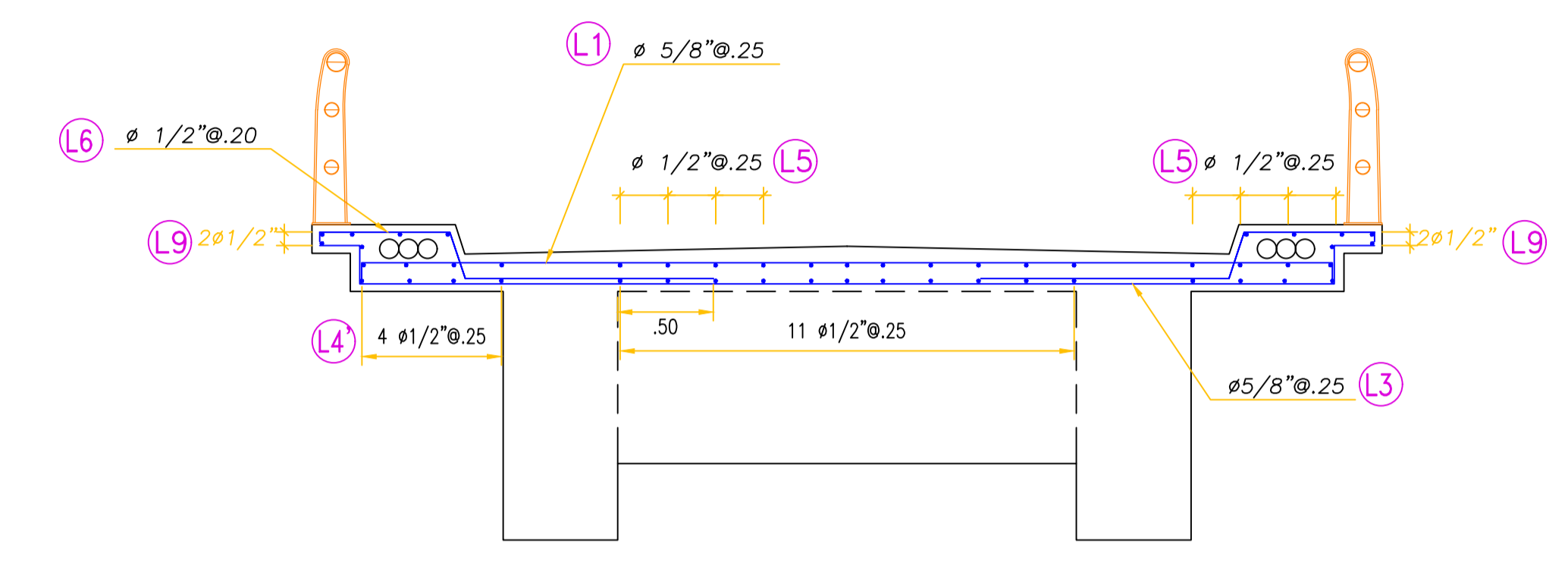
CUADRO DE BMS DE CONTROL HORIZONTAL				
PUNTO	ESTE	NORTE	ELEV.	CODIGO
1	733633.416	9284228.85	1607.305	BM01
2	733161.551	9285031.11	1597.574	BM03
3	733490.701	9285324.15	1588.21	BM04
4	733547.807	9285692.19	1567.918	BM05
5	733436.931	9286126.19	1554.364	BM06
6	733533.339	9286574.36	1561.974	BM07
7	733353.145	9286944.88	1571.446	BM08
8	733434.836	9287482.87	1543.784	BM09
9	733401.36	9287866.47	1527.518	BM10
10	733178.954	9288247.95	1512.18	BM11
11	732819.888	9288511.22	1506.66	BM12
12	732592.99	9288765.95	1501.743	BM13
13	732453.889	9289193.4	1493.359	BM14
14	731811.442	9289851.95	1498.476	BM16
15	731765.672	9290229.85	1494.637	BM17
16	731179.281	9291504.92	1445.752	BM20
17	730990.042	9291865.39	1490.949	BM21
18	731206.333	9292260.08	1516.993	BM22
19	731169.845	9292634.53	1527.306	BM23

PLANO CLAVE
 ESCALA: 1/10000

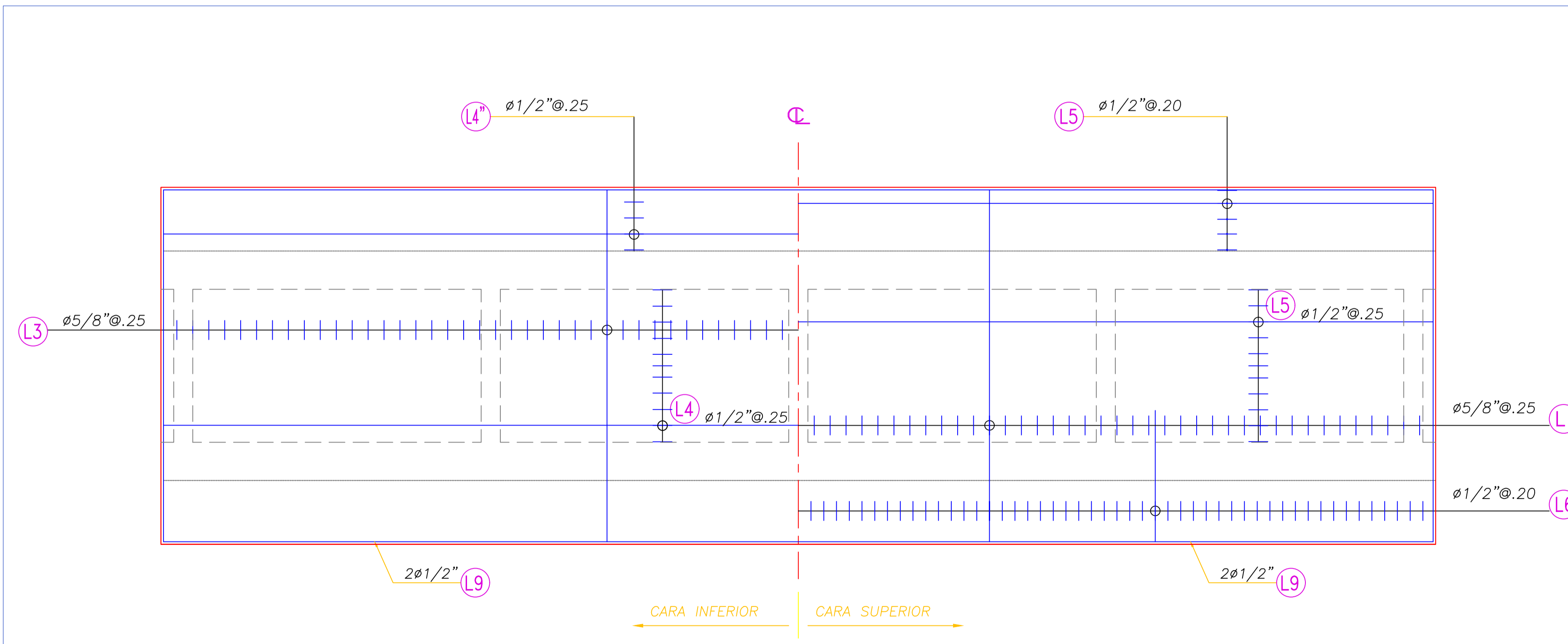
PROYECTO		PLANO CLAVE	
GERENCIA SUB REGIONAL CHOTA		PC-01	
PROVINCIA: COCHABAMBA	DISTRITO: CHOTA Y CUTERVO	FECHA: ABRIL 2017	ESCALA: INDICADAS



PLANTA - DIMENSIONES DE TABLERO
ESCALA 1:25



ARMADURA EN LOSA - SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:30



PLANTA - ARMADURA DE TABLERO
ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO
Vigas principales, vigas diafragma, losa, venedas: $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Estribos, zapatas: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO SIMPLE
Falsas zapatas: $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 50 \% \text{ P.G.}$
Solados: $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

REFUERZO DE ACERO CORRUGADO
Barras de acero corrugado para concreto armado (TINTEC 341-031)
 $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$, GRADO 60

GANCHO ESTANDAR
En Barras Longitudinales: Dobleces de 90° mas una extension minima de 12 cm al extremo libre de la barra.
En Estribos: Dobleces de 135° mas una extension minima de 10 cm al extremo libre de la barra.

COLOCACION DEL REFUERZO
El refuerzo se colocará respetando los recubrimientos especificados y respetando las tolerancias indicadas.

	Tolerancia en "x"	Tolerancia en el refuerzo mismo
$d < 20 \text{ cm}$	$\pm 20 \text{ cm}$	$\pm 1.0 \text{ cm}$
$d > 20 \text{ cm}$	$\pm 20 \text{ cm}$	$\pm 1.2 \text{ cm}$

LIMITE PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO
El espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro o 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado.

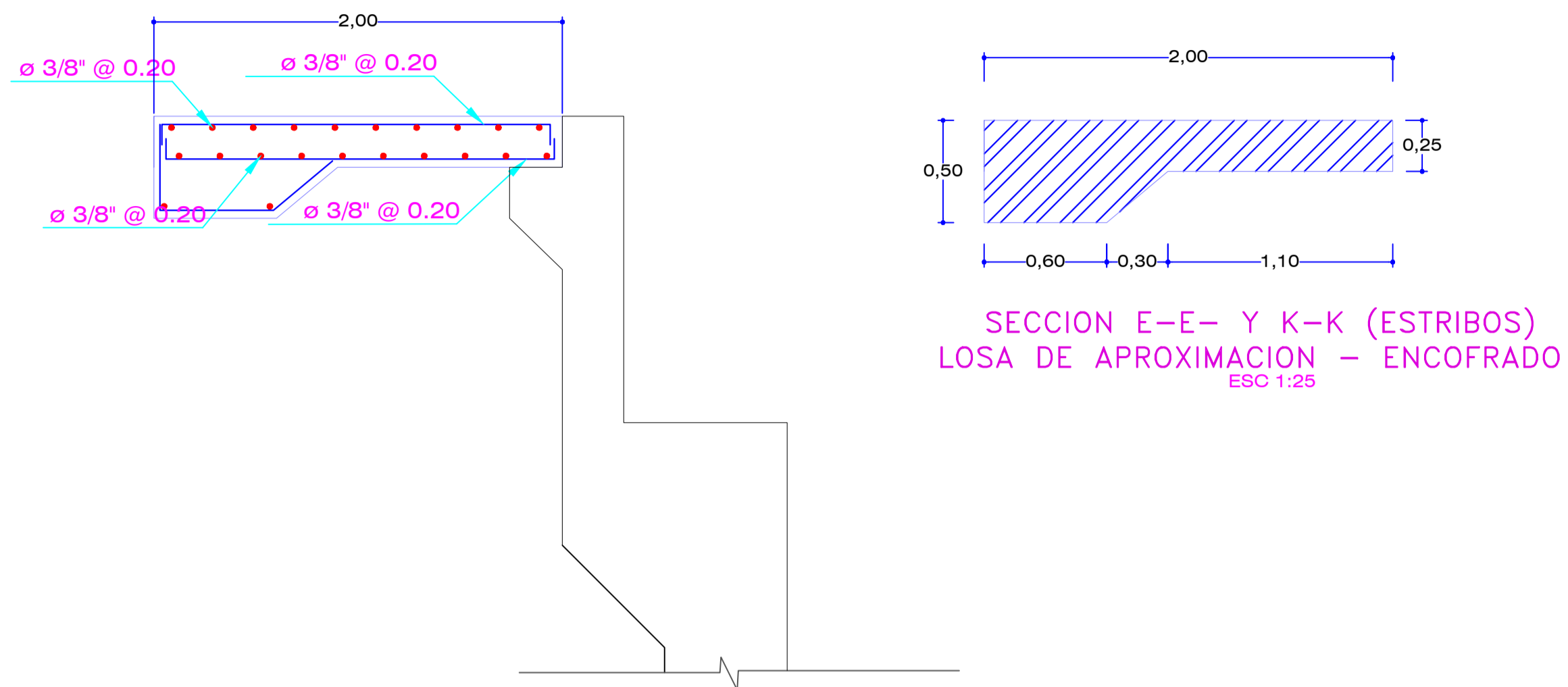
RECURRIMIENTOS
Deberá ser proporcionarse el recubrimiento siguiente:
Vigas = 6 cm Losa sólida = 3 cm Venedas = 3 cm
(El recubrimiento debe medirse al eje del estribo)

TRASLAPES
Los traslapes mínimos según los diámetros serán:

ϕ	Barras en Tensión	Barras en Compresión
3/8"	35 cm	25 cm
1/2"	45 cm	30 cm
5/8"	60 cm	40 cm
3/4"	70 cm	45 cm
1"	125 cm	60 cm

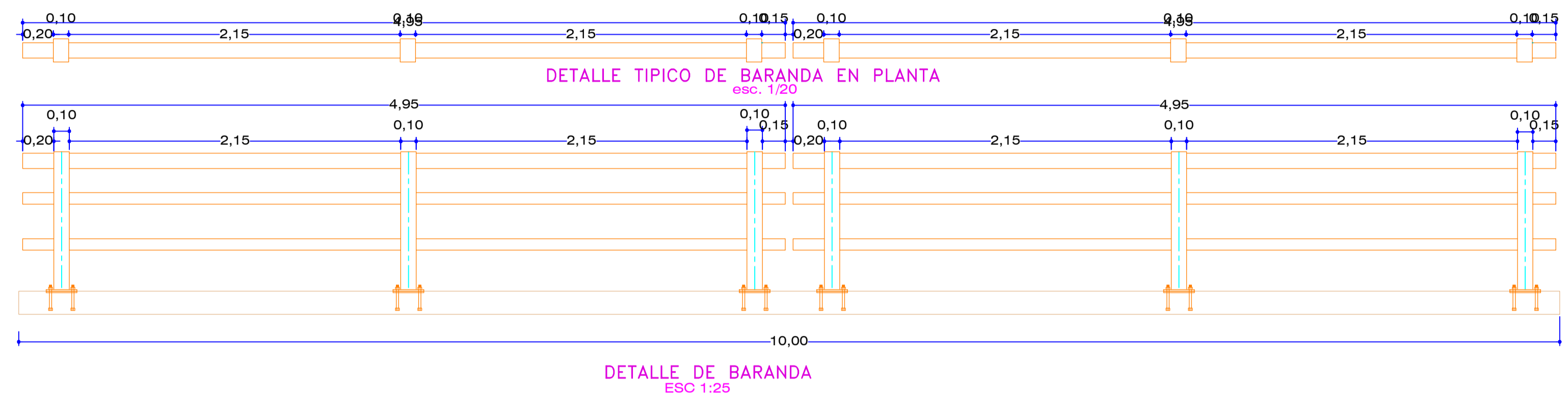
Los traslapes en zonas de refuerzos altos deben preferentemente evitarse.
La distribución e la barras con empalmes deberán alternarse en vigas y losa

PROYECTO		MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCION DEL CAMINO VECONAL - PUENTE QUEBRADA SALAS - CRUCE VALLE CALLADATE, DISTRITO DE CUTERVO - CUTERVO, DISTRITO DE COCHABAMBA - CHOTA - CAJAMARCA	
GERENCIA SUB REGIONAL CHOTA	PLANO	ESTRUCTURAS TABLERO DE PUENTE	
	UBICACION	DEPARTAMENTO	CAJAMARCA
	PROVINCIA	CHOTA Y CUTERVO	
	DISTRITO	COCHABAMBA Y CUTERVO	
PROCESISTA	2022-AJUD MEGUEL VARGAS FLORES	LAMINA:	PE-02
APROBACION		FECHA:	ABRIL 2017
		DISEÑO:	YMBP



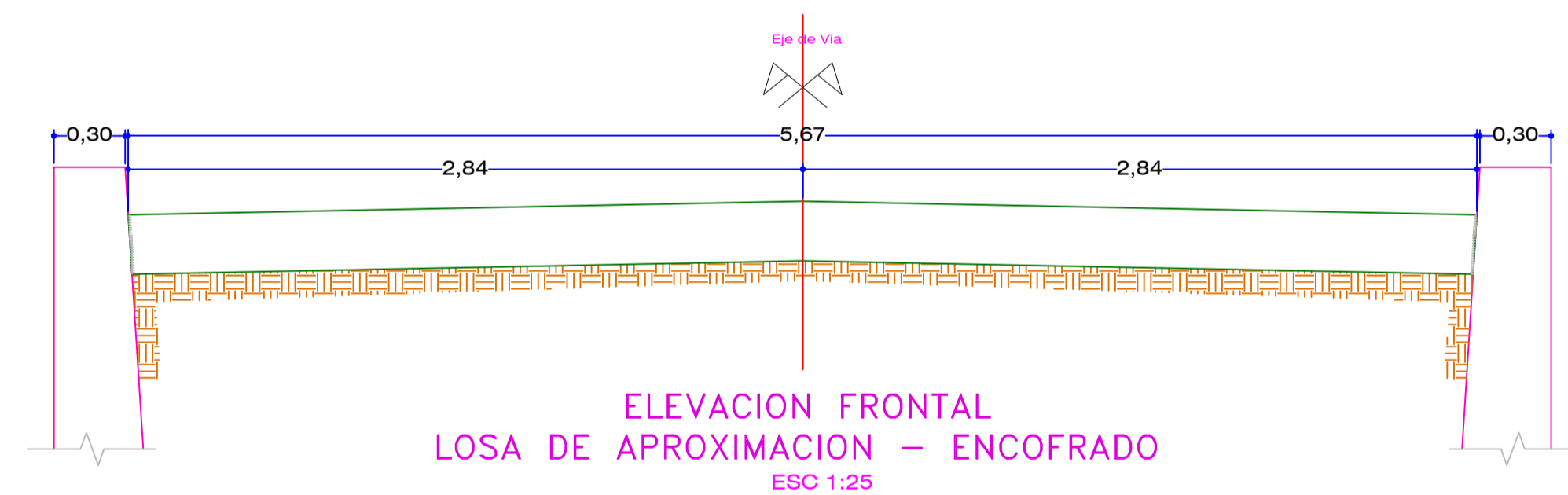
SECCION E-E- Y K-K (ESTRIBOS)
LOSA DE APROXIMACION - ENCOFRADO
ESC 1:25

LOSA DE APROXIMACION
ESC 1:25

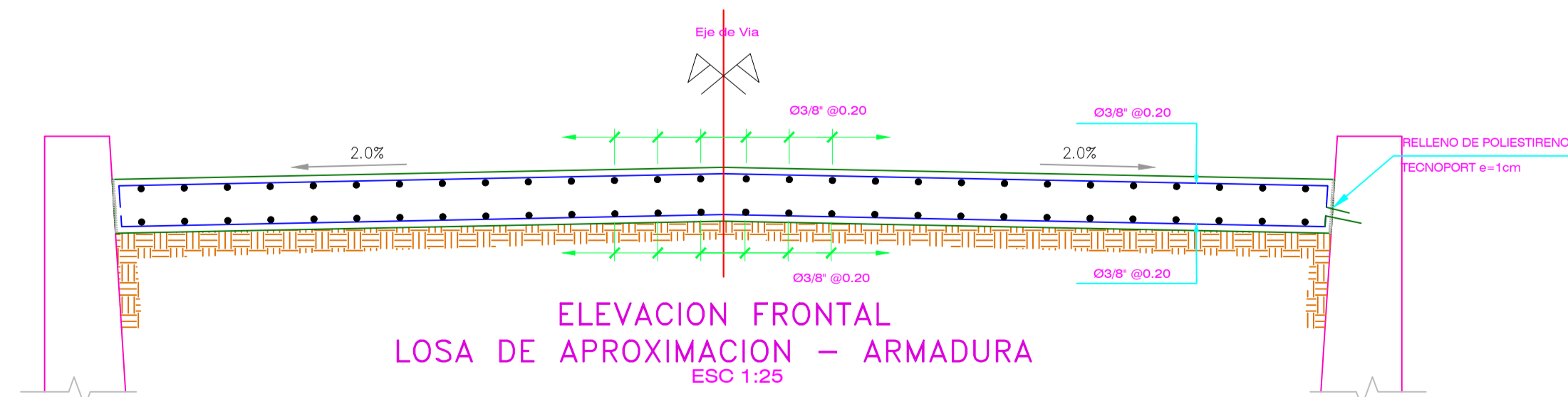


DETALLE TIPICO DE BARANDA EN PLANTA
esc. 1/20

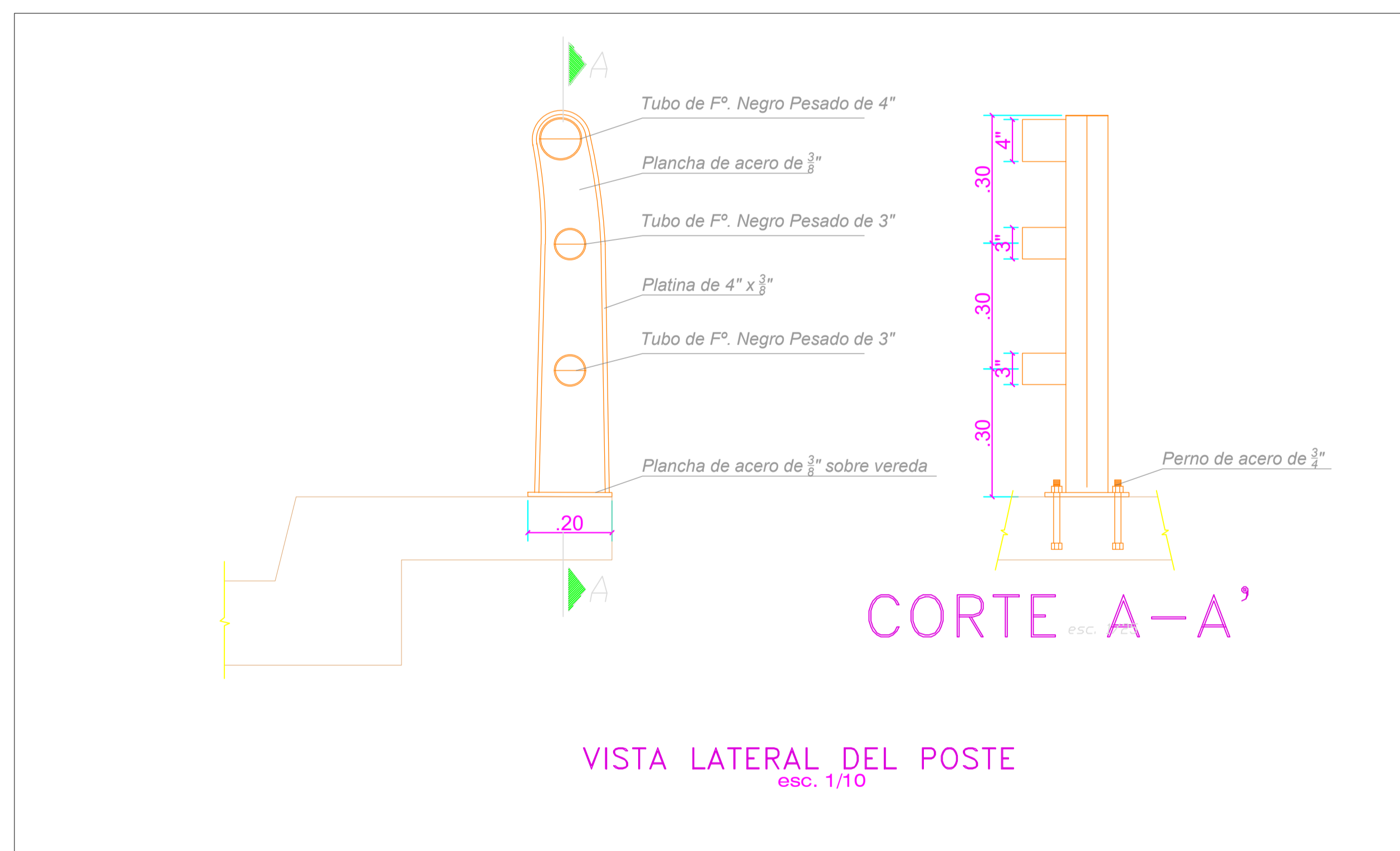
DETALLE DE BARANDA
ESC 1:25



ELEVACION FRONTAL
LOSA DE APROXIMACION - ENCOFRADO
ESC 1:25

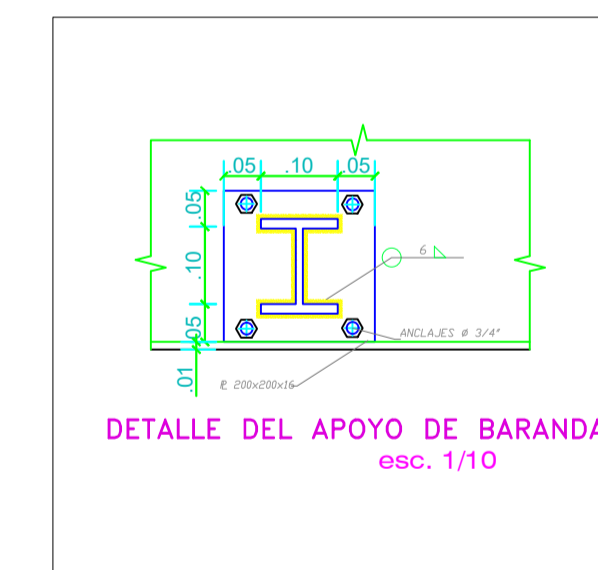


ELEVACION FRONTAL
LOSA DE APROXIMACION - ARMADURA
ESC 1:25

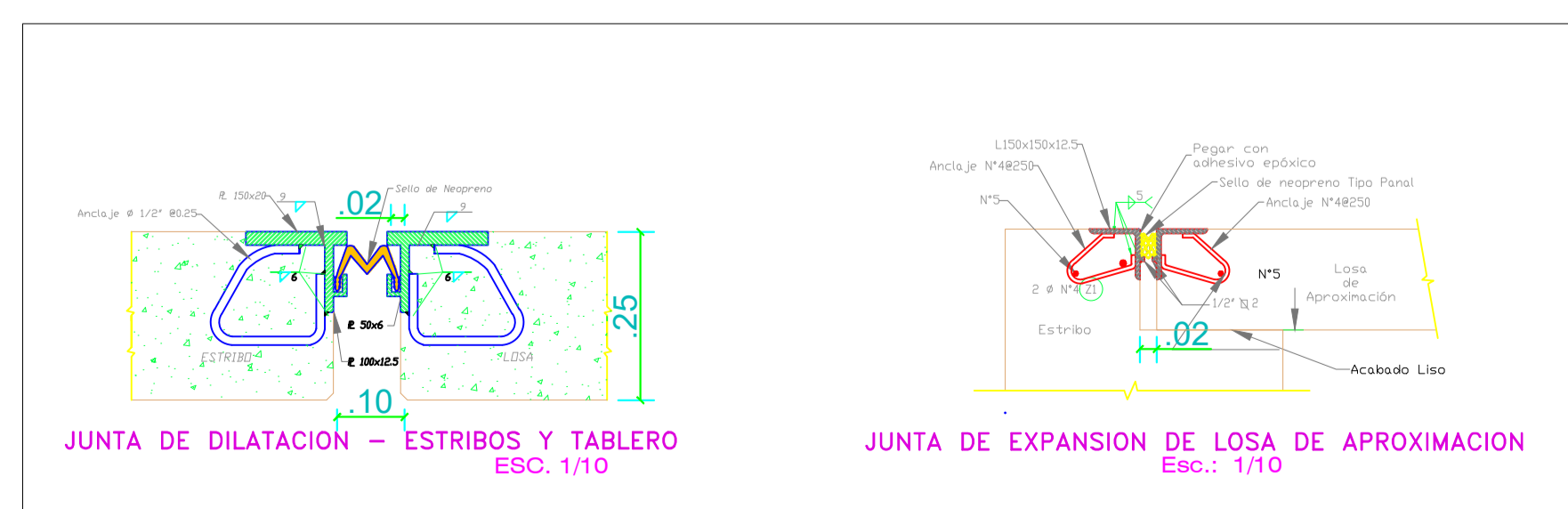


CORTE A-A'
ESC. 1/10

VISTA LATERAL DEL POSTE
esc. 1/10



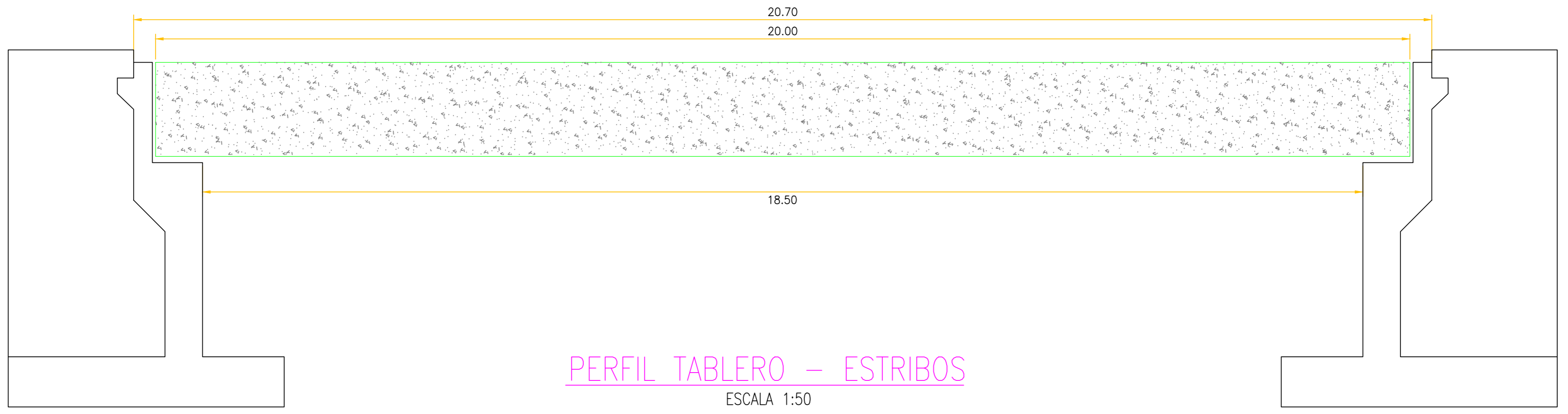
DETALLE DEL APOYO DE BARANDA
esc. 1/10



JUNTA DE DILATACION - ESTRIBOS Y TABLERO
ESC. 1/10

JUNTA DE EXPANSION DE LOSA DE APROXIMACION
ESC. 1/10

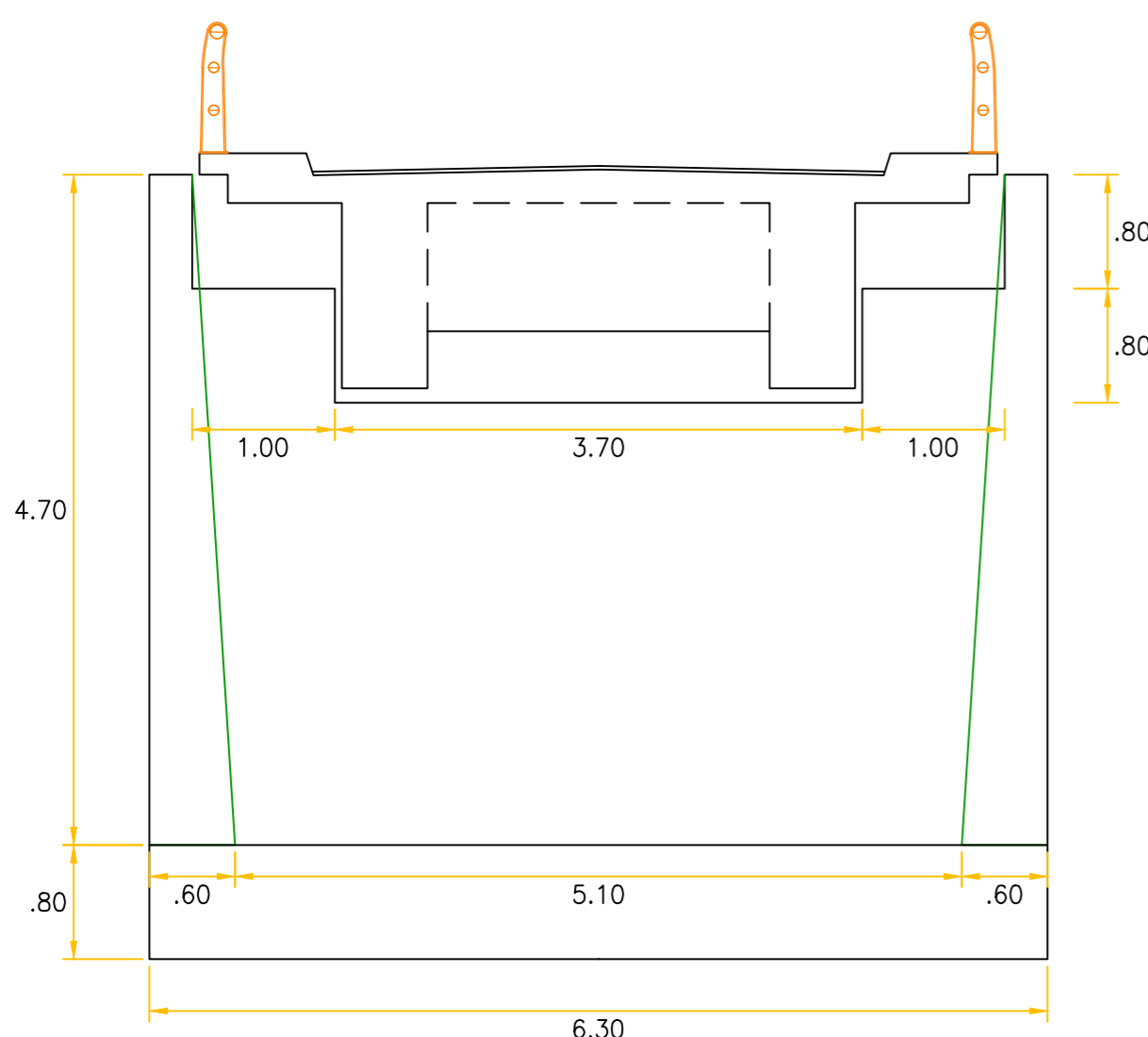
PROYECTO		PLANO	
"MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCION DEL CAMINO VECINAL - PUENTE QUERRADA SALAS - CRUCE VALLE CALLACATE, DISTRITO DE CUTERVO - CUTERVO, DISTRITO DE COCHABAMBA - CHOTA - CAJAMARCA"		LOSA DE APROXIMACION - BARANDAS DE PUNTE	
GERENCIA SUB REGIONAL CHOTA		LAMA: PE-06	
PROYECTISTA: DR. JUAN MIGUEL VARGAS FLORES		DISEÑADOR: JUAN MIGUEL VARGAS FLORES	
APROBACION:		FECHA: ABRIL 2017	
INGENIERO INGENIERO		INGENIERO	



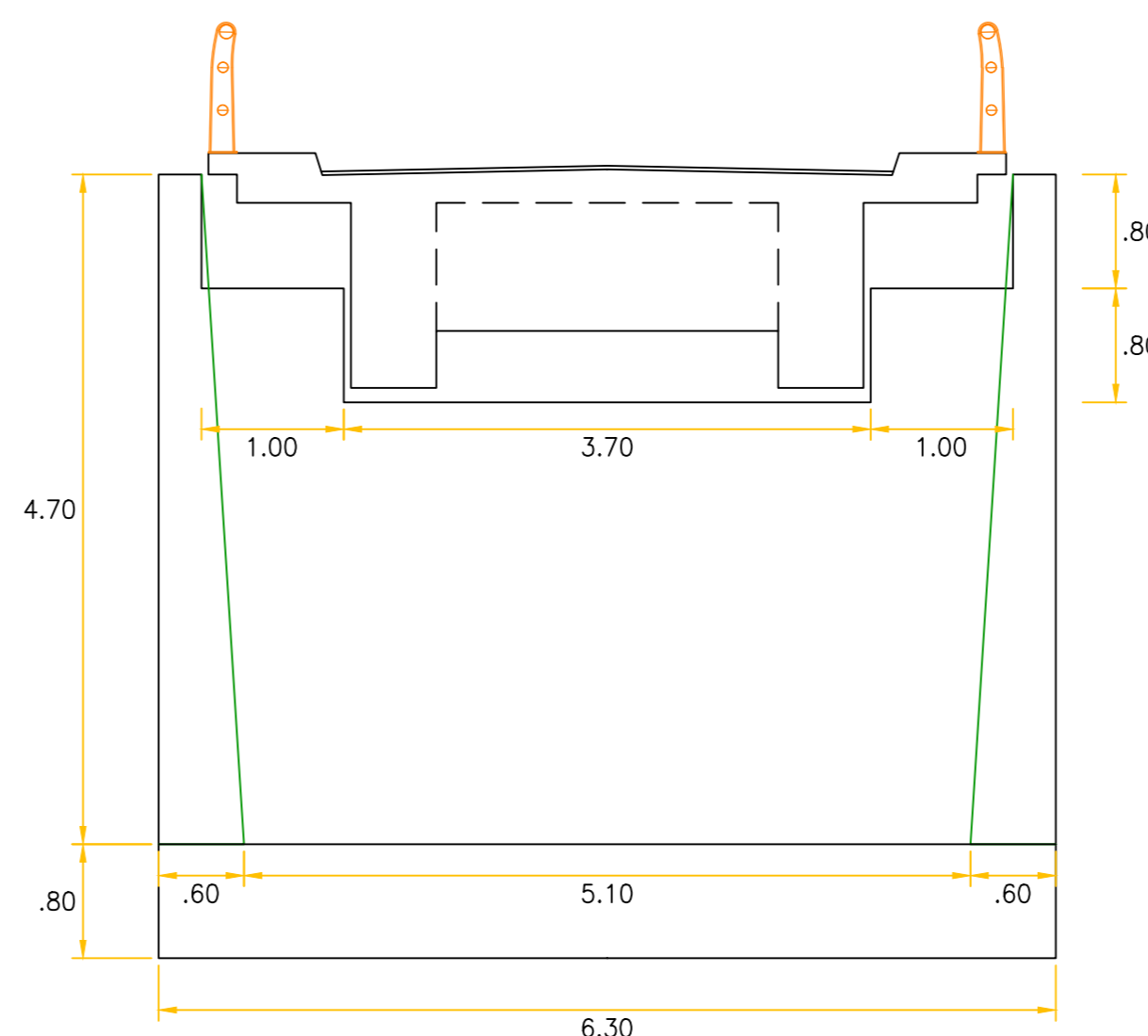
PERFIL TABLERO – ESTRIBOS
ESCALA 1:50



PLANTA TABLERO – ESTRIBOS
ESCALA 1:50



ESTRIBO DERECHO



ESTRIBO IZQUIERDO

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO ARMADO
Vigas principales, vigas diafragma, losa, veredas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
Estribos, zapatas $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO SIMPLE
Falsas zapatas $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 50 \% \text{ P.G.}$
Solados $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$

REFUERZO DE ACERO CORRUGADO
Barras de acero corrugado para concreto armado (ITINTEC 341-031)
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (CSA400-60)

GANCHO ESTANDAR
En Barras Longitudinales: Doble de 90° mas una extensión mínima de 12 cm al extremo libre de la barra.
En Estribos: Doble de 135° mas una extensión mínima de 10 cm al extremo libre de la barra.

COLOCACION DEL REFUERZO
El refuerzo se colocará respetando los recubrimientos especificados y respetando las tolerancias indicadas.

	Tolerancia en "t"	Tolerancia en el refuerzo mínimo
$d < 20 \text{ cm}$	$d < 20 \text{ cm}$	-1.0 cm
$d > 20 \text{ cm}$	$d < 20 \text{ cm}$	-1.2 cm

LIMITE PARA EL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO
El espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro o 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado.

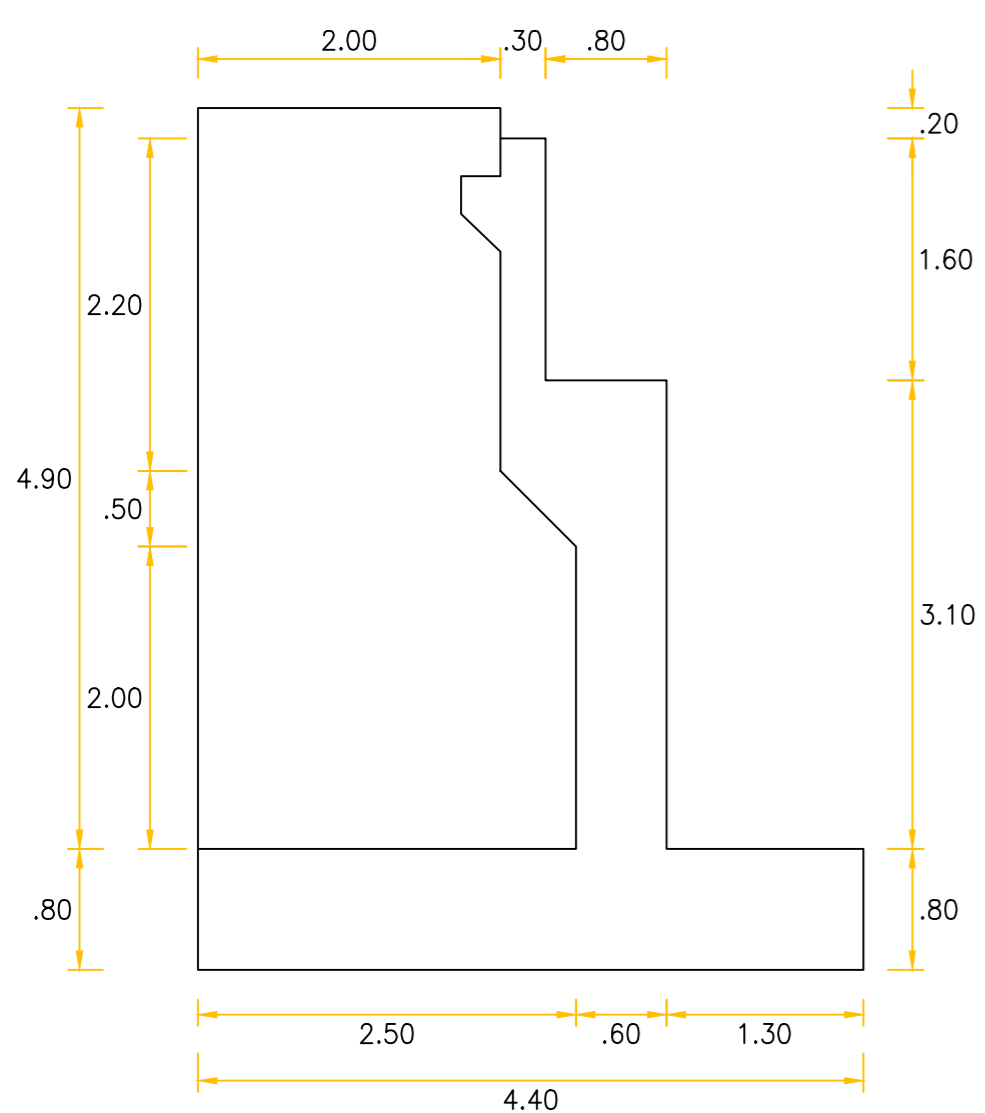
RECUBRIMIENTOS
Deberá ser proporcionado el recubrimiento siguiente:
Vigas = 6 cm Losa sólida = 3 cm Veredas = 3 cm
(El recubrimiento debe medirse al eje del estribo)

TRASLAPES
Los traslapes mínimos según los diámetros serán:

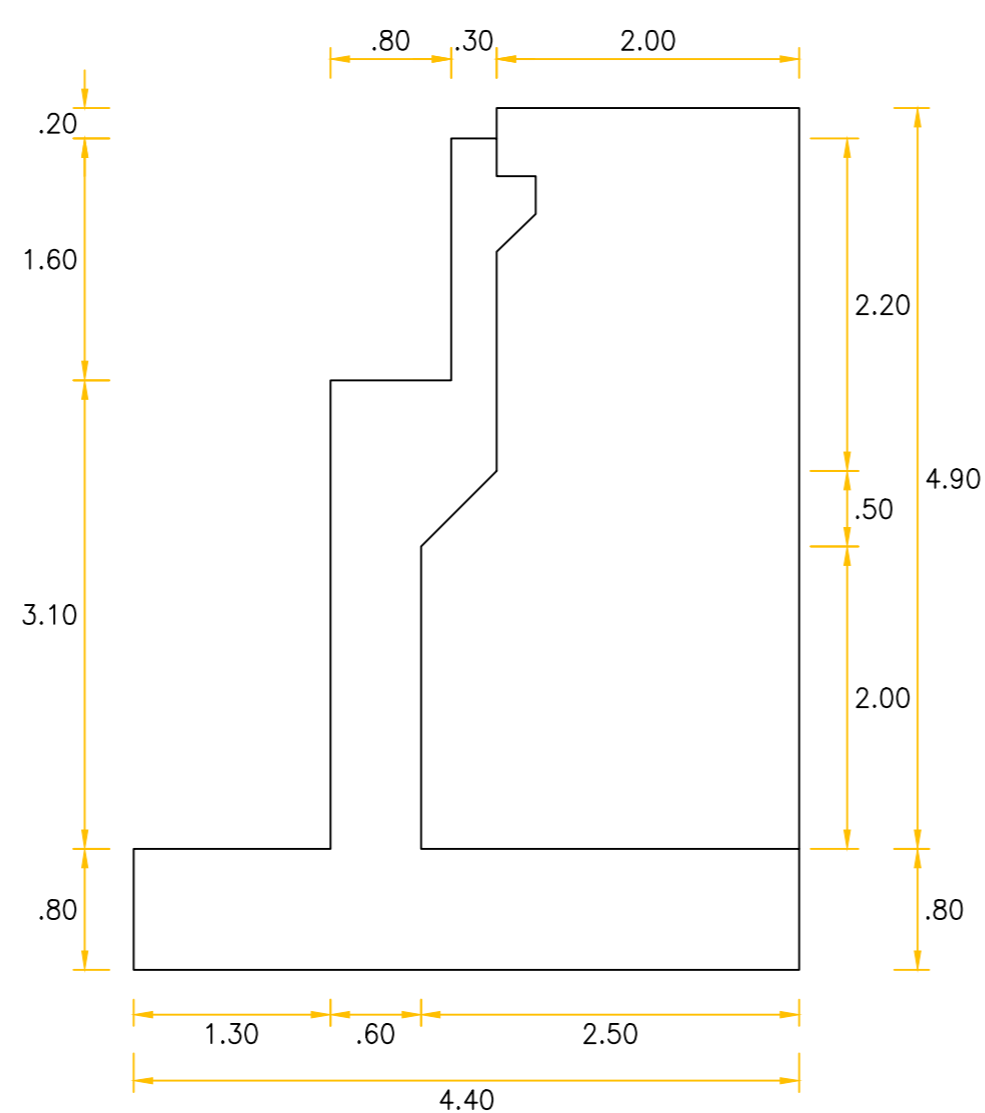
ϕ	Barras en Tensión	Barras en Compresión
3/8"	35 cm	25 cm
1/2"	45 cm	30 cm
5/8"	60 cm	40 cm
3/4"	70 cm	45 cm
1"	125 cm	60 cm

Los traslapes en zonas de refuerzos altos deben preferentemente evitarse.
La distribución e la barras con empalmes deberán alternarse en vigas y losa

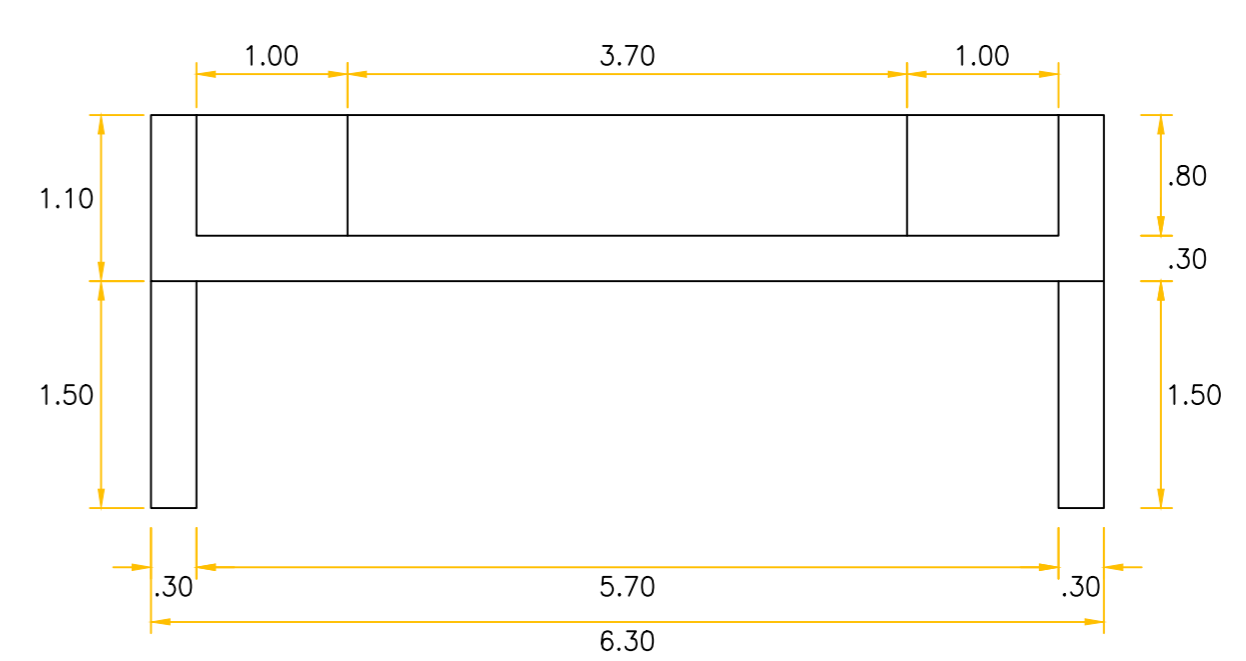
CORTE TABLERO – ESTRIBOS
ESCALA 1:50



CORTE ESTRIBO DERECHO
ESCALA 1:50



CORTE ESTRIBO IZQUIERDO
ESCALA 1:50



PLANTA CAJUELA DERECHA – IZQUIERDA
ESCALA 1:50

PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y CONSTRUCCION DEL CAMINO VECINAL - PUENTE QUEBRADA SALAS - CRUCE VALLE CALLACATE, DISTRITO DE CUTERVO - CUTERVO, DISTRITO DE COCHABAMBA - CHOTA - CAJAMARCA."		PROYECTO	
GERENCIA SUB REGIONAL CHOTA		DIMENSIONES DE ESTRIBOS DE PUENTE	
REGION: DEPARTAMENTO: PROVINCIA: DISTRITO:	CAJAMARCA: CHOTA Y CUTERVO: COCHABAMBA Y CUTERVO	LÁMINA: PE-03	
PROYECTISTA: JEFFERSON MUEL VARGAS FLORES	FECHA: ABRIL 2017	ESC.: WSP	
APROBACION:	ENCARGADA:		