

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño de Bypass Norte de regulación de caudales extremos del

Río Garrapata, Chone, Manabí

INGE-2872

Proyecto Integrador

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero/a en Ingeniería Civil

Presentado por:

María Cecilia León Paladines

Michael Israel Márquez Reyes

Guayaquil - Ecuador

Año: 2025

Dedicatoria

A Dios y a la Virgen Santísima, por ser la luz que ilumina mi camino.

A mi abuelita Martha Paladines, que desde el cielo me inspira con su amor eterno.

A mis padres, Francisco y Cecilia, que son mi razón de ser y mi ejemplo de vida. Todo lo que soy y lo que logro se lo debo a su amor infinito, sus sacrificios, y su apoyo incondicional. Son mi mayor fortaleza en cada etapa de mi vida.

A mis hermanos Juan Francisco y Génesis, que son mi vida entera, y a mi cuñada Belén, por su cariño sincero y a mi fiel mascota Mocca, por la alegría y compañía incondicional.

A mi enamorado Kevin, compañero de vida y de sueños, por caminar a mi lado con amor, paciencia y fortaleza.

Y finalmente, a mi tía Ruth León, a mis tíos Patricio y Lourdes Paladines, y al resto de mis familiares León y Paladines, por su cariño y apoyo constante.

María Cecilia León Paladines

Dedicatoria

Con gratitud, dedico este proyecto a mi
mama Elsa Reyes quien me ha apoyado día
tras día a pesar de las adversidades de la vida
con el fin de convertirme en un mejor
hombre y un gran profesional, muchas
gracias por cada acción que ha hecho por mí,
así mismo a mi hermano Edgar Márquez,
quien me ha alentado a no rendirme y ha
estado siempre conmigo a pesar de los
problemas, son lo único y más bonito que
tengo en esta vida. También a mi difunto
padre Aurelio Márquez quien, a pesar de no
estar presente, siempre soñaba con que sus
hijos fueran profesionales, y este día ese
sueño se cumple. Una mención especial para
quienes han estado en mi entorno
ayudándome o apoyándome, a mi abuelita
Eva Márquez y demás familiares que han
estado conmigo en toda mi vida universitaria.
Michael Israel Márquez Reyes

Agradecimientos

A PhD. Mijail Arias, por su valiosa guía y apoyo constante durante cada etapa de este proyecto.

A los profesores que dejaron una huella imborrable con sus enseñanzas y ejemplo: Ingenieros Eduardo Santos, Bethy Merchán, Cristian Salas, Ingrid Orta y Nadia Lagasca.

A MIM, por impulsar mi formación profesional y abrirme nuevas oportunidades.

A Michael, compañero de tesis y amigo incondicional desde el primer día de clases, por su confianza y aliento permanente.

A mis fieles amigos, a quienes la universidad me dio la dicha de conocer: Tati, Shirley, Estefa, Eddy, William, Diana, Chiri, Mae, Jorge, Álvaro y Fabricio, con quienes compartí aprendizajes, risas y momentos que nos unirán siempre. Y a todos quienes hicieron especial mi vida universitaria.

Y, por último, a mi mejor amiga Gina, y a mis amigos de toda la vida, “besties” y “Macas”, por su cariño sincero, y por estar siempre presentes a pesar de la distancia.

María Cecilia León Paladines

Agradecimientos

Reconozco con sincera gratitud a quienes han confiado en mí a lo largo de este proceso.

Gracias a mi primo Leo Márquez por ayudarme e instruirme a elegir la carrera de Ingeniería civil. A mi tutor y profesor Mijaíl Arias quien confió en mis habilidades para desarrollar proyectos de mayor índole. A mis maestros, Danilo Dávila, Laura Mendoza y Daniel Sánchez quienes me enseñaron roles importantes en la vida profesional y laboral. A mis compañeros de trabajo Fernando Cornejo, Ángel Landín y Kerly Aguilar por ayudarme durante este proyecto. A mi amiga y compañera de tesis Cecilia León por su dedicación, constancia y compromiso. A mis compañeros y amigos fieles de la universidad Estefanía, Shirley, Eddy, Joel, Maria Emilia y Diana, y todos los que me han acompañado a lo largo de esta aventura universitaria. Por ultimo y no menos importante a mi mejor amiga Saraí Macias por apoyarme moralmente en momentos difíciles.

Michael Israel Márquez Reyes

Declaración Expresa

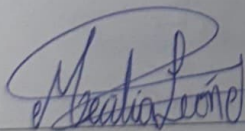
Nosotros María Cecilia León Paladines y Michael Israel Márquez Reyes acordamos y reconocemos que:

La titularidad de los derechos patrimoniales de autor (derechos de autor) del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores.

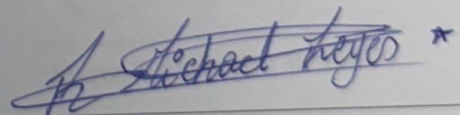
La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique a los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil, 30 de mayo del 2025.



María Cecilia León Paladines



Michael Israel Márquez Reyes

Evaluadores

MSc. Ingrid Orta
Profesor de Materia

PhD. Mijail Arias
Tutor de proyecto

Resumen

Las inundaciones en la ciudad de Chone representan un problema recurrente debido a la confluencia de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande, cuya capacidad de regulación resulta limitada en periodos de lluvias intensas. Con este antecedente, el proyecto tuvo como objetivo diseñar un bypass en la zona norte de la urbe, que permita reducir los desbordamientos y reforzar la seguridad hídrica del cantón. La hipótesis establecida indica que el uso de herramientas de modelación hidrológica, hidráulica y geotécnica facilita la definición de soluciones viables y sostenibles frente al riesgo de inundaciones. Para el desarrollo se recopilieron datos topográficos, hidrometeorológicos y geotécnicos, los cuales fueron procesados mediante modelos lluvia-esorrentía e hidrodinámicos, complementados con criterios normativos locales y verificaciones en campo. Los resultados permitieron caracterizar los caudales extremos de las cuencas y simular la dinámica de inundación en el área urbana, identificando tramos susceptibles. Con base en estos análisis se diseñó el Bypass Norte, cuya implementación disminuirá significativamente la amenaza de inundaciones y fortalecerá la resiliencia social y económica de la población.

Palabras clave: Hidrología, inundaciones, bypass, modelación hidráulica, resiliencia

Abstract

Flooding in the city of Chone is a recurrent problem due to the confluence of the Garrapata, Mosquito, and Grande rivers, whose regulation capacity is limited during periods of intense rainfall. Based on this context, the project aimed to design a northern bypass to reduce overflows and strengthen the city's water security. The hypothesis established indicates that the use of hydrological, hydraulic, and geotechnical modeling tools facilitates the definition of viable and sustainable solutions to address flood risk. For the development, topographic, hydrometeorological, and geotechnical data were collected and processed using rainfall-runoff and hydrodynamic simulations, complemented with local regulations and field verifications. The results allowed the characterization of extreme flows in the basins and the simulation of flood dynamics in the urban area, identifying the most vulnerable sections. Based on these analyses, the Northern Bypass was designed, whose implementation will significantly reduce flood hazards and strengthen the social and economic resilience of the population.

Keywords: Hydrology, flooding, bypass, hydraulic modeling, resilience

Índice General

RESUMEN.....	I
ABSTRACT.....	II
ABREVIATURAS.....	IX
SIMBOLOGÍA.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE TABLAS.....	XXIII
ÍNDICE DE PLANOS.....	XXXII
CAPÍTULO 1.....	1
1.INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Descripción del Problema.....	3
1.3 Justificación del Problema.....	4
1.4 Objetivos.....	5
Objetivo general.....	5
Objetivos específicos.....	5

CAPÍTULO 2	7
2.MATERIALES Y MÉTODOS	8
2.1 Revisión de literatura	8
2.2 Área de estudio.....	12
2.3 Trabajo de campo y laboratorio	14
2.3.1 Evaluación Inicial del Sitio	14
2.3.2 Topografía	17
2.3.3 Levantamiento Batimétrico	18
2.3.4 Caracterización Geotécnica del Terreno	19
2.4 Análisis de datos.....	26
2.4.1 Datos generales	26
2.4.2 Diagnóstico Hidrológico	34
2.4.3 Modelo Hidrológico de la Cuenca del Río Chone – Primera iteración.....	43
2.4.3 Modelación Hidráulica	46
2.5 Análisis de opciones.....	54
2.5.1 Criterios de evaluación.....	54
2.5.2 Descripción de las opciones propuestas	56
2.5.3 Selección de la mejor opción	59
CAPÍTULO 3.....	62
3.DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES	63
3.1 Normas y Criterios de Diseño	63

3.2	Análisis del Trazado y Perfil Longitudinal del Bypass norte.....	65
3.2.1	Definición y Selección del Trazado	65
3.2.2	Obtención del Perfil Longitudinal.....	66
3.3	Diseño Hidráulico del Canal	68
3.3.1	Justificación de la Sección Trapezoidal y Taludes 2H:1V	68
3.3.2	Pendiente del Canal	70
3.3.3	Borde Libre	70
3.3.4	Tirante Normal y Velocidades	72
3.4	Cálculo de Volúmenes en Base a la Sección Hidráulica del Canal	75
3.4.1	Preparación de Datos Topográficos y Buffer de Diseño	75
3.4.2	Construcción de la Sección Proyectada	76
3.4.3	Metodología de Cálculo en Civil 3D.....	76
3.4.4	Resultados del Cálculo de Volúmenes	77
3.5	Diseño de la Compuerta	82
3.5.1	Configuración y Dimensiones	82
3.5.2	Criterios Hidráulicos de Diseño y Verificación de Capacidad	83
3.5.3	Diseño de la Cimentación de la Compuerta	84
3.5.4	Armado estructural	86
3.6	Implementación del Bypass Norte en el Modelo Hidráulico	86
3.6.1	Configuración en HEC-RAS y representación del bypass.....	87
3.6.2	Condiciones de frontera y puntos de control.....	89
3.6.3	Interpretación de resultados hidráulicos y análisis de inundación	93
3.6.4	Socavación General.....	96
3.6.5	Socavación Local	99

3.7	Estabilidad de Taludes	108
3.7.1	Metodología de análisis.....	110
3.7.2	Propiedades geotécnicas.....	112
3.7.3	Escenarios de análisis y resultados.....	112
3.8	Diseño del Puente.....	118
3.8.1	Sección transversal de la superestructura.....	119
3.8.2	Diseño de la losa interior del puente	120
3.8.3	Diseño de viga AASHTO pretensada.....	121
3.8.4	Diseño de estribos	123
3.9	Especificaciones técnicas	125
CAPÍTULO 4.....		127
4.	ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL	128
4.1	Descripción del proyecto.....	128
4.2	Línea base ambiental	128
4.3	Actividades del proyecto	130
4.4	Identificación de impactos ambientales	132
4.4.1	Impactos negativos.....	133
4.4.2	Impactos positivos.....	133
4.4.3	Matriz de Leopold	134
4.5	Valoración de impactos ambientales.....	135
4.6	Medidas de prevención/mitigación	140

4.6.1	Medidas para limpieza y desbroce del terreno	140
4.6.2	Medidas para movimiento de tierras y excavación del canal	140
	Medidas para construcción del puente y obras complementarias	141
4.6.3	Medidas para manejo de materiales y residuos en obra	142
4.6.4	Medidas para restauración y cierre de obra.....	142
CAPÍTULO 5		143
5.PRESUPUESTO		144
5.1	Estructura Desglosada de Trabajo	144
5.2	Rubros y análisis de precios unitarios (fusión)	148
5.3	Descripción de cantidades de obra	152
5.3.1	Cantidades de obra – Sección Hidráulica Bypass Norte	153
5.3.2	Cantidades de obra – Compuertas	158
5.3.3	Cantidades de obra – Sección Puente.....	162
5.3.4	Cantidades de Obra-Protección de Puente C.....	166
5.4	Valoración integral del costo del proyecto.....	171
5.5	Cronograma de obra	171
CAPÍTULO 6		172
6.CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		173
6.1	Conclusiones	173
6.2	Recomendaciones.....	174

7.BIBLIOGRAFÍA.....	176
ANEXO A: PLANOS	188
ANEXO B: ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	189
ANEXO C: APUS	231
ANEXO D: PRESUPUESTO	314
ANEXO E: CRONOGRAMA	318

Abreviaturas

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
APU	Análisis de Precios Unitarios
BM	Benchmark (punto de referencia topográfico)
CN	Curve Number (Número de Curva)
DEM	Digital Elevation Model (Modelo Digital de Elevación)
EEA	European Environment Agency
ESPAC	Estadísticas del Medio Ambiente en el Ecuador (INEC)
FAO	Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura
FHWA	Federal Highway Administration
GAD	Gobierno Autónomo Descentralizado
GeoTIFF	Formato ráster geoespacial
GIS	Geographic Information System (Sistema de Información Geográfica)
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
HDS-5	Hydraulic Design Series No. 5 (FHWA)
HS-20	Carga vehicular AASHTO para diseño
IDF	Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
INEC	Instituto Nacional de Estadística y Censos
INEN	Instituto Ecuatoriano de Normalización
LRFD	Load and Resistance Factor Design

MAATE	Ministerio del Ambiente, Agua y Transición Ecológica
MAG	Ministerio de Agricultura y Ganadería
MIDUVI	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEVI	Normas Ecuatorianas de Vialidad
ODS	Objetivos de Desarrollo Sostenible
PDOT	Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial
RAS Mapper	Módulo de visualización de HEC-RAS
SCS	Soil Conservation Service (metodología hidrológica)
SENPLADES	Secretaría Nacional de Planificación
Shapefile	Formato vectorial GIS
SPT	Standard Penetration Test
Tc	Tiempo de concentración
TIN	Triangulated Irregular Network
USACE	U.S. Army Corps of Engineers
UTM	Universal Transverse Mercator
WGS 1984	World Geodetic System 1984

Simbología

— Hidrología —

t_{lag}	Tiempo de retardo [min]
T_c	Tiempo de concentración [min]
L	Longitud del cauce principal [m]
S	Pendiente media de la cuenca [m/m]
CN	Número de curva (según suelo, cobertura y humedad)
CNi	Número de curva de cada clase de suelo/cobertura
A_i	Área correspondiente a cada clase en la subcuenca
P	Precipitación total [mm]
I_a	Almacenamiento inicial [mm], $I_a = 0,2S$
S	Capacidad de retención [mm], $S = 25400/CN - 254$
Q	Escorrentía directa [mm]
I	Intensidad de lluvia [mm/h]
K	Coeficiente de intensidad (empírico según la zona)
T	Período de retorno (años)
m	Exponente del período de retorno
t	Duración del evento [min o h]
n	Exponente de la duración de lluvia

— Hidráulica de canales —

y	Tirante normal [m]
-----	--------------------

b	Ancho de solera [m]
z	Talud lateral (H:V)
A	Área hidráulica [m ²]
P	Perímetro mojado [m]
R	Radio hidráulico [m]
Q	Caudal [m ³ /s]
n	Coefficiente de rugosidad de Manning
g	Aceleración de la gravedad [9,81 m/s ²]
Cd	Coefficiente de descarga de compuerta
h1	Altura de lámina de agua aguas arriba [m]
h3	Altura de lámina de agua aguas abajo [m]
η	Relación adimensional de tirante ($\eta = y/b$)
λ	Relación de talud ($\lambda = z$)
θ	Parámetro adimensional hidráulico
— Geotecnia y cimentaciones —	
γ_c	Peso específico del hormigón ([kN/m ³])
γ_w	Peso específico del agua [kN/m ³]
ϕ	Ángulo de fricción interna del terreno (°)
Ka	Coefficiente activo de empuje de tierras
μ	Coefficiente de fricción muro–terreno
qadm	Capacidad portante admisible [kPa]

FS	Factor de seguridad
B	Ancho de zapata [m]
Memc	Momento de empuje del agua [kN·m]
Wmc	Peso del muro y cimentación [kN]
Emc	Empuje horizontal total [kN]
u	Coeficiente de fricción por deslizamiento
Rdesl	Resistencia al deslizamiento
—	Socavación en pilas
y estribos —	
ys	Profundidad de socavación local [m]
K1, K2	Factores de corrección de socavación
a	Ancho de pila o estribo [m]
y1	Tirante de aproximación [m]
Fr	Número de Froude en la sección de aproximación
V	Velocidad de flujo [m/s]
d ₅₀	Diámetro medio del material del lecho [mm]
SBR	Relación de borde sumergido
—	Estructuras y
concreto —	
f _c	Resistencia a compresión del concreto [MPa]
f _y	Límite de fluencia del acero [MPa]
E _c	Módulo de elasticidad del concreto [MPa]
M _n	Momento nominal resistente [kN·m]

M_u	Momento último de diseño [kN·m]
M_r	Momento resistente reducido [kN·m]
M_D	Momento por carga muerta [kN·m o t·m]
M_{HS20}	Momento por carga viva modelo HS-20
A_s	Área de acero de refuerzo [cm ²]
ϕ	Factor de reducción por resistencia
d	Peralte efectivo [cm]
M_{max}	Momento flector máximo [kN·m]
—— Sismo ——	
k_h	Coeficiente sísmico horizontal
F_a	Factor de amplificación para período corto
Z	Factor de zona sísmica
H_{sismo}	Empuje sísmico total [t/m]
Ψ_{sis}	Coeficiente de empuje sísmico

Índice de figuras

Figura 2.1	14
Área de estudio en chone para bypass norte. Fuente (plataforma google earth). Elaboración: cecilia león y michael márquez.	14
Figura 2.2.	15
Situación actual en el puente douglas solórzano “bypass sur de chone”.(fuente: márquez & león, visita de campo, 2025)	15
Figura 2.3	16
Vegetación existente en la zona de estudio (fuente: márquez & león, visita de campo, 2025)	16
Figura 2.4	17
Modelo digital de elevación (dem) de la topografía del área de estudio.....	17
Figura 2.5	19
Delimitación de la zona de estudio sobre el dem integrado en el modelo hec-ras.....	19
Figura 2.6	20
<i>Registro de la perforación p-01</i>	21
Figura 2.7	21

<i>Registro de la perforación p-02</i>	21
Figura 2.8	22
Perforaciones en el área de estudio	22
Figura 2.9	25
Perfil estratigráfico de p-01 y p-02	25
Tabla 2.3.....	28
Estaciones utilizadas para el análisis hidrometeorológico	28
Figura 2.10	29
Temperatura media mensual – estación m0162	29
Figura 2.11	31
Precipitación media mensual – estación m0162	31
Figura 2.12	36
Mapa del uso de suelo de la subcuenca garrapata.....	36
Figura 2.13	39
Mapa del cn ponderado por subcuenca del río garrapata	40
Figura 2.14	41

Hietograma sintético para evento de 25 años – estación meteorológica m0162.....	41
Figura 2.15	41
Hietograma representativo para un periodo de retorno de 50 años – estación m0162	41
Figura 2.16	42
Hietograma de diseño para $t = 100$ años – datos de la estación m0162.....	42
Figura 2.17	42
Hietograma de diseño para $t = 200$ años – datos de la estación m0162.....	43
Figura 2.18	44
Modelo hidrológico de la cuenca del río grande	44
Figura 2.19	47
<i>Vista el modelo tin</i>	47
Figura 2.20	49
Vista del modelo hidráulico: rasmapper	49
Figura 2.21	50
Vista del modelo hidráulico: geometría “puente margarita”	50
Figura 2.22	50

Vista del “puente margarita” levantado	50
Figura 2.23	51
Vista del modelo hidráulico corrido: rasmapper	51
Figura 2.24	51
Vista del modelo hidráulico corrido: sección transversal del puente margarita	51
Figura 2.25	52
Hietograma sintético para evento de 10 años – estación meteorológica m0162.....	52
Figura 2.26	57
<i>Opciones propuestas</i>	57
Figura 3.1.	65
Digitalización del eje preliminar del bypass sobre el modelo digital de elevación (dem 4 × 4 m).	66
Figura 3.2.	66
Recorte del dem y delimitación del área de influencia para la obtención del perfil longitudinal.	66
Figura 3.3.	67
Trazado del bypass sobre el dem 4 × 4 m y perfil longitudinal del terreno natural.....	67

Figura 3.4.	69
Sección trapezoidal adoptada con base de 15 m y taludes 2h:1v. Adaptado de (usbr, 1987).	69
Figura 3.5.	71
Relación empírica entre caudal y borde libre para canales pequeños(usbr, 1987).	71
Figura 3.6	78
Perfiles transversales representativos de la sección 1: estaciones 0+020, 0+520 y 1+020.	78
Figura 3.7	80
Perfiles transversales representativos de la sección 1: estaciones 0+020, 0+520 y 1+020.	80
Figura 3.8	81
Corte para el área del tunel. Plano 2 “perfil longitudinal y volúmenes de corte/relleno”	81
Figura 3.9	87
Trazado del bypass norte implementado en el modelo hidráulico.	87
Figura 3.10	88
Configuración del flujo lateral de entrada y salida del bypass norte en hec-ras.	88
Figura 3.11	90
Perfil hidráulico del puente banderas bajo condición de caudal máximo.	90

Figura 3.12	94
Mapa de inundación en condición sin bypass norte.....	94
figura 3.13	94
Mapa de inundación en condición con bypass norte.....	95
Figura 3.14.	98
Perfil transversal de la sección analizada con representación de la socavación general calculada.	98
Figura 3.15	104
Sección transversal del puente 4 con representación de socavación local en pilas.....	104
Figura 3.16	106
Esquema de enrocado y faldón protector en estribos.....	106
Figura 3.17.	107
Dimensiones para la protección de pilas.	107
figura 3.18.	108
Protecciones en la sección transversal del puente 4.....	108
Figura 3.19	111

Geometría de la sección transversal analizada para el bypass norte.	111
Figura 3.20	113
Superficie crítica y fs en condición estática para bypass sin operar.	113
Figura 3.21	114
Superficie crítica y fs en condición sísmica para bypass sin operar.	114
Figura 3.22	116
Superficie crítica y fs en condición estática para bypass operativo.	116
Figura 3.23	117
Superficie crítica y fs en condición sísmica para bypass operativo.	117
Figura 4.1	135
Matriz de leopold adaptada al bypass norte compacto del río garrapata	135
Figura 5.1	144
Desglose de las etapas del proyecto	144
Figura 5.2	144
<i>Desglose de planificación</i>	144
Figura 5.3	145

<i>Desglose de diseño</i>	<i>145</i>
<i>Figura 5.4</i>	<i>146</i>
<i>Desglose de entregables.....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 5.5</i>	<i>147</i>
<i>Desglose de construcción.....</i>	<i>147</i>

Índice de tablas

tabla 2.1	20
Coordenadas de perforaciones geotécnicas incluidas en el estudio	20
Tabla 2.2.....	27
Características morfométricas de las subcuencas del sistema chone	27
Tabla 2.4.....	32
Periodos de retorno aplicados al diseño hidrológico.....	32
Tabla 2.5.....	35
Coeficientes de ecuación de intensidad de lluvia - estación meteorológica m0162	35
Tabla 2.6.....	38
Referencias entre cn vs tipo y uso de suelo (chow et al., 2010; u. N. R. C. Service, 2004).	38
Tabla 2.7.....	39
<i>Cn ponderado por subcuenca</i>	39
Tabla 2.8.....	45
Parámetros hidrológicos de las subcuencas del río chone	45
Tabla 2.9.....	45

Caudales máximos por subcuenca y periodo de retorno	45
Tabla 2.10.....	53
Caudales calibrados de cada cuenca aportante.....	53
Tabla 2.11.....	56
Ponderación de criterios de evaluación.....	56
Tabla 2.12.....	59
<i>Matriz de evaluación ponderada</i>	59
Tabla 3.1.....	77
Resultados de volúmenes en la sección 1.	77
Tabla 3.2.....	79
Resultados de volúmenes en la sección 2.	79
Tabla 3.3.....	91
Resultados hidráulicos – sección 3+560 garrapata	91
Tabla 3.4.....	91
Resultados hidráulicos – puente bejuco (8+349.5)	91
Tabla 3.5.....	91

Resultados hidráulicos – puente 4 (3+500 río chone).....	91
Tabla 3.6.....	91
Resultados hidráulicos – puente 3 (3+380 río chone).....	91
Tabla 3.7.....	92
Resultados hidráulicos – puente banderas (3+140).....	92
Tabla 3.8.....	92
Resultados hidráulicos – puente banderas (24+530).....	92
Tabla 3.9.....	92
Resultados hidráulicos – 22+910 río chone luego	92
Tabla 3.10.....	98
Cálculo de socavación general en la sección ubicada a 2.60 km aguas abajo del bypass norte. ..	98
Tabla 3.11.....	101
Resultados del cálculo de socavación local en estribos para el puente 4.....	101
Tabla 3.12.....	103
Cálculo de socavación local en pilas del puente 4.	103
Tabla 3.13.....	105

Dimensiones y parámetros hidráulicos para la protección de estribos.	105
Tabla 3.14.....	109
Valores del factor z para las zonas sísmicas del ecuador. Fuente: (miduvi, 2023).....	109
Tabla 3.15.....	109
Clasificación del perfil de suelo tipo e según nec-se-ds. Fuente: (miduvi, 2023).....	109
Tabla 3.16.....	110
Coeficiente de amplificación f_a para diferentes perfiles de suelo. <i>Fuente:</i> (miduvi, 2023).....	110
Tabla 3.17.....	112
Propiedades geotécnicas utilizadas en el análisis de estabilidad.	112
Tabla 4.1.....	131
<i>Actividades del proyecto</i>	131
Tabla 4.2.....	136
Escala de valoración cualitativa. Adaptado de mae (2015) y conesa (2010).....	136
Tabla 4.3.....	136
Valoración de actividades con potencial impacto ambiental	136
Tabla 4.4.....	138

Escala de valoración cualitativa del índice de impacto ambiental	138
Tabla 4.5.....	138
Resultados de la valoración cualitativa de impactos ambientales.....	138
Tabla 5.1.....	148
Descripción detallada de los rubros	148
Tabla 5.2.....	151
Apu de la limpieza del terreno con máquina.....	151
Tabla 5.3.....	153
Cálculo de área de limpieza del terreno	153
Tabla 5.4.....	154
<i>Cálculo de longitud de replanteo</i>	<i>154</i>
Tabla 5.5.....	154
<i>Resumen de volúmenes de excavación</i>	<i>154</i>
Tabla 5.6.....	155
<i>Cálculo de volúmenes de relleno</i>	<i>155</i>
Tabla 5.7.....	156

Cálculo de área de perfilado de taludes.....	156
Tabla 5.8.....	156
Cálculo del volumen de hormigón simple	156
Tabla 5.9.....	156
Cálculo de área de malla electrosoldada	157
Tabla 5.10.....	157
<i>Cálculo de juntas de dilatación.....</i>	<i>157</i>
Tabla 5.11.....	157
<i>Cálculo de material a botadero</i>	<i>158</i>
Tabla 5.12.....	158
<i>Cálculo de área de geotextil</i>	<i>158</i>
Tabla 5.13.....	159
Excavación de cimentación para compuertas	159
Tabla 5.14.....	159
Cálculo de acero de refuerzo para compuertas	159
Tabla 5.15.....	160

<i>Volumen de hormigón en compuertas</i>	160
Tabla 5.16.....	161
<i>Cantidad de compuertas metálicas</i>	161
Tabla 5.17.....	161
<i>Longitud de pasamanos</i>	161
Tabla 5.18.....	161
<i>Cantidad de rejillas</i>	161
Tabla 5.19.....	162
<i>Días de achique</i>	162
Tabla 5.20. Excavación con máquina y desalojo para el puente.....	163
Tabla 5.21. Relleno y compactado con material de mejoramiento en el puente.....	163
Tabla 5.22. <i>Hormigón estructural en losa del puente</i>	163
Tabla 5.23. Hormigón simple ciclópeo en estribos del puente	164
Tabla 5.24. Hormigón simple en barreras de contención del puente	164
Tabla 5.25. <i>Acero de refuerzo para el puente</i>	165
Tabla 5.26. <i>Pintura anticorrosiva en barandas del puente</i>	165

Tabla 5.27. <i>Encofrados y apuntalamientos en el puente</i>	165
Tabla 5.28.....	166
Excavación para estribos con máquina y desalojo	166
Tabla 5.29.....	167
Excavación para pilas con máquina y desalojo	167
Tabla 5.30.....	167
Excavación para márgenes con máquina y desalojo	167
Tabla 5.31.....	167
<i>Enrocado d50=15 cm en estribos</i>	167
Tabla 5.32.....	168
<i>Enrocado d50=15 cm en pilas</i>	168
Tabla 5.33.....	168
<i>Enrocado d50=15 cm en márgenes</i>	168
Tabla 5.34.....	168
<i>Relleno compactado para estribos</i>	168
Tabla 5.35.....	169

<i>Relleno compactado para pilas</i>	169
Tabla 5.36.....	169
<i>Relleno compactado para márgenes</i>	169
Tabla 5.37.....	170
<i>Geotextil no tejido en estribos</i>	170
Tabla 5.38.....	170
<i>Geotextil no tejido en pilas</i>	170
Tabla 5.39.....	170
<i>Geotextil no tejido en márgenes</i>	170

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1	SECCIONES HIDRAULICAS - SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN
PLANO 2	PERFIL LONGITUDINAL Y VOLÚMENES DE CORTE/RELLENO
PLANO 3	DISEÑO Y DETALLE DE COMPUERTAS
PLANO 4	DISEÑO DE LOSA Y DETALLE DE ARMADO
PLANO 5	DISEÑO DE VIGA Y DETALLE DE ARMADO
PLANO 6	DISEÑO DE ESTRIBO Y DETALLE DE ARMADO

Capítulo 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Las inundaciones han sido parte del paisaje natural desde tiempos antiguos, pero en las últimas décadas su frecuencia e impacto han aumentado notablemente. Cada vez son más comunes los eventos en los que el agua sobrepasa la capacidad de los cauces o sistemas de drenaje, afectando tanto a grandes urbes como a zonas rurales. La acumulación repentina del caudal genera problemas en infraestructura, viviendas y sistemas agrícolas. Este tipo de fenómenos no solo daña lo construido, sino que también altera el funcionamiento social y económico de las comunidades.

Diferentes regiones del mundo han enfrentado estos riesgos mediante obras estructurales y soluciones de planificación. En el sudeste asiático, ciudades como Yakarta, Manila y Bangkok han construido canales de alivio, estaciones de bombeo, lagunas de retención y parques inundables para reducir los efectos de las lluvias monzónicas. En Europa, países como Alemania y los Países Bajos aplican estrategias integrales de gestión de cuencas, combinando infraestructura tradicional con soluciones naturales para controlar caudales extremos y proteger zonas urbanas.

En América, tanto las regiones tropicales como templadas han adoptado medidas similares. Nueva Orleans ha implementado diques, compuertas y desvíos (*bypasses*) para contener las crecidas del río Mississippi. Buenos Aires, capital argentina, destaca por el túnel aliviador del Maldonado, una conducción subterránea que permite desviar el exceso de agua durante tormentas intensas, protegiendo áreas densamente pobladas. Estas obras refuerzan la seguridad hídrica sin interferir con la operatividad urbana.

En América Latina, las condiciones estructurales, sociales y climáticas aumentan la exposición al riesgo. En Ecuador, las regiones litoral y amazónica experimentan inundaciones recurrentes. Provincias como Manabí, Guayas y Esmeraldas presentan cuencas con respuesta

rápida a lluvias intensas, agravadas por factores como deforestación, urbanización no planificada y colapso del sistema de drenaje durante eventos como El Niño.

En este contexto, Chone enfrenta una situación crítica por su ubicación en una zona de confluencia de los ríos Garrapata, Grande y Mosquito. Durante lluvias intensas, estos aportan caudales que superan la capacidad del sistema. Si bien se han ejecutado obras de alivio en el sur, enfocadas en los ríos Grande y Mosquito, no existe infraestructura que regule los flujos del río Garrapata, ubicado al norte. Esto provoca desbordamientos recurrentes, afectando viviendas, servicios y zonas productivas. Se hace evidente la necesidad de una solución hidráulica que complemente el sistema existente y mejore la seguridad hídrica del cantón.

1.2 Descripción del Problema

Chone, una ciudad vital en la provincia de Manabí, Ecuador, enfrenta una problemática crónica y severa de inundaciones urbanas, intensificada con cada temporada de lluvias. Su ubicación en una confluencia hídrica la hace intrínsecamente vulnerable a crecidas por precipitaciones intensas. Esta vulnerabilidad se agrava por el crecimiento urbano desordenado en zonas históricamente inundables, la deforestación de las cuencas altas y los efectos del cambio climático, que magnifican la magnitud y frecuencia de eventos extremos.

El déficit crítico radica en la ausencia de regulación para los caudales del río Garrapata, provenientes del norte, cuya cuenca carece de obras de control hidráulico. A diferencia del río Grande, que cuenta con una represa aguas arriba, y del río Mosquito, que se conecta al sistema existente, mientras que el río Garrapata no dispone de ninguna estructura que controle sus aportes. El sistema actual cuenta con un bypass sur que desvía parcialmente los flujos provenientes de algunos afluentes; sin embargo, este resulta insuficiente frente a eventos de gran intensidad, ya que no considera los caudales del río Garrapata y, además, presenta problemas de azolvamiento. A ello se suma el mal manejo operativo de la represa Simbocal, que limita la capacidad de

regulación del sistema en su conjunto y agrava la vulnerabilidad de la ciudad. Esta falta de control genera desbordamientos frecuentes hacia el casco urbano, provocando anegación de viviendas, interrupción de servicios, pérdidas económicas y riesgo permanente para la población.

1.3 Justificación del Problema

La imperante necesidad de abordar la problemática de las inundaciones provocadas por el río Garrapata en el cantón Chone radica en sus profundos impactos en la seguridad y el bienestar de la población. La ausencia de obras de regulación en la parte norte de la cuenca expone recurrentemente a barrios urbanos y zonas productivas a desbordamientos. Esto se traduce directamente en cuantiosas pérdidas económicas, interrupción sistemática de servicios esenciales y un deterioro significativo de la calidad de vida de los habitantes. La implementación de una solución estructural como un bypass norte no solo permitirá controlar el caudal excedente durante eventos extremos, sino que evitará su llegada descontrolada al área urbana, transformando una amenaza recurrente en un factor de estabilidad.

Más allá de la protección directa de vidas y bienes, incluyendo infraestructuras críticas como viviendas, escuelas y hospitales, una intervención hidráulica adecuada contribuirá sustancialmente a la operatividad de la ciudad en época de lluvias. Reduciría significativamente los costos de mantenimiento correctivo generados por daños recurrentes y sentará las bases para un desarrollo urbano más ordenado y seguro. Desde una perspectiva técnica, este tipo de solución mejoraría el funcionamiento general del sistema hídrico existente y prepararía a la ciudad para escenarios futuros asociados al cambio climático. Su implementación no solo resolvería un problema local apremiante, sino que también podría servir como un modelo de gestión de riesgos hídricos replicable para otras ciudades con características geográficas y climáticas similares.

Por el contrario, la inacción frente a la problemática de la cuenca del río Garrapata agravaría los efectos de las inundaciones en Chone. La recurrencia de eventos hidrometeorológicos

extremos, sin la implementación de medidas de control apropiadas, provocaría daños progresivos en la infraestructura crítica, aumentando el riesgo sobre la población y afectando la sostenibilidad de sectores económicos clave del cantón. Esta omisión reduciría la capacidad de adaptación del territorio frente a escenarios climáticos futuros y profundizaría su vulnerabilidad ambiental y social. En este contexto, abordar técnicamente esta problemática no solo constituye una medida preventiva fundamentada, sino una acción necesaria para fortalecer la resiliencia del sistema urbano y proteger de manera sostenible a la comunidad chonense.

1.4 Objetivos

Objetivo general

Diseñar un sistema de control de inundaciones tipo bypass en la zona norte de Chone, mediante la aplicación de herramientas de modelación hidrológica e hidráulica avanzada, permitiendo la regulación de caudales extremos del río Garrapata y mitigando el riesgo de desbordamientos en el área urbana del cantón.

Objetivos específicos

- **Caracterizar** la hidrología de las cuencas de los ríos existentes como: Garrapata, Mosquito y Grande, utilizando el modelo lluvia-escorrentía HEC-HMS y considerando condiciones topográficas, tipo y uso de suelo (número de curva - CN), normativas locales e información hidrometeorológica disponible, para el análisis del comportamiento hídrico y estimación de los caudales máximos asociados a eventos de precipitación extrema.
- **Evaluar** el comportamiento hidráulico de los ríos: Garrapata, Mosquito y Grande y su interacción con la infraestructura urbana de Chone en condiciones de crecidas extremas, empleando el software HEC-RAS, identificando las zonas de mayor vulnerabilidad y comprendiendo la dinámica de inundación actual.

- **Diseñar** la infraestructura del bypass Norte, considerando las especificaciones técnicas necesarias, así como su correcta integración al sistema hidráulico existente y proyectado, reduciendo el riesgo de inundaciones y contribuyendo al bienestar integral de la comunidad Chonense.

Capítulo 2

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Revisión de literatura

Las inundaciones urbanas han adquirido una frecuencia e intensidad alarmantes en los últimos años, resultado del incremento de fenómenos hidrometeorológicos extremos y del crecimiento urbano desordenado. En ciudades atravesadas por cuencas activas, como es el caso de muchas zonas urbanas en Ecuador, la impermeabilización del suelo reduce la infiltración y acelera la escorrentía superficial, desbordando los sistemas de drenaje (Almeida et al., 2023). Este fenómeno se vuelve aún más crítico en zonas con redes sanitarias y pluviales combinadas, donde el colapso de la infraestructura puede implicar incluso riesgos sanitarios (Agency, 2009).

El análisis hidrológico constituye la base para la planificación de obras hidráulicas que mitiguen este tipo de eventos. La delimitación de cuencas, la caracterización de su morfometría y la clasificación del uso del suelo permiten identificar las áreas más vulnerables a la generación de escorrentías (Guevara et al., 2018; Velásquez-Intriago & al., 2023). En este contexto, herramientas como el modelo SCS-CN, desarrollado originalmente por el Servicio de Conservación de Suelos de los EEUU, en la década de 1950, ofrecen estimaciones confiables del caudal generado a partir de lluvias de diseño, especialmente cuando se alimentan con parámetros locales como el uso del suelo, tipo de suelo y condición de humedad antecedente. Su aplicación ha sido ampliamente validada en distintas regiones mediante el uso de datos obtenidos por teledetección o levantamientos topográficos (McCuen, 1982; U. S. C. Service, 1972).

Un aspecto clave en el análisis hidrológico de una cuenca es la determinación del número de curva (CN), desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del USDA (Departamento de Agricultura de los EEUU). Este parámetro combina el tipo de suelo, el uso del suelo y la condición hidrológica antecedente para estimar la escorrentía directa producida por una tormenta. Cuencas con valores de CN superiores a 80 generan escorrentías elevadas con

precipitaciones moderadas, lo cual ocurre comúnmente en zonas urbanizadas o con suelos arcillosos (Maidment, 1993; U. N. R. C. Service, 2004).

El tiempo de concentración también representa un parámetro determinante, ya que define la duración mínima de precipitación que producirá el caudal pico en la salida de la cuenca. Hoyas pequeñas y empinadas, como las subcuencas del río Garrapata, tienen tiempos de concentración reducidos, lo que provoca respuestas hidrológicas rápidas y violentas ante lluvias intensas (INAMHI, 2019a; Portilla, 2018) . Esta condición obliga a dimensionar canales y estructuras de derivación capaces de evacuar rápidamente el caudal sin generar desbordamientos.

En regiones con topografía irregular, las características físicas de la cuenca influyen significativamente en la velocidad con la que el agua de lluvia se transforma en escorrentía superficial. Factores como la cobertura vegetal, el tipo de suelo y el estado de humedad previo al evento son determinantes para la precisión de los modelos hidrológicos. La correcta identificación de estas variables es clave para simular eventos extremos con mayor fidelidad y prevenir errores en el dimensionamiento de la infraestructura (Aparicio Jiménez, 2015; Celleri et al., 2010).

Para estimar el caudal de diseño en eventos extremos, las curvas IDF proporcionadas por los servicios meteorológicos oficiales permiten definir la intensidad de lluvia en función del periodo de retorno y la duración del evento (INAMHI, 2019b; Maidment, 1993). En cuencas de más de 100 hectáreas, el modelo del hidrograma sintético SCS, combinado con el número de curva (CN), ha demostrado ofrecer resultados confiables al incorporar factores como el uso del suelo y la condición de humedad antecedente (Ross et al., 2018; Zanaga & al., 2022). Además, para garantizar la validez de las simulaciones, diversos autores recomiendan emplear métodos de ajuste de bondad entre los hidrogramas observados y los simulados. Indicadores como el coeficiente de eficiencia de Nash-Sutcliffe y el error porcentual medio permiten verificar que la respuesta hidrológica modelada se ajusta adecuadamente a las condiciones reales de la cuenca (Moriassi et al., 2007; Peña & Patiño, 2019).

Posteriormente, el software HEC-RAS es utilizado para simular el comportamiento del flujo a superficie libre en los canales de derivación propuestos, considerando variables como geometría de la sección, pendiente longitudinal, rugosidad y régimen del flujo (Norman & al., 2001; USACE, 2016). Esta integración metodológica garantiza mayor precisión en el diseño estructural y una respuesta más efectiva ante eventos hidrometeorológicos críticos.

Desde la perspectiva hidráulica, una infraestructura efectiva debe considerar no solo el caudal pico, sino también variables como el tirante hidráulico, la pendiente longitudinal y el coeficiente de rugosidad del cauce. Estos factores determinan la eficiencia del flujo y su interacción con el entorno construido (Cowan, 1956; Zhang & Schaap, 2019). En sectores de baja topografía o costeros, como ocurre en zonas del cantón Chone, el flujo suele presentar condiciones subcríticas, lo que incrementa la susceptibilidad a inundaciones por almacenamiento de caudales y limita la velocidad de evacuación (Bonilla et al., 2016).

Este comportamiento demanda una modelación detallada del perfil de flujo y un dimensionamiento cuidadoso de secciones que aseguren tirantes adecuados incluso en situaciones de marea alta o crecida (Mora & González, 2018; Ramírez & Mejía, 2011). Además, los análisis de velocidad crítica y energía específica resultan indispensables para evitar fenómenos de socavación, especialmente en tramos de transición o en zonas donde convergen escorrentías con diferentes velocidades (Escameia, 1998; H. Gupta & Martínez, 2020)

La hidráulica de flujo a superficie libre establece que el régimen del flujo subcrítico o supercrítico debe ser evaluado en función de la pendiente, la rugosidad y la geometría del canal. En pendientes suaves, el flujo suele ser subcrítico, permitiendo mayor control mediante estructuras como vertederos o compuertas. Sin embargo, en tramos inclinados, el flujo tiende a ser supercrítico, exigiendo obras disipadoras de energía para evitar daños estructurales (Celleri et al., 2017; Chow, 1959)

La implementación de canales de derivación, también conocidos como bypass hidráulicos, ha demostrado su eficacia en ciudades con sistemas fluviales activos. En Buenos Aires, por ejemplo, el túnel aliviador del Maldonado permitió desviar caudales que anteriormente anegaban barrios enteros, demostrando que estas soluciones son viables incluso en contextos urbanos densos (Aravena, 2009; Cormier, 2008). El caso japonés del G-Cans Project refuerza esta visión al incorporar ingeniería de alta capacidad para el manejo de crecientes repentinas, protegiendo a millones de habitantes (UACDC, 2010; Vogel, 2006)

La evaluación hidráulica de estos sistemas requiere herramientas especializadas que permitan modelar flujos a superficie libre con precisión, para lo cual se recomienda el uso de programas como HEC-RAS en conjunto con criterios de análisis de socavación y transporte de sedimentos, según lo establecido en las especificaciones nacionales para infraestructura vial. (FHWA, 2005; MTOP, 2013)

En zonas de topografía ondulada donde no es viable mantener un flujo constante por gravedad, los sifones invertidos se presentan como una solución eficiente. Estas estructuras permiten transportar el caudal a través de pendientes negativas cruzando obstáculos como caminos o elevaciones, garantizando la continuidad del sistema hidráulico sin pérdida de carga significativa (Novotny, 2003; Wurbs & James, 2002).

En áreas con suelos erosionables o escasa cobertura vegetal, las pérdidas por infiltración y la velocidad del flujo superficial se convierten en factores críticos en el diseño de drenaje. La ingeniería de conservación de suelos y aguas propone prácticas para mitigar la escorrentía mediante estructuras de retención, terrazas de infiltración y revegetación estratégica que reduzcan la energía del flujo y favorezcan la recarga del subsuelo (Mutunga & Mbuvi, 2011; Schwab et al., 1993).

La hidrodinámica de estos proyectos no puede aislarse del contexto territorial. Estudios de cartografía reciente muestra que el cambio de uso del suelo por agricultura extensiva ha contribuido a aumentar la escorrentía, degradar la cobertura vegetal y disminuir la capacidad de almacenamiento natural en cuencas rurales (INEC, 2022; MAG, 2021a). Este fenómeno evidencia la necesidad de un enfoque integrado en la gestión de cuencas, donde las soluciones técnicas se articulan con políticas de ordenamiento territorial (G. A. D. M. del C. Chone, 2015).

2.2 Área de estudio

El presente estudio se localiza en el cantón Chone, situado al noreste de la provincia de Manabí, en la región litoral del Ecuador. Chone se encuentra aproximadamente a los 0°41' de latitud sur y 80°5' de longitud oeste, y forma parte de la cuenca hidrográfica del río Chone, la cual está compuesta por varios afluentes importantes como el río Garrapata, Mosquito, y Grande (SENPLADES, 2020). Esta configuración hidrográfica hace de Chone una zona de alta exposición a inundaciones, sobre todo en épocas de lluvia intensa.

El área de intervención directa corresponde a la subcuenca del río Garrapata, ubicada en el sector norte del casco urbano. Esta zona presenta una topografía montañosa y fragmentada, lo que genera pendientes pronunciadas en las áreas altas, zonas planas y en las partes bajas donde se asienta la mayoría de la población urbana. Esta combinación de relieve propicia una rápida generación de escorrentía durante eventos de precipitación fuerte, lo que incrementa el riesgo de desbordamientos (G. A. D. Chone, 2023a).

Según datos actualizados del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), el cantón Chone cuenta con una población total de 128166 habitantes, de los cuales el 57.4% (73537 habitantes) reside en zonas rurales y el 42,6% (54629 habitantes) en áreas urbanas (INEC, 2022). Esta distribución revela un marcado predominio de población rural, lo que acentúa la necesidad de soluciones hidráulicas adaptadas a contextos de baja densidad y limitada infraestructura,

especialmente en comunidades expuestas a inundaciones y desbordamientos durante la época lluviosa.

El clima de Chone responde a un régimen tropical monzónico con dos estaciones marcadas: una lluviosa que se extiende de diciembre a mayo, y otra seca entre junio y noviembre. La precipitación anual promedia es de 1.400 mm, concentrándose principalmente entre enero y marzo, período en el cual se presentan los mayores registros de caudales y escorrentías (INAMHI, 2021). Estas condiciones climáticas, sumadas a los cambios en el uso del suelo, aumentan el riesgo de eventos de inundación y dificultan la gestión adecuada del agua superficial.

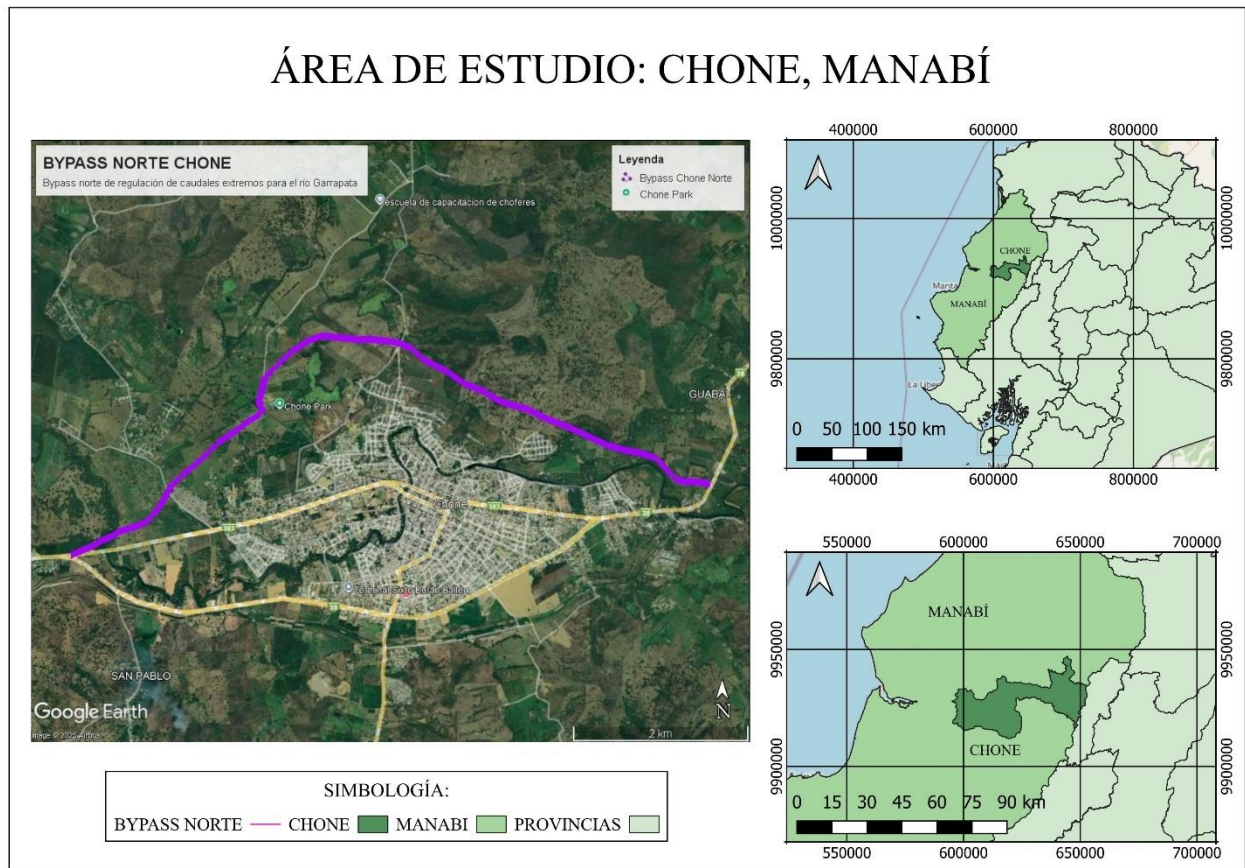
La zona rural de estudio se caracteriza por comunidades dispersas, muchas de ellas asentadas en laderas o fondos de valle, donde la infraestructura básica es limitada. Aunque existen sistemas de agua potable en algunos sectores, gran parte de estas comunidades no dispone de redes de alcantarillado pluvial ni sanitario. Esta situación se traduce en acumulación de agua superficial, encharcamientos y deterioro de las vías durante la época lluviosa (G. A. D. Chone, 2023b).

La infraestructura básica en el área de estudio presenta importantes deficiencias. Si bien existe cobertura parcial de servicios de agua potable y alcantarillado sanitario, muchas zonas aún carecen de un sistema pluvial funcional. Los sumideros, cámaras de inspección y ductos existentes presentan problemas de sedimentación y obstrucción, lo que impide una evacuación efectiva del caudal durante los eventos de precipitación (G. A. D. Chone, 2023a).

La delimitación espacial del polígono de estudio incluye comunidades como La Grecia, San Felipe y La Victoria, sectores donde se han documentado recurrentes problemas de acumulación de agua y deterioro de la infraestructura vial en temporada de lluvias. Estas comunidades se encuentran dentro de la planificación territorial del PDOT Chone, que establece lineamientos para intervenciones estructurales en zonas con vulnerabilidad hídrica (G. A. D. Chone, 2021).

Figura 2.1

Área de estudio en Chone para bypass Norte. Fuente (plataforma Google Earth). Elaboración: Cecilia León y Michael Márquez.



2.3 Trabajo de campo y laboratorio

2.3.1 Evaluación Inicial del Sitio

Como parte del diagnóstico inicial, se realizó una visita técnica a la zona rural del cantón Chone, con el objetivo de identificar *insitu* la infraestructura hidráulica existente, su estado de conservación y las condiciones físicas que influyen en el comportamiento del escurrimiento superficial. Esta fase de observación permitió registrar datos clave para el análisis de vulnerabilidad ante eventos hidrometeorológicos extremos y sustentar el planteamiento del diseño hidráulico propuesto.

Figura 2.2.

Situación actual en el Puente Douglas Solórzano “Bypass Sur de Chone”.(Fuente: Márquez & León, visita de campo, 2025)



Durante la salida de campo se inspeccionó varias estructuras estratégicas del sistema de regulación hídrica. La represa Río Grande fue uno de los puntos clave observados. Esta infraestructura actúa como un embalse de contención que regula los caudales provenientes de la cuenca alta del río Chone, especialmente en épocas de lluvias intensas, contribuyendo así a disminuir el riesgo de desbordamientos aguas abajo (Senagua, 2016). Se verificó que cumple una función importante en la gestión del recurso hídrico, aunque se evidencian necesidades de mantenimiento preventivo en su entorno inmediato. Otro punto observado fue el canal San Antonio, una obra de derivación que facilita la conducción de excedentes hídricos hacia zonas menos expuestas. En el recorrido se constató la presencia de tramos parcialmente colmatados por sedimentos, lo que ha reducido la sección útil del canal y afecta su capacidad de evacuación (G. A. D. M. del C. Chone, 2015).

Durante el trabajo de campo se incluyó la visita al humedal La Segua, un ecosistema natural que cumple funciones ecológicas e hidráulicas fundamentales, actuando como zona de amortiguamiento y retención temporal de aguas en épocas de creciente. Este sitio ha sido reconocido como humedal de importancia internacional bajo la Convención Ramsar desde el año 2000, lo que implica un régimen especial de protección y manejo ambiental. (Ramsar Convention Secretariat, 2013). Su inclusión en el análisis permitió reconocer que, más allá de su valor ecológico, La Segua contribuye a mitigar inundaciones aguas abajo, razón por la cual se descartó cualquier intervención directa que pudiera alterar su equilibrio, especialmente en relación con el canal San Antonio, cuya canalización hacia este humedal se descartó por criterios sociales, económicos y ambientales.

Por su parte, la presa reguladora de marea nueva Simbocal fue inspeccionada debido a su rol en el control de la intrusión salina y la regulación de niveles durante mareas altas. Su sistema de compuertas permite gestionar el flujo bidireccional entre el estuario y los canales interiores, protegiendo así las zonas agrícolas y urbanas bajas del cantón (MTOP, 2013).

Figura 2.3

Vegetación existente en la zona de estudio (Fuente: Márquez & León, visita de campo, 2025)



Durante el recorrido se observó zonas de conflicto entre cauces naturales y asentamientos humanos, presencia de vegetación invasiva en los márgenes, así como puntos críticos con evidencia de azolvamiento. Estos factores limitan la capacidad de evacuación natural y confirman la necesidad de nuevas obras complementarias.

2.3.2 Topografía

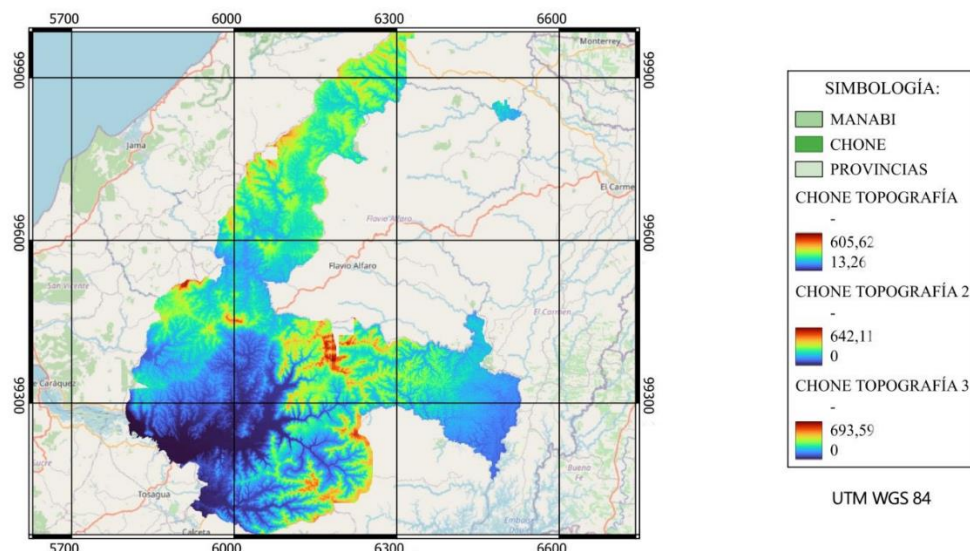
La información topográfica empleada en este estudio fue proporcionada por el cliente en formato digital, derivada de un Modelo de Elevación Digital (DEM). Este insumo permitió analizar preliminar de las características altimétricas de la cuenca intervenida. Las elevaciones en el área de estudio varían desde los 667 m.s.n.m. en la zona noreste de la cuenca, hasta los 0 m.s.n.m. en la zona costera, donde se ubica la represa Simbocal. Esta variación altitudinal refleja una transición desde zonas montañosas con pendientes pronunciadas en la cuenca alta, donde predominan actividades ganaderas y agrícolas, hacia zonas más planas en la cuenca baja, correspondientes a la cabecera cantonal de Chone.

El análisis altimétrico facilitó la identificación de zonas de acumulación potencial, sectores de alta pendiente con tiempos de concentración reducidos y puntos estratégicos para la ubicación de obras hidráulicas. La topografía obtenida fue fundamental para establecer rutas preferenciales de escurrimiento y definir las condiciones iniciales del modelado hidrológico e hidráulico.

Figura 2.4

Modelo Digital de Elevación (DEM) de la Topografía del Área de Estudio.

Modelo Digital de Elevación DEM de la topografía del área de estudio Chone, Manabí



2.3.3 Levantamiento Batimétrico

Adicionalmente, se efectuó un levantamiento batimétrico como parte del trabajo de campo para complementar los análisis hidráulicos. Todos los puntos relevados durante esta etapa fueron proporcionados por el cliente como parte de los insumos técnicos del proyecto. Esta tarea se centró en los cauces naturales y estructuras existentes en la zona norte del cantón. A través del uso de equipos de medición manuales y georreferenciación por GPS, se recopiló datos de secciones transversales, profundidades, y geometría de los cauces.

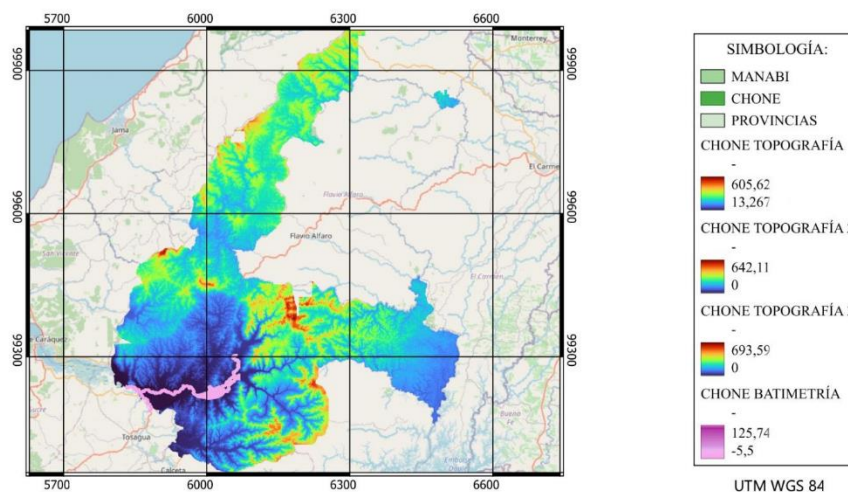
El levantamiento incluyó tramos del río Garrapata y la unión entre el río Chone con el bypass sur donde se prevé la conexión con la solución. Se observó zonas con pérdida de sección efectiva por acumulación de sedimentos, presencia de maleza y materiales arrastrados. Esta información se integró posteriormente al modelo hidráulico en HEC-RAS, mejorando la aproximación en la simulación del comportamiento del flujo ante distintos escenarios de diseño.

Los resultados obtenidos durante la fase de campo confirman la complejidad morfológica de la cuenca del río Garrapata y la necesidad de considerar criterios técnicos rigurosos para el diseño de las estructuras propuestas. Esta etapa permitió validar hipótesis formuladas durante el análisis documental y facilitó una mejor interpretación del contexto físico sobre el cual se intervendrá.

Figura 2.5

Delimitación de la Zona de Estudio sobre el DEM Integrado en el Modelo HEC-RAS.

Determinación de la Zona de Estudios sobre el DEM Integrado en el Modelo HEC-RAS



2.3.4 Caracterización Geotécnica del Terreno

Como parte de la caracterización física del sitio, se incorporó información geotécnica obtenida a través de dos perforaciones proporcionadas por el cliente. Estas exploraciones fueron ejecutadas en puntos representativos del área de estudio. Esto con el fin de determinar la estratigrafía del subsuelo y conocer sus propiedades físicas y mecánicas, fundamentales para el diseño y evaluación de las obras proyectadas.

A continuación, se presenta la ubicación de los sondeos realizados:

Tabla 2.1

Coordenadas de perforaciones geotécnicas incluidas en el estudio

Perforación	Coordenadas (UTM)	Observación
P-01	603656 E; 9922888 N	Inicio del río Chone, sector noreste
P-02	597070 E; 9922417 N	Zona baja, salida del sistema hacia el sur

La perforación P-01 se encuentra ubicada en el tramo inicial del sistema fluvial, en una zona de influencia directa de la cuenca alta, donde los caudales suelen ser más concentrados. En cambio, la perforación P-02 fue levantada aguas abajo de la ciudad, en un punto estratégico que coincide con el área de descarga del futuro bypass. Esta disposición permitió obtener un panorama contrastante y completo de las condiciones del subsuelo a lo largo del corredor hidráulico.

Figura 2.6

Registro de la perforación P-01

REGISTRO DE PERFORACIÓN																		
Proyecto: Estudios para la Gestión Integral del Riesgo por Inundaciones en el Cantón Chone, Provincia Manabí Solicitado por: Secretaría Nacional de Central de Riesgos Ubicación: Chone Fecha: 5/4/2025 Coordenadas: 603656 E ; 9922888 N Perforación: P-01 Nivel Freático [m]: No registrado						NOMENCLATURA										SIMBOLOGÍA		
						w [%]	Contenido de humedad natural	LP [%]	Limite Plástico	Arcilla Limo Turba Arena Grava	////////							
						TM4 [%]	Pasante del Tamiz #4	IL	Índice de liquidez									
						T#10 [%]	Pasante del Tamiz #10	qu [kg/cm ²]	Resistencia al esfuerzo cortante									
						T#200 [%]	Pasante del Tamiz #200	γ [t/m ³]	Peso volumétrico		AAAAAA							
						LL [%]	Limite Líquido	N	Número de golpes ensayo SPT		oooooo							
						IP [%]	Índice plástico	N ₆₀	Número de golpes estándar		000000							
Muestra	Profundidad (m)	Profundidad de muestra	Descripción	Estratigrafía	S.U.C.S	w [%]	T #4 [%]	T #10 [%]	T #200 [%]	LL(%)	LP(%)	IP (%)	IL	γ (t/m3)	qu (kg/cm ²)	Torv. (kg/cm ²)	N ₆₀	
1	0.05 - 0.50	0.30	Arcilla arenosa con grava color café claro	////////	CL	21.7	80.3	76.1	58.8	43	23	20	-0.06	---	---	---	9	
2	0.50 - 1.50	0.75	Limo con arena color café claro	////////	MH	27.2	97.7	96.8	91.3	51	28	23	-0.06	---	---	---	6	
3	1.50 - 2.50	1.75	Arcilla con algo de arena color café	////////	CH	29.6	100.0	99.6	95.4	57	25	32	0.14	---	---	---	10	
4	2.50 - 3.50	2.75	Limo gravoso color marrón	////////	MH	32.2	87.8	87.3	84.7	52	29	23	0.13	---	---	---	6	
5	3.50 - 4.50	3.75	Arcilla con algo de arena color café	////////	CH	34.5	100.0	99.9	97.0	59	24	35	0.30	---	---	---	8	
6	4.50 - 6.00	4.75	Arcilla color café	////////	CH	28.8	99.7	99.7	98.4	57	28	29	0.04	---	---	---	9	
7	6.00 - 7.50	6.25	Arcilla con arena color café	////////	CH	30.7	100.0	99.8	94.6	55	24	31	0.20	---	---	---	8	
8	7.50 - 9.00	7.75	Arcilla arenosa color café	////////	CL	33.2	99.2	98.6	87.3	46	26	20	0.37	---	---	---	5	
9	9.00 - 10.50	9.25	Limo arenoso color gris verdoso	////////	ML	51.4	99.7	99.7	83.1	40	27	13	1.91	---	---	---	6	
10	10.50 - 12.00	10.75	Limo color gris verdoso	////////	MH	57.3	100.0	99.9	99.1	62	43	19	0.75	---	---	---	5	
11	12.00 - 13.50	12.25	Limo color gris verdoso	////////	MH	63.1	100.0	99.9	99.3	59	34	25	1.17	---	---	---	7	
12	13.50 - 15.00	13.75	Limo color gris	////////	MH	63.0	100.0	99.9	98.3	58	41	17	1.29	---	---	---	8	
CONTINUACIÓN DE LA PERFORACIÓN																		
Muestra	Profundidad (m)	Profundidad de muestra	Descripción	Estratigrafía	S.U.C.S	w [%]	T #4 [%]	T #10 [%]	T #200 [%]	LL(%)	LP(%)	IP (%)	IL	γ (t/m ³)	qu (kg/cm ²)	Torv. (kg/cm ²)	N ₆₀	
13	15.00 - 16.50	15.25	Limo con algo de arena color café oscuro	////////	MH	46.4	100.0	100.0	96.6	55	32	23	0.62	---	---	---	6	
14	16.50 - 18.00	16.75	Limo color café claro	////////	MH	68.1	100.0	100.0	99.0	61	43	18	1.39	---	---	---	7	
15	18.00 - 19.50	18.25	Limo color gris verdoso	////////	MH	63.0	100.0	100.0	98.4	62	34	28	1.03	---	---	---	7	
16	19.50 - 21.00	19.75	Arena limosa color gris verdoso	oooooo	SM	36.8	99.8	97.5	34.1	N.P.	N.P.	N.P.	---	---	---	---	8	
17	21.00 - 22.50	21.25	Arena limosa color gris verdoso	oooooo	SM	27.5	100.0	99.5	16.5	N.P.	N.P.	N.P.	---	---	---	---	22	
18	22.50 - 24.00	22.75	Limo arenoso con conchilla color gris oscuro	////////	MH	65.6	98.8	97.2	62.2	58	36	22	1.34	---	---	---	26	
19	24.00 - 25.50	24.25	Arcilla arenosa con conchilla color gris oscuro	////////	CL	59.8	98.9	96.0	59.3	44	25	19	1.82	---	---	---	4	
20	25.50 - 27.00	25.75	Limo arenoso con conchilla color café claro	////////	MH	54.6	98.3	96.2	73.3	56	40	16	0.91	---	---	---	5	
21	27.00 - 28.50	27.25	Limo color gris	////////	ML	36.8	100.0	99.9	98.7	35	32	3	1.65	---	---	---	61	
22	28.50 - 30.00	28.75	Limo con algo de arena color gris	////////	ML	35.4	99.1	99.1	96.9	37	36	1	-0.70	---	---	---	62	
23	30.00 - 30.50	30.25	Limo con algo de arena color gris	////////	ML	37.4	100.0	100.0	97.5	37	34	3	1.14	---	---	---	103	
FIN DE LA PERFORACIÓN																		

Figura 2.7

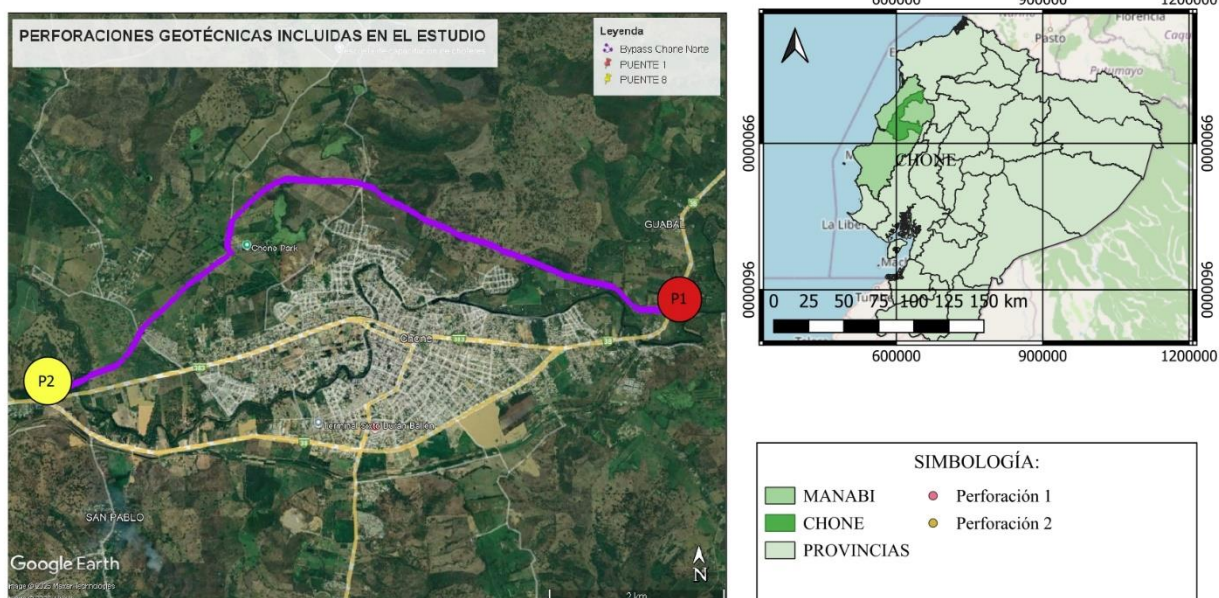
Registro de la perforación P-02

REGISTRO DE PERFORACIÓN																	
Proyecto:		Estudios para la Gestión Integral del Riesgo por Inundaciones en el Cantón Chone, Provincia Manabí						NOMENCLATURA						SIMBOLOGÍA			
Solicitado por:		Secretaría Nacional de Central de Riesgos						w (%)		Contenido de humedad natural		LP (%)		Límite Plástico			
Ubicación:		Chone						T ₄₀ (%)		Pasante del Tamiz #4		IL		Índice de liquidez		Arcilla	
Fecha:		20/03/2025						T ₉₁₀ (%)		Pasante del Tamiz #10		qu (kg/cm ²)		Resistencia al esfuerzo cortante		Limo	
Coordenadas:		597070 E ; 9922417 N						T _{X200} (%)		Pasante del Tamiz #200		V (l/m ³)		Peso volumétrico		Turba	
Perforación:		P-01						LL (%)		Límite Líquido		N		Número de golpes ensayo SPT		Arena	
Nivel Freático [m]:		No registrado						IP (%)		Índice plástico		N ₆₀		Número de golpes estándar		Grava	
Muestra	Profundidad (m)	Profundidad de muestra	Descripción	Estratigrafía	S.U.C.S	w (%)	T #4 (%)	T #10 (%)	T #200 (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	γ (t/m ³)	qu (kg/cm ²)	Torv. (kg/cm ²)	N ₆₀
0	0.00 - 0.50	0.25	Arcilla arenosa con grava color café	//////////	CL	129.6	82.5	80.5	59.6	47	26	21	4.91	---	---	---	5
1	0.50 - 1.50	0.75	Limo con arena y grava color café claro	//////////	ML	31.2	92.7	91.8	84.3	48	28	20	0.16	---	---	---	12
2	1.50 - 2.00	1.75	Limo color café claro	//////////	ML	28.7	100.0	99.9	98.3	47	34	13	-0.40	---	---	---	15
3	2.00 - 2.50	2.25	Limo color café claro	//////////	ML	45.7	100.0	100.0	99.3	46	29	17	0.98	---	---	---	9
4	2.50 - 3.50	2.75	Limo con algo de arena color café claro	//////////	ML	30.8	99.8	99.3	95.1	44	32	12	-0.09	---	---	---	5
5	3.50 - 4.50	3.75	Limo arenoso color café	//////////	ML	41.8	100.0	99.8	72.1	46	34	12	0.66	---	---	---	3
6	4.50 - 5.50	4.75	Limo con arena color marrón oscuro	//////////	ML	53.7	100.0	100.0	94.3	45	33	12	1.76	1.66	0.57	0.12	---
7	5.50 - 7.00	5.75	Limo color café con pintas café claro	//////////	MH	78.4	100.0	100.0	99.3	92	50	42	0.67	1.50	0.99	0.46	---
8	7.00 - 8.50	7.25	Arena limosa color café	oooooooo	SM	32.9	100.0	100.0	20.9	N.P.	N.P.	N.P.	---	---	---	---	4
9	8.50 - 10.00	8.75	Arena limosa color café	oooooooo	SM	36.4	100.0	100.0	35.2	N.P.	N.P.	N.P.	---	---	---	---	3
10	10.00 - 11.50	10.25	Limo color café	//////////	MH	75.6	100.0	100.0	98.5	97	55	42	0.49	---	---	---	3
11	11.50 - 13.00	11.75	Arcilla color gris oscuro	//////////	CH	77.8	100.0	100.0	98.7	93	38	55	0.72	---	---	---	3
12	13.00 - 14.50	13.25	Arena limosa color gris verdoso	oooooooo	SM	34.4	100.0	100.0	26.0	N.P	N.P	N.P	---	---	---	---	14
CONTINUACIÓN DE LA PERFORACIÓN																	
Muestra	Profundidad (m)	Profundidad de muestra	Descripción	Estratigrafía	S.U.C.S	w (%)	T #4 (%)	T #10 (%)	T #200 (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	γ (t/m ³)	qu (kg/cm ²)	Torv. (kg/cm ²)	N ₆₀
13	14.50 - 16.00	14.75	Arena limosa con conchilla color gris verdoso	oooooooo	SM	34.9	100.0	99.4	22.0	N.P	N.P	N.P	---	---	---	---	13
14	16.00 - 17.50	16.25	Arena limosa color gris oscuro	oooooooo	SM	39.1	100.0	100.0	20.4	N.P	N.P	N.P	---	---	---	---	11
15	17.50 - 19.00	17.75	Arena limosa color gris oscuro	oooooooo	SM	34.4	100.0	99.9	19.2	N.P	N.P	N.P	---	---	---	---	18
16	19.00 - 20.50	19.25	Arena arcillosa con conchilla color gris oscuro	oooooooo	SC	44.9	99.4	98.4	36.6	35	20	15	---	---	---	---	4
17	20.50 - 22.00	20.75	Arena arcillosa color gris oscuro	oooooooo	SC	59.5	100.0	99.9	46.0	44	21	23	---	---	---	---	3
18	22.00 - 23.50	22.25	Arcilla arenosa con conchilla color gris oscuro	//////////	CH	84.0	99.8	99.4	83.6	79	34	45	1.11	---	---	---	3
19	23.50 - 25.00	23.75	Arcilla con arena color gris verdoso	//////////	CH	44.6	100.0	100.0	92.4	54	29	25	0.62	---	---	---	6
20	25.00 - 26.50	25.25	Arcilla color gris oscuro	//////////	CH	55.8	99.9	99.9	98.3	77	33	44	0.52	---	---	---	11
21	26.50 - 28.00	26.75	Arcilla con algo de arena color amarillo oscuro	//////////	CH	34.2	100.0	100.0	97.8	63	30	33	0.13	---	---	---	18
22	28.00 - 29.50	28.25	Arcilla color café claro con vetas grises	//////////	CH	32.6	100.0	100.0	98.1	61	31	30	0.05	---	---	---	33
23	29.50 - 31.00	29.75	Arcilla con algo de arena color café claro	//////////	CH	31.5	100.0	100.0	97.6	64	28	36	0.10	---	---	---	23
24	31.00 - 32.50	31.25	Limo con algo de arena color café claro	//////////	MH	31.5	100.0	100.0	96.0	61	32	29	-0.02	---	---	---	43
25	32.50 - 34.00	32.75	Arcilla con algo de arena color café claro y pintas café oscuro	//////////	CH	28.2	100.0	100.0	95.8	62	28	34	0.01	---	---	---	46
CONTINUACIÓN DE LA PERFORACIÓN																	
Muestra	Profundidad (m)	Profundidad de muestra	Descripción	Estratigrafía	S.U.C.S	w (%)	T #4 (%)	T #10 (%)	T #200 (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	γ (t/m ³)	qu (kg/cm ²)	Torv. (kg/cm ²)	N ₆₀
26	34.00 - 35.50	34.25	Limo con algo de arena color café	//////////	MH	34.2	100.0	100.0	95.2	56	31	25	0.13	---	---	---	38
27	35.50 - 35.76	35.60	Arcilla con algo de arena color gris oscuro	//////////	CH	28.1	100.0	100.0	95.3	54	28	26	0.01	---	---	---	50/11cm
28	35.76 - 35.89	35.82	Arcilla con algo de arena color gris oscuro	//////////	CH	21.7	100.0	100.0	96.0	58	26	32	-0.13	---	---	---	50/13cm
FIN DE LA PERFORACIÓN																	

Figura 2.8

Perforaciones en el área de estudio

PERFORACIONES GEOTÉCNICAS INCLUIDAS EN EL ESTUDIO



Perforación P-01

La perforación P-01 alcanzó una profundidad de 30.50 metros, registrando en los primeros 19.50 metros un predominio de suelos cohesivos, principalmente limos y arcillas de alta plasticidad. Los valores del ensayo SPT (N_{60}) en este tramo no superan los 10 golpes, lo cual indica una consistencia blanda del material. A nivel visual, se identificó variaciones en la tonalidad del suelo, desde café claro en los primeros estratos hasta gris verdoso conforme se profundiza. En cuanto a sus características mecánicas, el contenido de humedad natural se encuentra entre 20 % y 68 %, mientras que el porcentaje de material fino (pasante del tamiz #200) es superior al 90 % en la mayoría de capas, confirmando su baja permeabilidad. El índice plástico promedio es de 24 %, lo que ratifica el comportamiento cohesivo del suelo en este tramo.

Entre los 19.50 m y los 22.50 m se identificó un cambio litológico: apareció un estrato de arena limosa gris verdoso, con mayor compacidad. En este tramo, el número de golpes se eleva de

8 a 22, indicando una transición hacia un suelo más denso. El contenido de humedad en este segmento es de aproximadamente 32 %, con un pasante #200 cercano al 25 % y sin presencia de plasticidad, por lo que se clasifica como un material no cohesivo.

Finalmente, desde los 22.50 m hasta la profundidad máxima de 30.50 m se retomó un material limoso de mayor resistencia, ya que los valores de N_{60} aumentan progresivamente desde 4 hasta más de 100 golpes, lo que indica un estrato de rechazo o material muy competente. En este tramo, el índice plástico disminuye considerablemente desde 22 % hasta valores tan bajos como 1 %, y el porcentaje de finos aumenta desde 59 % hasta casi 98 %, evidenciando un cambio importante en la estructura y compacidad del suelo conforme se profundiza.

Perforación P-02

En el caso de la perforación P-02, que alcanzó una profundidad total de 35.89 metros, se registró tres tipos de suelo bien definidos. En los primeros 14.50 metros predominan materiales cohesivos, principalmente limos de color café, de consistencia blanda y baja resistencia, con valores de N_{60} generalmente bajos. Dentro de este tramo se identificó un lente arenoso entre los 7.00 y 10.00 metros, en donde se midió apenas 3 y 4 golpes de SPT, lo que indica una arena muy suelta. Este material es no plástico y presenta un contenido de humedad promedio del 34 %, lo que refuerza su baja cohesión.

Durante el mismo tramo, se realizó ensayos complementarios en campo utilizando tubos Shelby, lo que permitió obtener valores representativos de las propiedades mecánicas del suelo. Las muestras presentaron un peso volumétrico húmedo de 1.50 y 1.66 t/m³, mientras que la resistencia a compresión no confinada (q_u) fue de 0.57 y 0.99 kg/cm². En cuanto a los resultados del ensayo Torvane, se registró valores de 0.12 y 0.46 kg/cm², reafirmando la baja capacidad portante de este estrato.

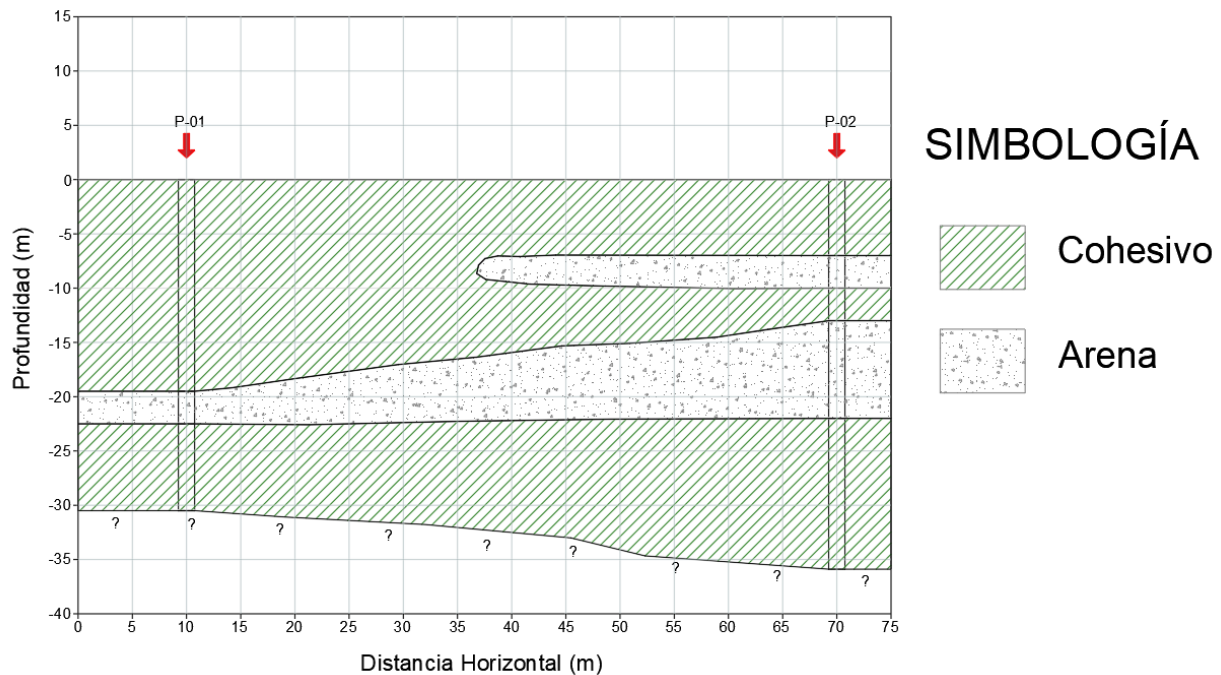
Desde los 14.50 hasta los 22.00 metros se encontró un estrato arenoso de baja plasticidad, con un número de golpes promedio de 14 en los primeros metros, disminuyendo a 4 hacia el fondo del tramo. El contenido de humedad se mantuvo cercano al 46 % y el porcentaje de material fino (pasante #200) osciló entre 20 % y 45 %. Se trata de un suelo no plástico, con compacidad media a baja.

En resumen, el tramo de 22.00 m a 35.89 m estuvo conformado principalmente por arcillas duras, ya que el número de golpes SPT supera los 25 en casi todo el perfil. Esto indica una compacidad elevada. En los últimos 39 cm de profundidad se detectó un estrato de rechazo, donde se registró 50 golpes para avanzar apenas 11 cm y luego 13 cm, lo que evidencia la presencia de una capa muy densa o incluso roca alterada, marcando el límite práctico de la exploración con el equipo utilizado.

La caracterización detallada obtenida a partir de las perforaciones P-01 y P-02 no solo permitió definir un modelo estratigráfico confiable para el área de estudio, sino que también representa un insumo técnico esencial para los siguientes análisis de ingeniería. En particular, esta información será clave para evaluar la estabilidad de taludes en las zonas de corte y relleno previstas para el trazado del bypass, asegurando condiciones seguras tanto en la etapa de construcción como en la operación del sistema hidráulico proyectado.

Figura 2.9

Perfil estratigráfico de P-01 y P-02



2.4 Análisis de datos

2.4.1 Datos generales

2.4.1.1 Cuencas aportantes

El área de intervención se encuentra dentro del sistema hidrográfico del río Chone, cuyas características fluviales están directamente influenciadas por un conjunto de subcuencas con dinámica propia y aportes diferenciados. Para su delimitación y análisis morfométrico se emplearon modelos digitales de elevación (DEM) de alta resolución, particularmente uno de 4 metros proporcionado por la Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos (SNGR), y otro de 12.5 metros proveniente de la misión satelital ALOS – PALSAR (2012). El procesamiento de estos modelos incluyó correcciones hidrológicas, trazado de direcciones de flujo, acumulaciones, jerarquización de cauces y segmentación por subcuencas mediante SIG (Riesgos, 2023).

Se identificó como principales unidades de aporte: las subcuencas del río Garrapata, río Mosquito, río Grande y río Canuto. La caracterización morfométrica de cada una permite

establecer los parámetros base para la estimación de escorrentías, caudales de diseño y tiempos de concentración.

Tabla 2.2

Características morfométricas de las subcuencas del sistema Chone

Subcuenca	Área [km ²]	Perímetro [km]
Río Garrapata	164.47	60.4
Río Mosquito	114.19	50.5
Río Grande	189.06	56.1
Río Canuto	240.67	75.8

Además de estas unidades, se destaca la importancia estratégica del río Canuto, que se encuentra regulado aguas arriba por la represa La Esperanza. Esta represa multipropósito ubicada aproximadamente a 46 km aguas arriba del punto de confluencia con el río Chone permite la regulación de caudales para fines de riego, abastecimiento poblacional, control de intrusión salina y reducción del riesgo de inundaciones (Ortiz-Moya, 2015).

La represa cuenta con un volumen máximo de operación de 428.6 hm³ a una cota de 66 m.s.n.m. Sin embargo, estudios batimétricos recientes indican que ha perdido 26.4 hm³ de capacidad útil como consecuencia del azolvamiento acumulado durante los últimos 22 años (Velásquez-Intriago & al., 2023).

Asimismo, se observa que la confluencia entre el río Canuto y el río Carrizal se encuentra a tan solo 4.1 km aguas abajo de la represa Nuevo Simbocal. Esta configuración hidráulica sugiere que los caudales regulados por La Esperanza influyen significativamente en las condiciones de flujo del tramo bajo del río Chone, lo que refuerza la necesidad de considerar estos antecedentes en el diseño del bypass y las estrategias de control.

2.4.1.2 Monitoreo Hidrometeorológico

El análisis del comportamiento climático e hidrológico de la zona de estudio se apoyó en información histórica registrada por estaciones oficiales del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). Para este propósito, se seleccionó dos estaciones que cumplen con criterios técnicos fundamentales: continuidad, proximidad al área de influencia y calidad de los datos disponibles.

Se consideró la estación meteorológica M0162 – Chone U. Católica, debido a que cuenta con una serie histórica extensa (1962–2013) de variables climáticas como precipitación diaria, temperatura media, máxima y mínima, y evaporación potencial. Esta estación se encuentra dentro del área de influencia directa del proyecto, lo que permite representar fielmente las condiciones atmosféricas que afectan el comportamiento hídrico local. Su altitud es de 36 m.s.n.m., lo cual resulta adecuado para capturar las variaciones térmicas y pluviométricas características de zonas de transición entre zonas urbanas y rurales costeras.

Tabla 2.3

Estaciones utilizadas para el análisis hidrometeorológico

<i>Estación</i>	<i>Código</i>	<i>Coordenadas UTM</i>	<i>Altitud</i> <i>(m.s.n.m.)</i>	<i>Periodo de</i> <i>operación</i>
Meteorológica	M0162	599186 E; 9922067 N	36	1962 – 2013

2.4.1.3 Temperatura

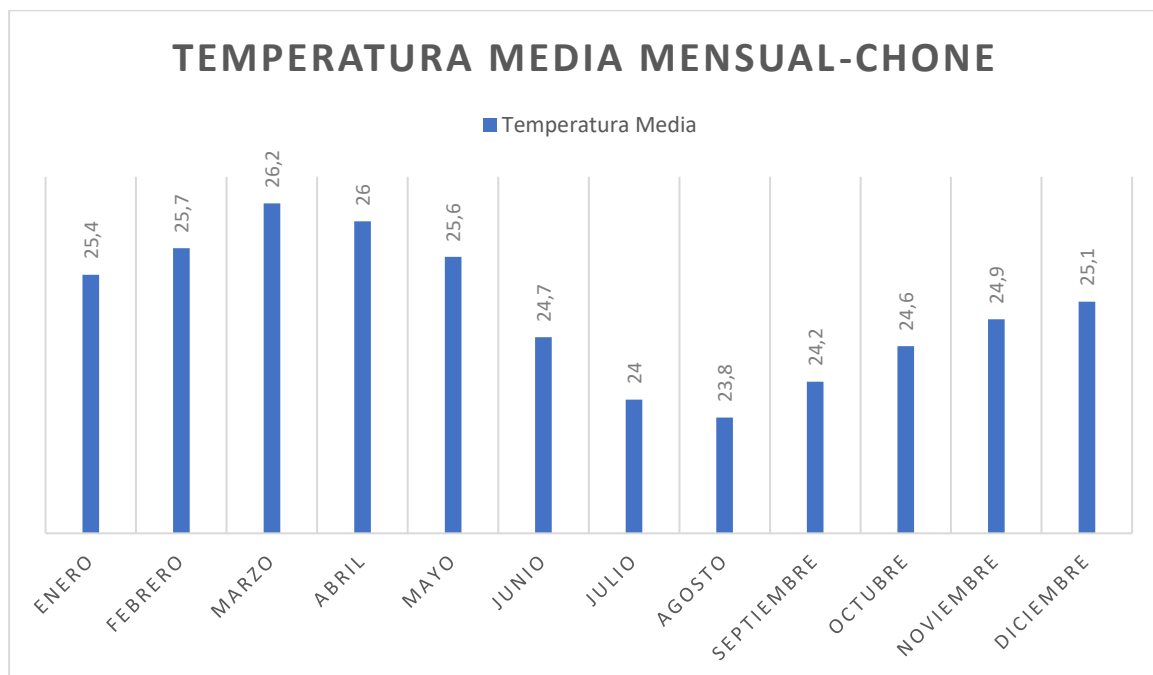
La zona de estudio se encuentra bajo la influencia de un clima tropical húmedo, característico del litoral ecuatoriano. Este tipo de clima se manifiesta con temperaturas elevadas a lo largo del año, alta humedad relativa y una clara diferenciación entre la temporada seca y la lluviosa (MAATE, 2020). Según estudios climáticos desarrollados en la región, estas condiciones

se deben principalmente a la interacción de la zona de convergencia intertropical, la corriente de Humboldt y la corriente cálida del Niño, que inciden sobre la franja costera del Pacífico sur (Bendix, 2000; Villacís, 2001).

En este contexto, la variable temperatura tiene un rol fundamental en el comportamiento hidrológico de la cuenca, ya que influye directamente en la evapotranspiración potencial, el almacenamiento superficial y el comportamiento de la esorrentía. Según los registros históricos disponibles de la estación meteorológica M0162 – Chone U. Católica, se estima que la temperatura media anual en la zona es de aproximadamente 25.4 °C, con leves variaciones que reflejan la estacionalidad térmica típica de la costa (INAMHI, 2021). En los meses de marzo y abril se registró las temperaturas más elevadas, coincidiendo con el periodo de mayor incidencia solar y humedad relativa. Por el contrario, los meses más frescos corresponden a julio y agosto, en plena temporada seca.

Figura 2.10

Temperatura media mensual – Estación M0162



Durante la revisión de las series temporales, se identificó una tendencia ascendente en la temperatura media anual, consistente con patrones de cambio climático regional y urbanización creciente. Este aumento, estimado en cerca de 0.2 °C por década, se alinea con registros en otras cuencas costeras de América del Sur, donde incluso pequeñas variaciones térmicas han provocado alteraciones significativas en los balances hídricos(Espinoza & al., 2018). En zonas como Chone, esta situación puede amplificar los procesos de evaporación y modificar la distribución temporal del recurso hídrico.

Adicionalmente, la región experimenta de forma periódica la influencia del fenómeno de El Niño, un evento climático que altera las condiciones atmosféricas del Pacífico ecuatorial. Durante episodios intensos como los de 1982-83, 1997-98 y 2015-16, se han registrado aumentos de hasta +2 °C en la temperatura media mensual, así como precipitaciones extremadamente elevadas que han provocado inundaciones severas en el cantón (INAMHI, 2021; Takahashi & Martínez, 2018). Estas alteraciones impactan de forma directa en la definición de los caudales de diseño, y también en la vida útil de las infraestructuras hidráulicas, exigiendo considerar márgenes de seguridad adicionales frente a eventos extremos (Cai et al., 2020).

Por tanto, el análisis de la temperatura en este estudio no se limita a una descripción climática, sino que forma parte integral de la evaluación de vulnerabilidad del sistema hídrico, aportando insumos clave para el diseño técnico del bypass norte, en especial en lo referente a materiales y métodos constructivos que aseguren la durabilidad y funcionalidad de la obra ante escenarios climáticos variables.

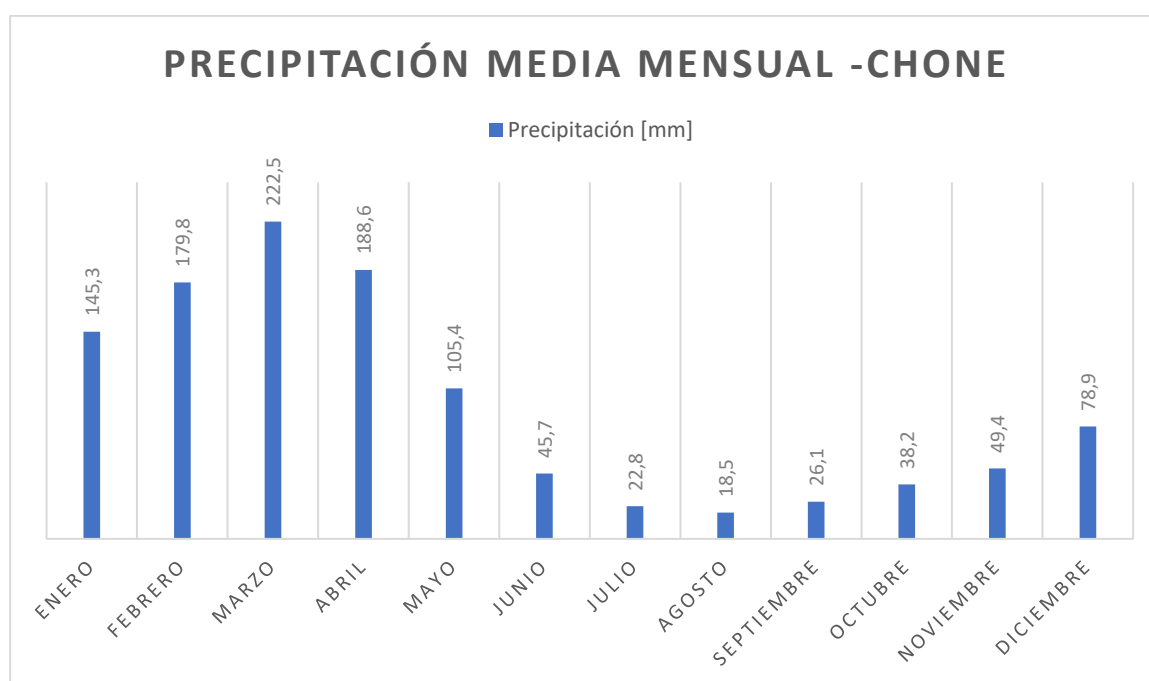
2.4.1.4 Precipitación

El régimen pluviométrico en el área de influencia del proyecto está fuertemente determinado por la dinámica estacional del clima costero ecuatoriano. En términos generales, se observa una marcada concentración de precipitaciones entre los meses de diciembre y abril, lo que

coincide con la temporada de lluvias intensas en la región litoral. Los registros históricos de la estación pluviográfica M0162 – Chone U. Católica, correspondiente al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), indican que la precipitación media anual en el cantón Chone es de aproximadamente 1 120.2 mm, distribuidos de forma desigual a lo largo del año. El mes más lluvioso suele ser marzo, con precipitaciones que superan los 200 mm mensuales, mientras que entre julio y septiembre se presenta un estiaje relativo con acumulados inferiores a los 30 mm/mes.

Figura 2.11

Precipitación media mensual – Estación M0162



De acuerdo con la base de datos analizada, el evento extremo más significativo registrado en la zona alcanzó los 154.6 mm en un solo día, evidenciando el potencial de lluvias intensas concentradas en cortos períodos de tiempo, lo que puede desencadenar procesos de escorrentía súbita e inundaciones (INAMHI, 2019a).

2.4.1.5 Periodos de Retorno

Para planificar obras hidráulicas en zonas rurales como el cantón Chone, es fundamental seleccionar periodos de retorno que permitan mitigar adecuadamente el riesgo de eventos extremos. El periodo de retorno expresa la probabilidad de que ocurra un evento de cierta magnitud en cualquier año determinado, por ejemplo, una avenida de 100 años tiene un 1 % de probabilidad anual (Hershfield, 1961). Estudios técnicos, como los realizados por (Pilgrim & Cordery, 1993), respaldan el uso de valores entre 100 y 200 años para obras de infraestructura crítica en cuencas rurales y semiurbanas. Asimismo, de acuerdo con las *Guidelines for Return Periods* (Climsystems Ltd, 2014), para obras de drenaje vial se recomiendan periodos de retorno de entre 25 y 50 años, mientras que, para estructuras de mayor importancia, como los puentes, se sugieren valores de 100 a 500 años, dependiendo del nivel de riesgo y la función de la obra.

En este estudio, se adoptó periodos de retorno de 100 y 200 años para obras clave como canales de desvío, diques y puentes rurales, debido a su función esencial en la contención de avenidas. Para obras menores, como alcantarillas de pasos pequeños, se consideró valores de 25 y 50 años, equilibrando inversión y desempeño (M. de T. y O. P. del Ecuador, 2003). Asimismo, el enfoque reconoce el creciente volumen de eventos extremos, investigaciones recientes muestran que cambios menores en temperatura y humedad del Pacífico Ecuatorial pueden incrementar significativamente la frecuencia de lluvias intensas en la costa ecuatoriana (Céleri et al., 2014). Se presenta a continuación un resumen de los periodos de retorno utilizados como base de diseño hidrológico en el presente estudio:

Tabla 2.4.

Periodos de retorno aplicados al diseño hidrológico

Tipo de obra	Periodo de retorno considerado
Canales, diques y puentes	100 – 200 años

Al aplicar estos valores, se busca asegurar la funcionalidad y estabilidad del sistema propuesto bajo escenarios de diseño exigentes, minimizando la probabilidad de fallo hidráulico y adaptando las soluciones a un contexto climático cada vez más dinámico. Esto permite no solo mejorar la seguridad de las poblaciones rurales, sino también garantizar la durabilidad y sostenibilidad de las intervenciones proyectadas.

2.4.1.6 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración (T_c) es el lapso que tarda el escurrimiento superficial en desplazarse desde el punto hidrológicamente más distante hasta la salida de la cuenca (Dingman, 2015; Viessmann & Lewis, 2002). En el sector norte de Chone, dominado por coberturas agrícolas y cauces sin canalización, un T_c bien estimado marca la diferencia entre un diseño hidráulico seguro y uno subdimensionado. (Pilgrim & Cordery, 1993).

Para este estudio se adoptó la metodología propuesta por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, ampliamente aplicada en zonas no urbanizadas. Esta metodología se basa en la estimación del tiempo de retardo (lag time), que corresponde al intervalo desde el inicio del escurrimiento hasta que este alcanza el punto de control. En el manual nacional de ingeniería “*National Engineering Handbook*”(U.S. Soil Conservation Service, 1972), la ecuación quedó establecida bajo la siguiente forma:

$$t_{lag} = \frac{0.6 * 258.7 * L^{0.8} * (\frac{1000}{CN} - 9)^{0.7}}{1900 * S^{0.5}}$$

Con base en validaciones de campo, varios autores sitúan el tiempo de retardo (*lag*) en torno al 60 % del T_c en cuencas rurales (Asquith & Roussel, 2007; R. S. Gupta, 1995). De ahí que:

$$T_c = \frac{t_{lag}}{0.6}$$

Las longitudes y pendientes se extrajeron del modelo digital de elevación corregido, mientras que los valores de *CN* fueron obtenidas cruzando el mapa de uso de suelo con la base de suelos FAO y verificaciones en sitio. Con estos tiempos de concentración se definió los hietogramas de diseño que alimentan el modelo HEC-HMS, garantizando que cada subcuenca (Garrapata, Mosquito, Grande y Canuto) sea evaluada con una lluvia cuya duración refleja su respuesta real. El procedimiento cumple con la normativa ecuatoriana para zonas rurales (M. de T. y O. P. del Ecuador, 2003) y con las recomendaciones recientes de proyectos latinoamericanos de control de inundaciones (H. Gupta & Martínez, 2020).

2.4.2 Diagnóstico Hidrológico

2.4.2.1 Curvas IDF (*Intensidad–Duración–Frecuencia*)

Las curvas IDF (intensidad-duración-frecuencia) permiten establecer una relación precisa entre la intensidad de lluvia, su duración y el periodo de retorno, información clave para construir hietogramas de diseño en cuencas rurales. En este estudio se utilizó los registros de la estación M0162 – Chone U. Católica, adaptando los valores para un contexto de baja intervención humana. Investigaciones clásicas señalan que la intensidad máxima disminuye de manera logarítmica al aumentar la duración del evento. (Linsley et al., 1982). Asimismo, estudios más recientes confirman esta tendencia en contextos tropicales, ajustando los parámetros de las curvas IDF a condiciones locales (Montes & Gómez, 2018).

Para estimaciones en la zona rural, se emplearon únicamente valores correspondientes a superficies no urbanizadas, lo que eleva la precisión en la modelación hidráulica. Las curvas identificadas fueron utilizadas en la elaboración de hietogramas mediante el método de bloques alternos, especialmente una vez definidos los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años. Este método permite ordenar la intensidad de lluvia de forma descendente respecto al centro del evento,

representando más fielmente la dinámica de tormentas intensas (V. K. Gupta & Waymire, 1990; Wurbs & James, 2002).

Las curvas IDF permiten relacionar la intensidad de lluvia con su duración y periodo de retorno, información decisiva al construir hietogramas de diseño para cuencas rurales. En este estudio se trabajó con los registros de la estación M0162 – Chone U. Católica, ajustando los valores a las condiciones de un entorno no urbanizado. Investigaciones clásicas señalan que, en cuencas rurales, la intensidad máxima desciende de forma logarítmica conforme aumenta la duración del evento (Eagleson, 1970; Linsley et al., 1982). Adicional, se debe considerar que las curvas IDF obtenidas de la parte urbana como es la Universidad Católica, no necesariamente es idéntica a la zona rural, por lo que la calibración es un paso fundamental para ajustar el modelo hidrológico e hidrodinámico.

Para estimaciones rurales, se empleó exclusivamente los valores correspondientes a superficies no urbanizadas. Las curvas IDF fueron fundamentales en la generación de hietogramas mediante el método de bloques alternos que serán calculadas posteriormente, en especial para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años. Esta metodología organiza las intensidades en orden decreciente alrededor del centro del evento de lluvia, representando con mayor fidelidad el comportamiento real de tormentas intensas (Chow et al., 1988).

Además, para determinar la intensidad máxima se utiliza la siguiente ecuación:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Tabla 2.5.

Coefficientes de ecuación de Intensidad de lluvia - Estación meteorológica M0162

Intervalo de tiempo (min)	K	m	n	R ²
$5 \leq t < 30$	105.1001	0.2806	0.3123	0.9652
$30 \leq t < 120$	261.8121	0.3179	0.6055	0.9808
$120 \leq t < 1440$	705.4143	0.2716	0.7985	0.9928

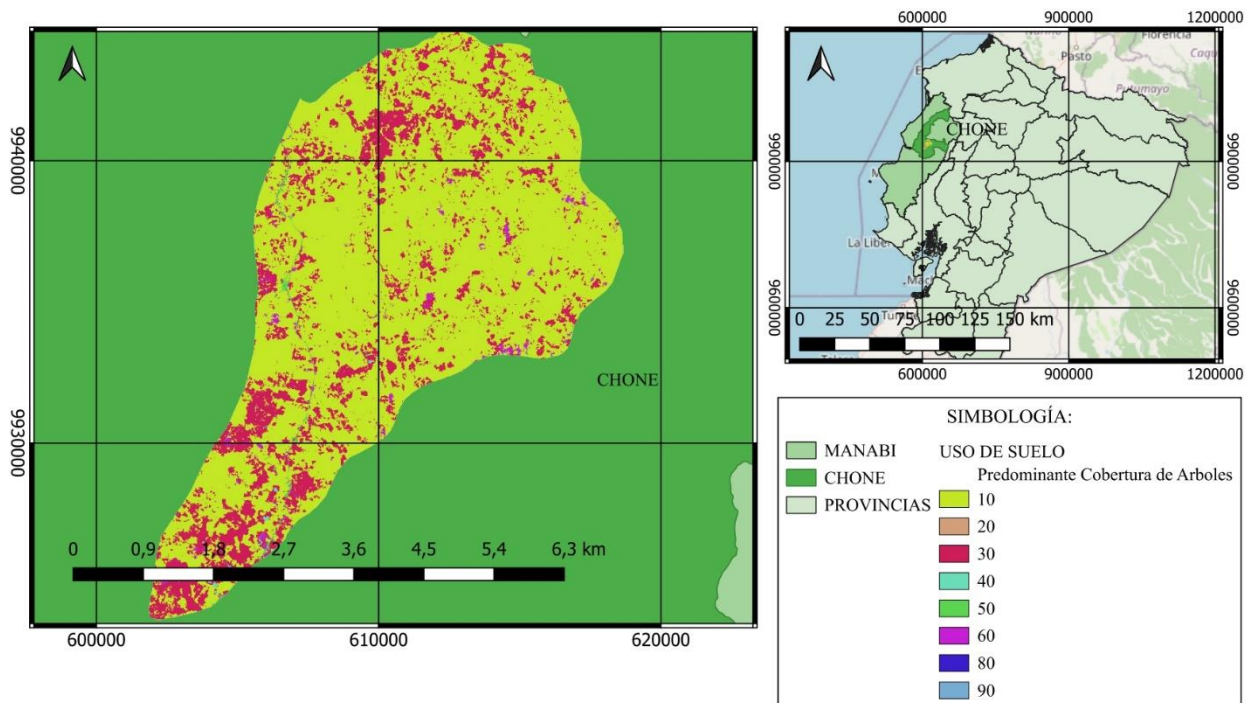
2.4.2.2 Tipo de Suelo y Uso de Suelo

El tipo de suelo influye directamente en la capacidad de infiltración del terreno y, por tanto, en la generación de escorrentía. La caracterización textural provino de la base *SoilGrids* 250 m, proyecto conjunto ISRIC/NASA (NASA Earthdata, 2023) , la cual indica que predominan suelos hidrológicos C y D, de baja infiltración y elevada generación de escorrentía superficial (Hengl & al., 2017). Tal condición justifica la adopción de parámetros conservadores durante el cálculo de pérdidas iniciales y escorrentía directa.

Figura 2.12

Mapa del uso de suelo de la subcuenca Garrapata

USO DE SUELO, SUBCUENCA DEL RÍO GARRAPATA



2.4.2.3 Número de Curva (CN)

El método del número de curva, propuesto por el SCS en la década de 1950, sigue siendo uno de los procedimientos más usados para estimar la esorrentía directa a partir de la lluvia efectiva (Hawkins, 1993; Mockus, 1957). El número de curva (CN) integra tipo de suelo, uso del suelo y condición de humedad antecedente, proporcionando un valor único para cada subcuenca. En este estudio, la intersección de los mapas de tipo y uso de suelo arrojó valores de CN entre 74 y 78 para la cuenca del río Grande, coherentes con los rangos reportados en cuencas tropicales de textura limosa (Hernández & Pardo, 2019).

Los CN derivados alimentan el cálculo del tiempo de retardo y, posteriormente, los hidrogramas sintéticos del modelo HEC-HMS, garantizando consistencia entre los parámetros de

lluvia y de pérdida de agua en el suelo. Además, el CN es un parámetro adimensional que varía entre 30 (alta infiltración) y 100 (impermeabilidad total).

Su valor depende principalmente de:

- el tipo de suelo (clasificado por grupos hidrológicos A, B, C o D),
- el uso y cobertura del suelo, y
- la condición de humedad antecedente (AMC). La fórmula base para el cálculo del escurrimiento mediante el método CN es la siguiente:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)} \text{ Cuando } P > I_a$$

Tabla de Referencia CN según Copernicus ESA

La siguiente tabla integra la información de uso y tipo de suelo con los valores tabulados de número de curva, permitiendo una asignación sistemática y replicable para todo el territorio evaluado:

Tabla 2.6

Referencias entre CN vs Tipo y Uso de Suelo (Chow et al., 2010; U. N. R. C. Service, 2004).

Copernicus (ESA) Copernicus Global Land Service, 2020	Descripción	Equivalencia (NEH/Chow)	CN Suelo C	CN Suelo D	CN C/D	CN D/D
10	Cobertura arbórea	Bosques: cobertura buena ('good')	70	77	73.5	77
20	Matorrales	Matorrales / Bosque-pastizal ('fair')	76	82	79	82
30	Pastizales	Pastizales: condiciones óptimas	74	80	77	80
40	Tierras de cultivo	Cultivo con conservación	78	81	79.5	81

50	Áreas construidas	Áreas construidas o caminos	87	89	88	89
60	Suelo desnudo / Vegetación escasa	Suelo desnudo / vegetación escasa	86	89	87.5	89
80	Cuerpos de agua	Cuerpos de agua permanentes	100	100	100	100
90	Herbazales ribereños	Vegas de ríos: condiciones óptimas	74	80	77	80

Este mapeo se implementó automáticamente en un entorno SIG, permitiendo asociar cada celda del modelo digital del terreno con su respectivo valor de CN según el uso y tipo de suelo. Esta técnica reduce el error de asignación manual y garantiza coherencia espacial en la estimación.

Cálculo del CN Ponderado

Como las subcuencas no son homogéneas, se estimó un CN ponderado para cada una, considerando el porcentaje de área de cada tipo de cobertura:

$$CN_{ponderado} = \frac{\sum(CN_i * A_i)}{\sum A_i}$$

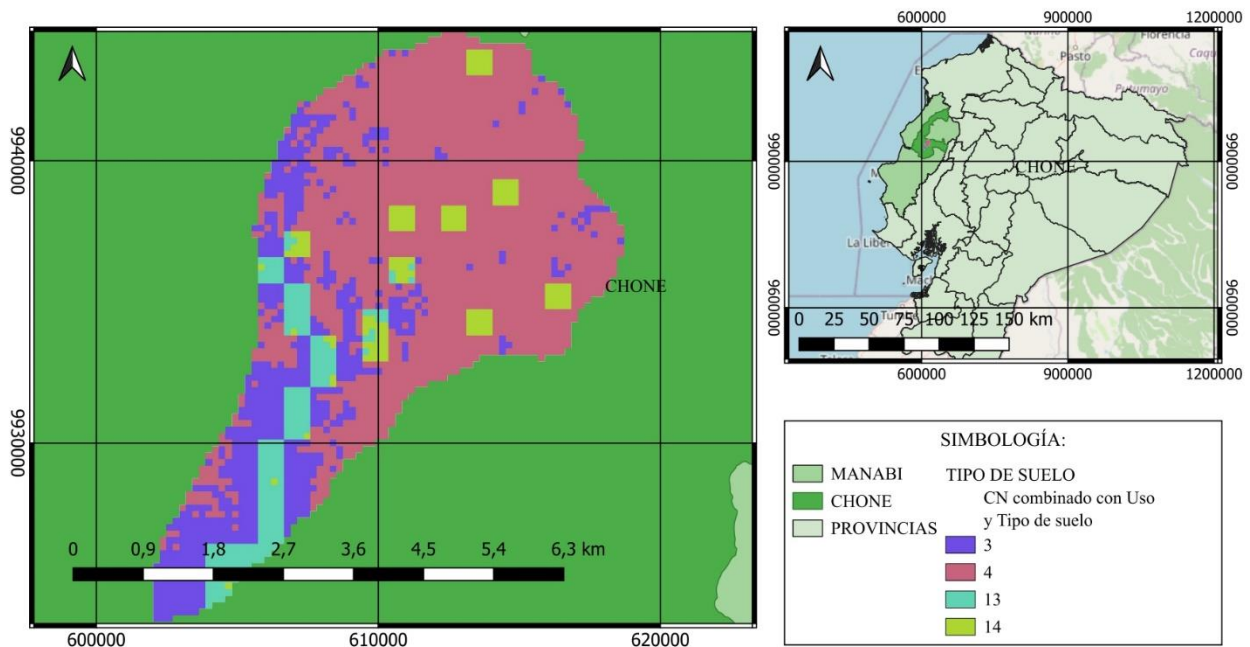
Tabla 2.7

CN Ponderado por Subcuenca

Subcuenca	CN Ponderado
Río Grande	76.82
Mosquito	77.53
Garrapata	76.82
Canuto	74.44

Figura 2.13

NÚMERO DE CURVA, SUBCUENCA DEL RÍO GARRAPATA



Aplicación en el modelo hidrológico

Los valores de CN ponderado fueron utilizados como parámetro clave en la estimación del escurrimiento superficial para eventos de lluvia con diferentes periodos de retorno. Estos valores se integraron en el modelo HEC-HMS para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca bajo escenarios de diseño, permitiendo obtener hidrogramas representativos para la evaluación del bypass propuesto.

2.4.2.4 Hietogramas – Método de Bloques Alternos

Los hietogramas construidos con el método de bloques alternos reordenan los incrementos de lluvia de mayor a menor, situando los bloques más intensos en el centro del evento. Esta técnica genera lluvias sintéticas representativas para cada periodo de retorno (25-200 años) (Kottegoda & Rosso, 2003; USACE, 1990). En esta tesis se aplicó el método de bloques alternos para construir

hietogramas sintéticos de diseño para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años, utilizando como base los registros de la estación M0162. Los datos fueron organizados en intervalos de 5 minutos hasta cubrir una duración de 240 minutos.

Figura 2.14

Hietograma Sintético para Evento de 25 Años – Estación Meteorológica M0162

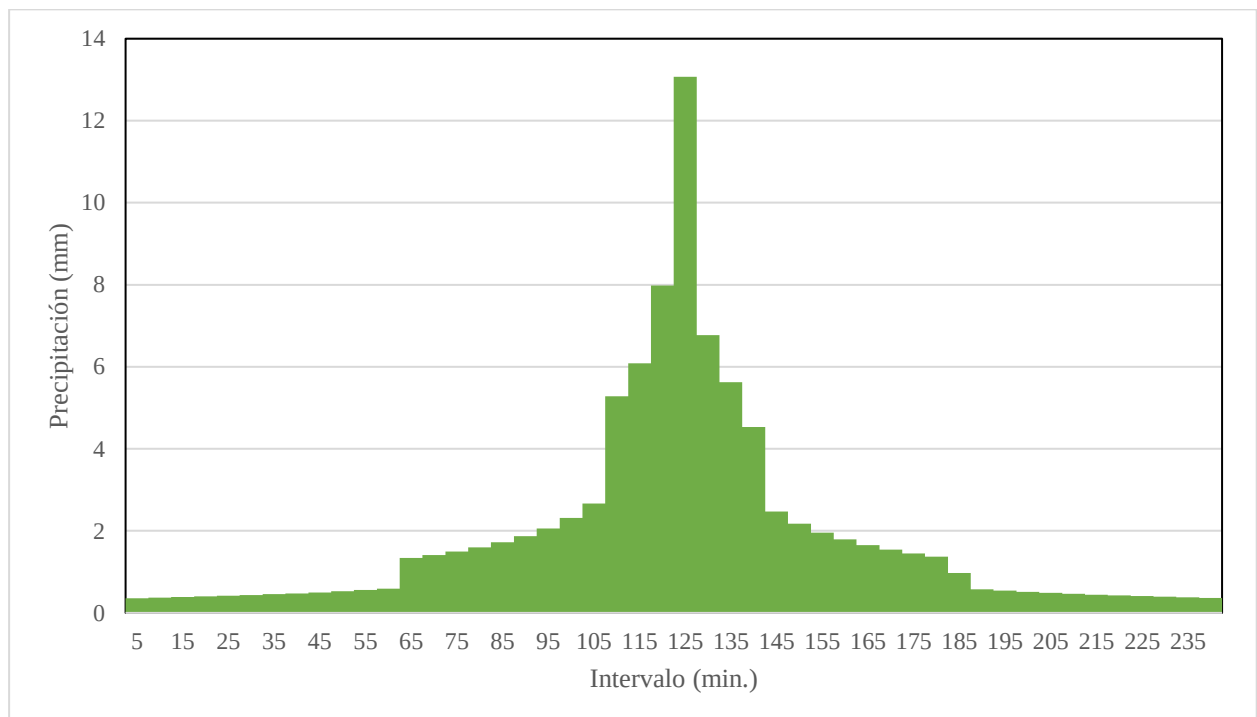


Figura 2.15

Hietograma Representativo para un Periodo de Retorno de 50 Años – Estación M0162

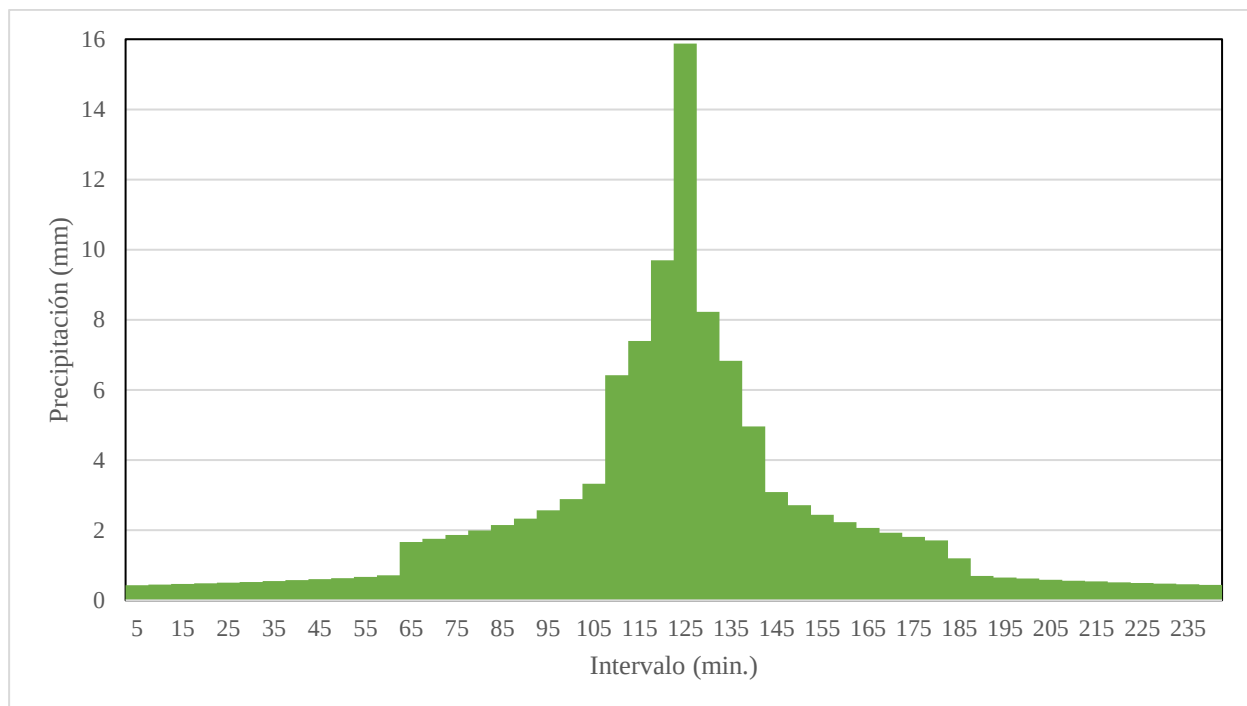


Figura 2.16

Hietograma de Diseño para $T = 100$ años – Datos de la Estación M0162

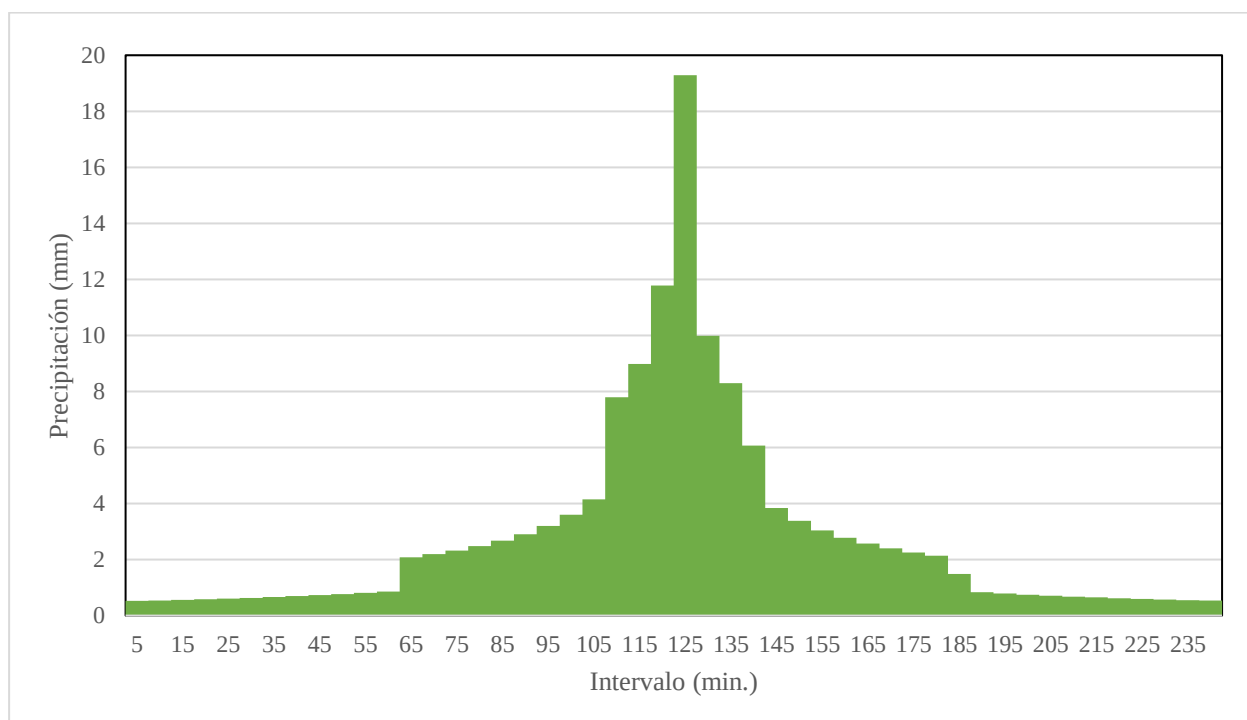
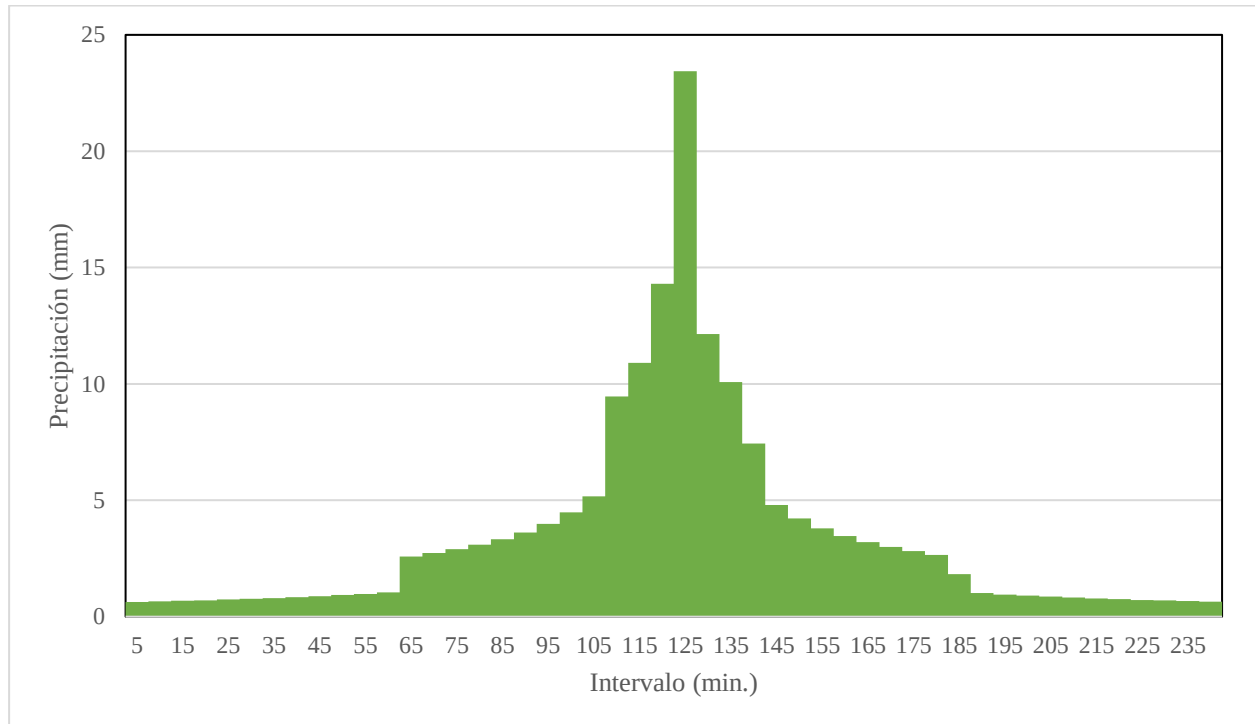


Figura 2.17

Hietograma de Diseño para $T = 200$ años – Datos de la Estación M0162



Estos hietogramas fueron utilizados como insumo directo en el modelo lluvia-escorrentía del software HEC-HMS, permitiendo simular la respuesta hidrológica de las subcuencas con mayor realismo que una distribución uniforme o triangular.

2.4.3 Modelo Hidrológico de la Cuenca del Río Chone – Primera iteración

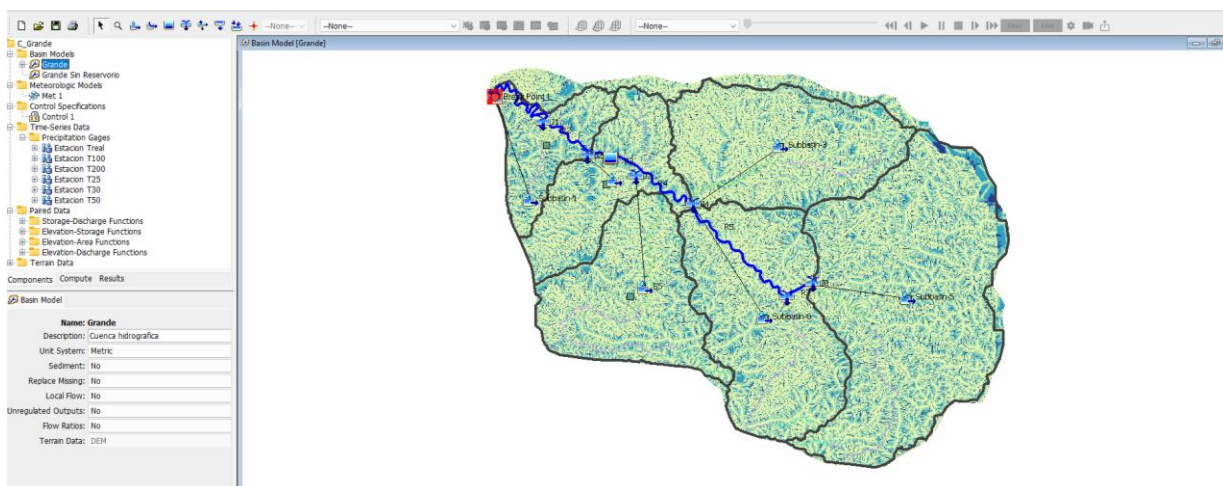
Con el objetivo de evaluar el comportamiento hidrológico de la cuenca del río Chone y estimar los caudales generados ante eventos extremos, se implementó un modelo computacional en el software HEC-HMS. Este modelo integra las subcuencas más representativas del sistema fluvial: río Grande, Garrapata, Canuto y Mosquito. La modelación constituye una herramienta clave en el análisis de escurrimientos y en el dimensionamiento de infraestructuras hidráulicas como el bypass propuesto en este estudio.

El enfoque hidrológico adoptado se basa en la metodología del número de curva. A su vez, para la propagación de caudales en los canales se aplicó el método de Muskingum, que permite

modelar el almacenamiento y retraso del flujo en cauces naturales. Este método ha demostrado ser efectivo en la representación del comportamiento hidrodinámico en sistemas con tránsito lento y zonas de laminación (Ponce & Yevjevich, 1978). Su implementación en el modelo HEC-HMS permite una aproximación realista de los hidrogramas generados ante distintos periodos de retorno.

Figura 2.18

Modelo hidrológico de la cuenca del río Grande



El modelo fue estructurado a partir de las delimitaciones hidrológicas de cada subcuenca, incluyendo parámetros como áreas de drenaje, longitudes de cauces principales, pendientes medias y tiempos de concentración. Estos elementos fueron obtenidos a partir del modelo digital de elevación corregido y complementados con información recolectada en campo. Además, se consideraron las características geomorfológicas predominantes en cada cuenca para garantizar una representación más precisa del comportamiento real del escurrimiento.

Cabe mencionar que las precipitaciones de diseño utilizadas en el modelo fueron generadas previamente mediante el método de bloques alternos, aplicando las curvas IDF correspondientes a la estación M0162. Dichos hidrogramas fueron construidos para los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 200 años y se encuentran detallados en la sección 2.4.1 de este documento. Su incorporación al modelo permitió simular escenarios de amenaza hidrológica conforme a

estándares técnicos reconocidos (INAMHI, 2023). A continuación, se presenta los parámetros hidrológicos asignados a cada subcuenca:

Tabla 2.8

Parámetros Hidrológicos de las Subcuencas del Río Chone

Subcuenca	Área (km ²)	CN	Tc (h)	K (h)	X (adim.)
Garrapata	42.77	78	2.34	1.20	0.25
Mosquito	43.16	76	2.56	1.12	0.23
Grande	62.92	74	3.10	1.45	0.27
Canuto	34.55	80	2.12	1.05	0.22

Con la ejecución del modelo bajo los diferentes escenarios de lluvia, se obtuvo los caudales máximos de escorrentía superficial para cada subcuenca. Los valores de caudal pico resultantes representan los insumos fundamentales para el diseño de estructuras de regulación hidráulica.

Tabla 2.9

Caudales Máximos por Subcuenca y Periodo de Retorno

Subcuenca	Q ₂₅ (m ³ /s)	Q ₅₀ (m ³ /s)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)
Garrapata	184.2	231.5	274.3	299.0
Mosquito	162.3	204.8	240.2	261.6
Grande	178.4	216.7	242.1	253.2
Canuto	138.6	176.4	201.5	216.4
Total	495.3	607.0	681.6	712.3

Los resultados muestran que la subcuenca Garrapata concentra los valores más altos de escorrentía, lo cual coincide con su mayor índice CN y su menor tiempo de concentración. Esto refuerza la necesidad de priorizar obras de control hidráulico en ese sector, donde se anticipan mayores riesgos de desbordamientos.

La calibración del modelo se efectuó con base en registros históricos disponibles, ajustando los parámetros CN y Muskingum para obtener una respuesta hidrológica coherente y técnicamente representativa. A pesar de la ausencia de aforos continuos en la zona rural, los valores obtenidos se consideran técnicamente aceptables para análisis de diseño, dada la coherencia con estudios anteriores (Portilla, 2018). Además, se validó la sensibilidad del modelo para garantizar estabilidad en diferentes escenarios de caudal de entrada.

Como resultado del proceso de modelación, la implementación del modelo hidrológico en el software HEC-HMS permitió estimar de manera precisa los caudales de avenida en cada subcuenca del río Chone. Esta herramienta constituye la base técnica sobre la cual se estructura el planteamiento del bypass norte. Su uso permite proyectar soluciones hidráulicas más resilientes frente a eventos hidrometeorológicos intensos, lo cual es especialmente relevante dadas las condiciones de vulnerabilidad que enfrenta la zona de estudio.

2.4.3 Modelación Hidráulica

Para el desarrollo de la modelación hidráulica del sistema fluvial del río Chone, fue necesario construir un modelo digital del terreno que representara fielmente la morfología del cauce y sus zonas aledañas. Este proceso se basó en la información batimétrica levantada en campo, complementada con herramientas SIG y criterios técnicos. Los puntos obtenidos fueron georreferenciados bajo el sistema WGS 1984 UTM zona 17M Sur, lo que aseguró su compatibilidad con la cartografía base del país. Con esta base de datos validada, se procedió a la

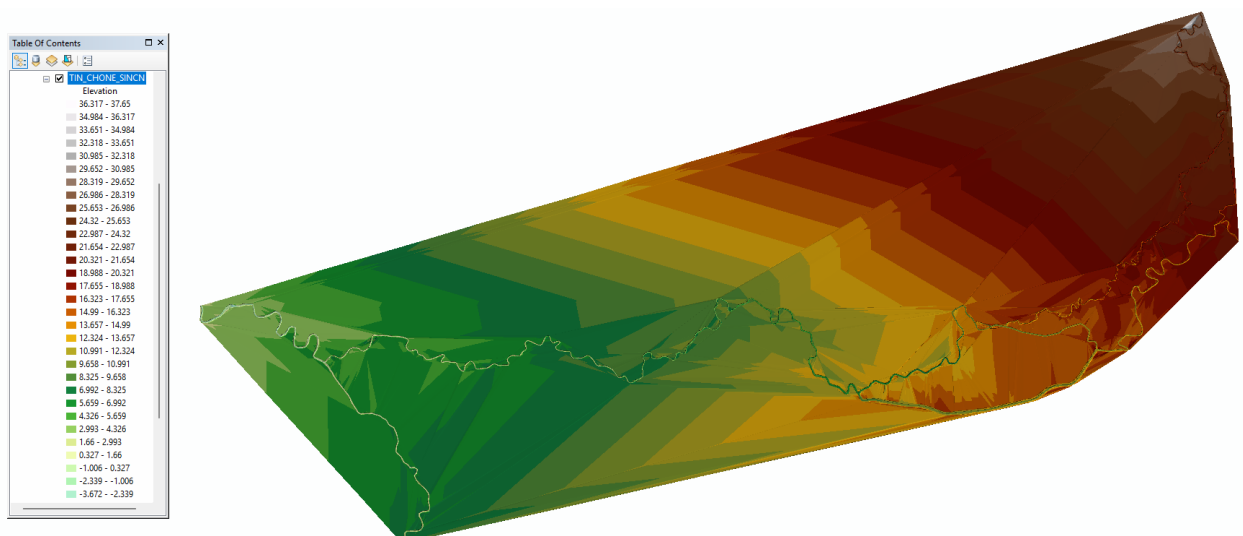
transformación a formato Shapefile, ampliamente utilizado en entornos GIS por su capacidad de vincular geometría con atributos espaciales.

En ArcMap se visualizó la información, permitiendo realizar una primera depuración de inconsistencias y una revisión visual del perfil longitudinal del cauce. Esta fase resultó útil para identificar errores en elevaciones puntuales o en la alineación de los datos. Una vez depurado el conjunto, se generó un modelo TIN (*Triangulated Irregular Network*), que representa digitalmente la superficie mediante triángulos irregulares. Este tipo de modelo es ideal para captar detalles altimétricos en cauces con topografía variable, como ocurre en la zona de estudio.

Durante el proceso de edición del TIN, se realizó correcciones manuales para ajustar la superficie al comportamiento observado en campo. Se conectó puntos que fueron mal interpretados por el software y se suavizó zonas donde se presentaban picos o saltos abruptos sin justificación técnica. Estos ajustes garantizan una representación precisa de la geometría del cauce y sus márgenes, permitiendo así contar con una superficie digital coherente como insumo principal para la simulación hidráulica en HEC-RAS.

Figura 2.19

Vista el Modelo TIN



Finalizada la edición del modelo TIN, este fue convertido a un archivo ráster mediante la herramienta “*TIN to Raster*” del entorno SIG. Se definió una resolución de 0.50×0.50 metros por celda, garantizando un nivel de detalle adecuado para representar las variaciones altimétricas tanto en el lecho como en los laterales del cauce. Para ampliar el área de análisis, se complementó esta superficie con un modelo digital de elevación (DEM) de 4×4 metros, que permitió cubrir una franja adicional de 300 metros a cada lado del cauce principal. La combinación de ambas superficies se llevó a cabo utilizando la herramienta “*Raster Calculator*”, generando así una sola superficie continua y funcional para el modelo hidráulico.

El archivo ráster final se exportó en formato GeoTIFF de 32 bits, lo que permitió su incorporación directa en el entorno HEC-RAS. Esta superficie digital representa la base topográfica sobre la cual se simulan los flujos del río, reflejando el relieve del cauce y sus márgenes en cada celda del modelo. A partir de esta información, se definió los perfiles hidráulicos, las velocidades del agua y las zonas con potencial de inundación. La resolución y calidad del ráster influyen directamente en la precisión de los resultados, por lo que su configuración adecuada es fundamental para la confiabilidad del modelo (Goodell, 2014).

Es importante señalar que, aunque dentro del área de influencia se encuentra el canal artificial San Antonio, este no fue considerado en la modelación hidráulica. La decisión obedeció a factores técnicos, sociales y ambientales. Desde el punto de vista ecológico, el canal desemboca en la ciénaga La Segua, un ecosistema protegido bajo normativa nacional e internacional, cuya alteración podría provocar impactos negativos como el arrastre de sedimentos hacia el humedal. A nivel social, durante las jornadas de socialización con los moradores del sector, se recogió un rechazo unánime ante cualquier intervención en dicho canal, debido a antecedentes negativos en obras previas.

Por último, se identificó que para que este canal pudiera cumplir una función hidráulica efectiva, sería necesario ejecutar labores de limpieza integral y rediseño, lo cual incrementaría

considerablemente los costos sin asegurar beneficios al sistema. Además, su trayectoria no aporta a los objetivos del proyecto, sino que más bien podría contradecirlos, desviando caudales hacia zonas ambientalmente sensibles. Por estas razones, se descartó su inclusión en el modelo. A partir del ráster procesado, se desarrolló la modelación hidrodinámica en HEC-RAS, incorporando elementos como ejes de cauce, líneas de ribera, trayectorias de flujo y secciones transversales, entre otros. En la siguiente imagen se visualiza el resultado en el entorno RAS Mapper.

Figura 2.20

Vista del Modelo Hidráulico: RasMapper



Por otra parte, se adicionó los puentes levantados, información proporcionada por el cliente, dentro del modelo hidráulico. Como ejemplo, el puente Margarita el cual se encuentra ubicado en el río Chone cerca de la intersección del río Canuto. Complementando al modelo, se agregó como condición de borde un “*stage hydrograph*” (hidrograma de niveles) simulando el funcionamiento de la represa Simbocal. Esta varía entre las cotas 3 msnm a -2 msnm cada 6 horas. A continuación, se presenta el esquema del sector modelado, tanto en su condición real como dentro del entorno de HEC-RAS.

Figura 2.21

Vista del Modelo Hidráulico: Geometría “Puente Margarita”

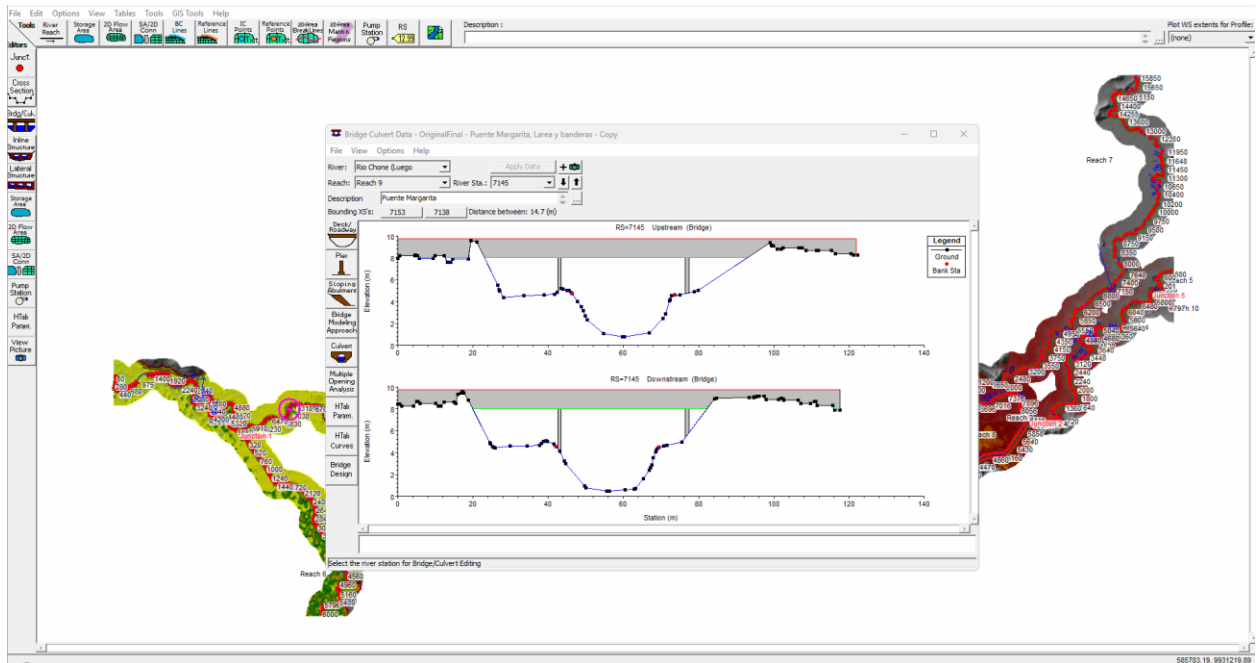
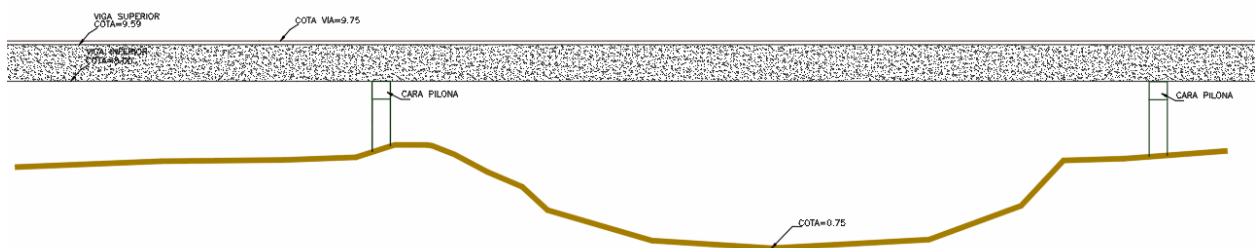


Figura 2.22

Vista del “Puente Margarita” levantado



Una vez ejecutado el modelo, se observó que el caudal ingresado para cada subcuenca, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años, generaba tirantes excesivamente altos. Esta condición provocaba inestabilidad en la simulación y arrojaba resultados hidráulicamente inconsistentes. Por esta razón, se decidió realizar un proceso de calibración utilizando como referencia los niveles levantados en campo para cada uno de los puentes del sistema. Además, se consideró la información proporcionada por los moradores del sector, quienes aseguraron que en

ningún evento registrado el agua ha sobrepasado la estructura de los puentes existentes. Con base en ello, se tomó como criterio de ajuste la cota inferior de la viga de cada puente, procurando que los resultados cumplan tanto con la realidad observada como con las condiciones establecidas para obras hidráulicas en zonas rurales.

Figura 2.23

Vista del Modelo Hidráulico Corrido: RasMapper

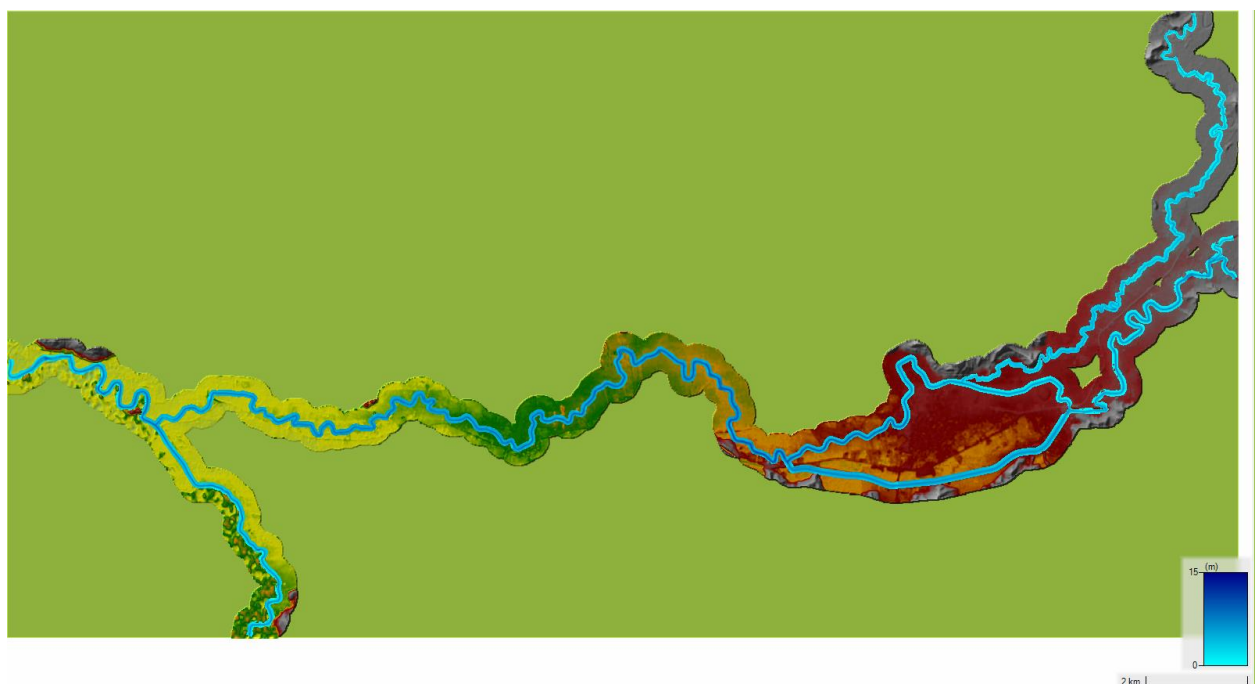
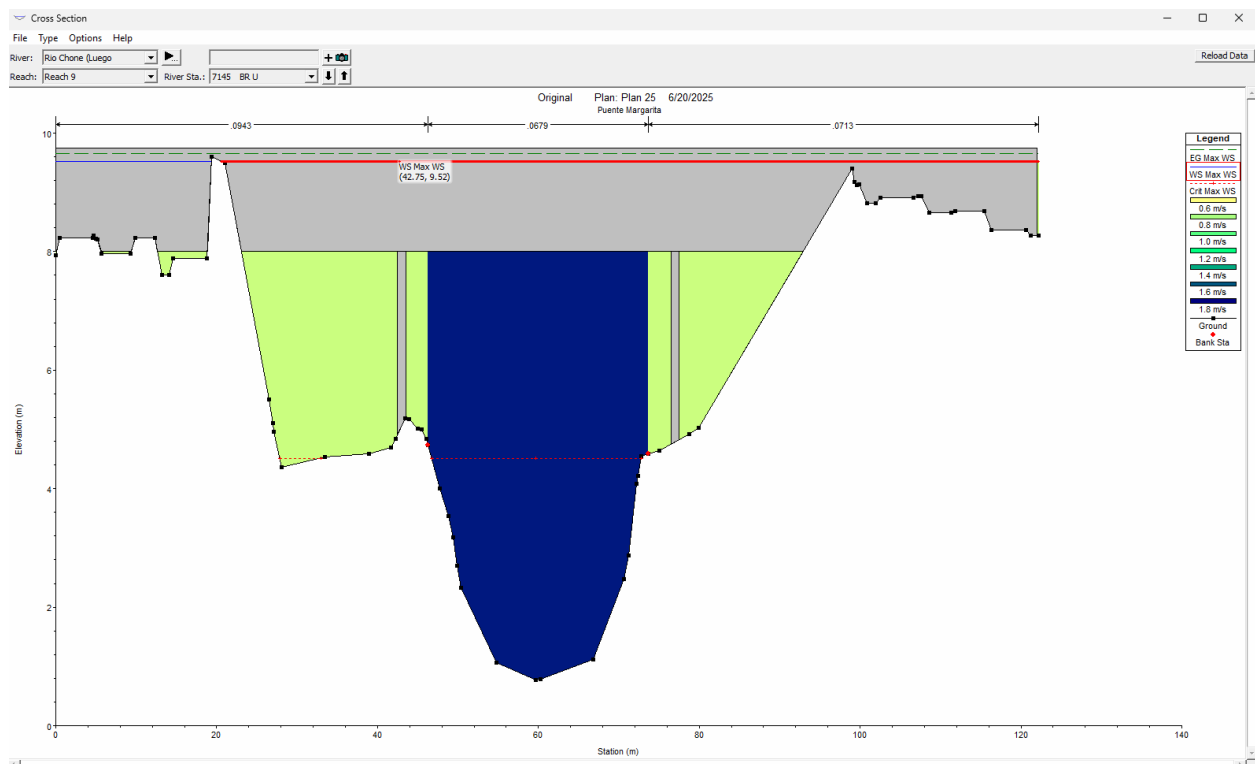


Figura 2.24

Vista del Modelo Hidráulico Corrido: Sección transversal del Puente Margarita

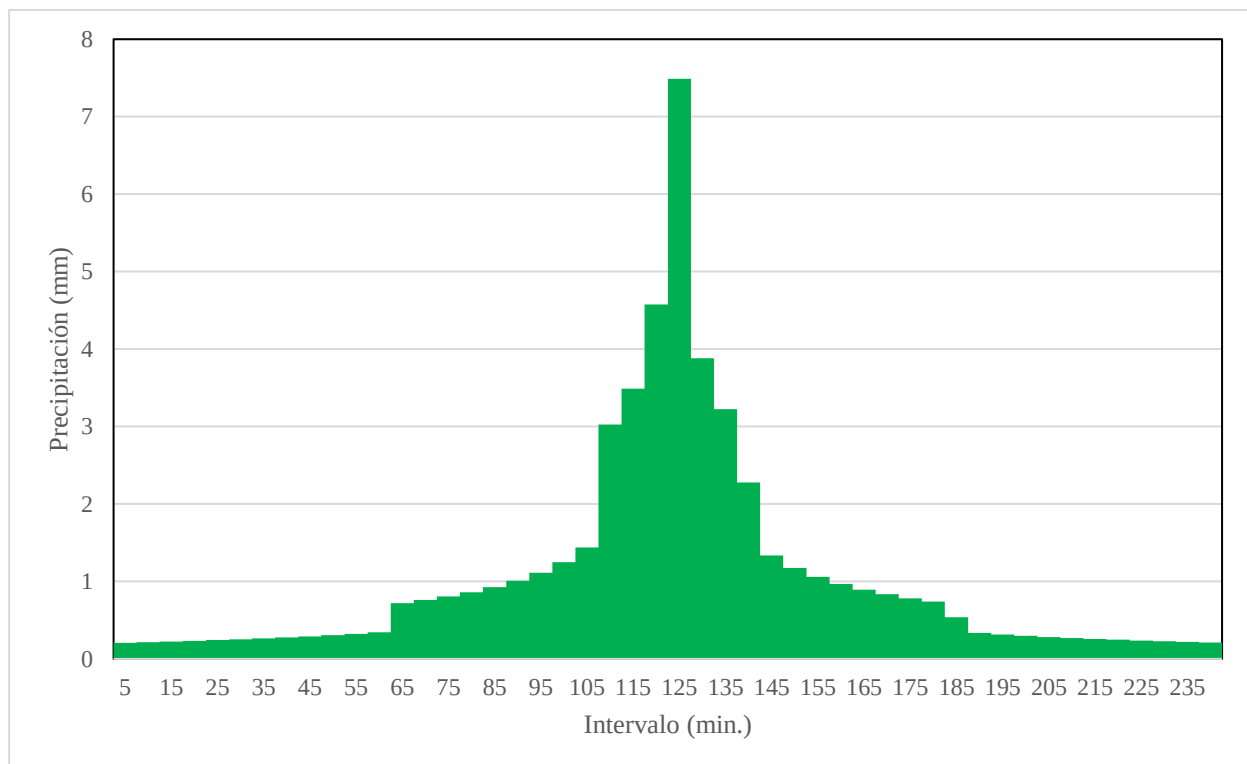


Modelo Hidrológico de la Cuenca del Río Chone – Segunda iteración

Para la calibración del modelo hidrológico se consideró un periodo de retorno de 30 años con una duración de lluvia de 6 horas, ya que caudales superiores no coincidían con los niveles referenciales proporcionados por el topógrafo ni con los testimonios de los moradores del sector. Este valor permitió ajustar los resultados a condiciones realistas sin comprometer la estabilidad del modelo. Finalmente, se utilizó un hietograma representativo del evento, conforme a las curvas IDF previamente generadas para este análisis.

Figura 2.25

Hietograma Sintético para Evento de 10 Años – Estación Meteorológica M0162



Con la calibración respectiva para cada una de las subcuencas aportantes (Garrapata, Mosquito, Grande y Canuto), se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 2.10

Caudales calibrados de cada cuenca aportante

<i>Periodo de Retorno</i>	<i>Escorrentía [m³ /s]</i>			
	<i>Garrapata</i>	<i>Mosquito</i>	<i>Grande</i>	<i>Canuto</i>
Q 30 años	118.60	126.00	172.40	179.20

Con esta configuración de caudales se obtuvo un resultado coherente para el puente Margarita, cuya cota mínima en la viga inferior es de 8.00 msnm. El nivel del espejo de agua simulado alcanzó los 7.67 msnm, lo que indica un margen de seguridad adecuado durante eventos con periodo de retorno de 30 años. Este ajuste confirma que el modelo hidráulico responde de forma estable y realista bajo condiciones representativas del área de estudio. En consecuencia, se

concluye que el modelo calibrado es apto para simular escenarios con diferentes propuestas de intervención, las cuales serán detalladas en el siguiente subcapítulo.

2.5 Análisis de opciones

Con el objetivo de mitigar las inundaciones que afectan de manera recurrente a la zona urbana de Chone, se propuso tres opciones de desvío que desvíen el caudal del río Garrapata. Estas rutas fueron definidas con base en el análisis topográfico, la modelación hidráulica y las condiciones sociales y ambientales de la zona. Cada opción fue evaluada según ocho criterios que incluyen aspectos técnicos, económicos y comunitarios, empleando una matriz ponderada para establecer la opción más viable.

2.5.1 Criterios de evaluación

Para garantizar una selección técnica, ambiental y socialmente equilibrada, se establecieron ocho criterios con su correspondiente ponderación. Cada uno refleja un aspecto clave para asegurar que la propuesta sea viable y sostenible.

- **Impacto social (15%):** Este criterio valora cómo cada alternativa afecta a las comunidades cercanas al trazado, considerando la aceptación vecinal, el riesgo de reasentamientos y la accesibilidad durante y después de la construcción. Se prioriza opciones que minimicen las interferencias con actividades productivas o de movilidad local, dado que la zona rural de Chone presenta poblaciones dispersas que dependen de caminos agrícolas o de servidumbres tradicionales.
- **Impacto ambiental (20%):** Evalúa el grado de afectación sobre ecosistemas sensibles, en especial el humedal La Segua, declarado sitio Ramsar. También se considera la conservación de vegetación ribereña y zonas de recarga hídrica. En áreas como el cantón Chone, donde coexisten usos agrícolas y remanentes de vegetación nativa, es esencial

mantener el equilibrio ecológico para no comprometer la sostenibilidad del sistema natural (MAATE, 2020).

- **Eficiencia hidráulica (20%):** Mide la capacidad de cada trazo para reducir el caudal que ingresa al casco urbano durante eventos extremos. Se analizó si la alternativa logra interceptar el flujo antes de alcanzar zonas inundables, y si garantiza una evacuación fluida sin generar nuevos puntos críticos aguas abajo. Este criterio es clave para garantizar la funcionalidad de la infraestructura propuesta ante periodos de retorno de hasta 200 años.
- **Costo inicial (10%):** Corresponde a la inversión estimada para la ejecución de la obra, considerando la longitud total, el tipo de terreno y la necesidad de estructuras especiales como puentes o dissipadores. En entornos rurales como Chone, donde el presupuesto es limitado, este criterio permite priorizar alternativas de menor complejidad constructiva y mayor aprovechamiento del terreno natural.
- **Mantenimiento (15%):** A diferencia de otros estudios, en este caso se asignó una ponderación mayor al mantenimiento, debido a las limitaciones técnicas y presupuestarias del gobierno local. Se consideró la frecuencia de limpieza, dragado o control de vegetación, y si la alternativa facilita el acceso posterior para intervenciones periódicas. Se valoraron positivamente las opciones con baja demanda de mantenimiento y fácil supervisión.
- **Espacio requerido (10%):** Analiza la cantidad de suelo que requiere la obra, en términos de derecho de vía, afectación de predios privados y expropiaciones necesarias. Alternativas que se ajustan a zonas rurales de baja densidad, sin intervenir asentamientos ni zonas de cultivo activo, resultan más favorables.
- **Tiempo de ejecución (5%):** Considera la duración estimada para completar la obra y ponerla en operación. Trazos más largos o con necesidad de obras mayores tienden a requerir más tiempo y recursos logísticos, lo que puede poner en riesgo la implementación del proyecto en un plazo razonable.

- **Riesgo operativo (5%):** Evalúa la probabilidad de fallas técnicas durante la operación, tales como colapsos por socavación, erosión lateral o sedimentación excesiva. También se incluye el riesgo de que la obra quede inoperativa por mal diseño o eventos imprevistos. Este criterio busca minimizar incertidumbres post-construcción.

Tabla 2.11

Ponderación de criterios de Evaluación

Criterio	Peso (%)	Enfoque de evaluación
Impacto social	15 %	Aceptación, accesibilidad y afectación a población cercana
Impacto ambiental	20 %	Protección de áreas naturales como La Segua, conservación de vegetación ribereña
Eficiencia hidráulica	20 %	Capacidad de reducir el caudal que atraviesa zonas vulnerables
Costo inicial	10 %	Inversión estimada según tipo de obra y terreno
Mantenimiento	15 %	Frecuencia de intervenciones y costos de operación
Espacio requerido	10 %	Necesidad de expropiaciones o servidumbres
Tiempo de ejecución	5 %	Plazo necesario para su construcción y operación
Riesgo operativo	5 %	Posibles complicaciones técnicas o de funcionamiento

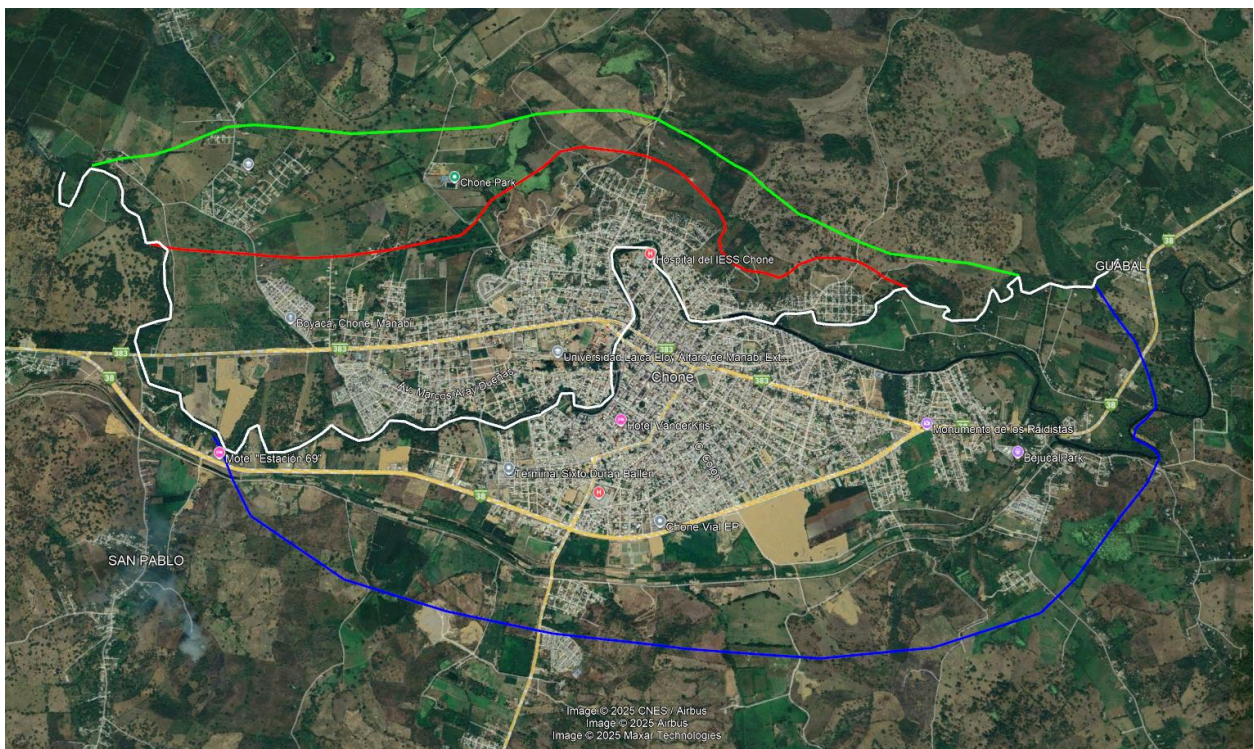
2.5.2 Descripción de las opciones propuestas

Con base en el análisis topográfico, hidrológico y funcional del sistema fluvial del río Garrapata y su confluencia con el río Chone, se formularon tres opciones de bypass con el objetivo

de desviar parte del caudal durante eventos de creciente. Cada alternativa fue definida según su viabilidad geométrica, impacto en el entorno y compatibilidad con la infraestructura existente, además de ser evaluada posteriormente mediante herramientas de simulación como HEC-RAS. A continuación, se describen sus principales características y consideraciones técnicas.

Figura 2.26

Opciones propuestas



Opción 1 – Bypass Norte Largo (trazo verde)

Esta propuesta plantea una derivación extensa del caudal rodeando completamente el núcleo urbano de Chone por el norte. El trazado comprende una longitud aproximada de 11 kilómetros y discurre por zonas rurales con fuerte pendiente topográfica. El diseño requiere amplios movimientos de tierra, estructuras de control y pasos elevados, dada la variabilidad altimétrica del sector. En términos sociales, afecta áreas productivas agrícolas y caminos vecinales,

lo que implica un alto grado de intervención territorial y posibles conflictos con propietarios locales.

Desde el punto de vista hidráulico, los resultados en HEC-RAS mostraron que, si bien esta alternativa logra alejar el flujo de la ciudad, su longitud genera pérdidas de carga y posibles riesgos de sedimentación a lo largo del canal. Las condiciones geotécnicas también reflejan presencia de suelos blandos en varios tramos, lo que aumentaría los costos de cimentación y estabilidad. Por estas razones, esta opción presenta retos operativos significativos y una ejecución costosa, con bajo retorno en términos de eficiencia constructiva.

Opción 2 – Bypass Norte Compacto (trazo rojo)

La segunda alternativa plantea una solución más directa y eficiente, interceptando el río Garrapata aguas arriba del casco urbano para reconducir el flujo hacia una zona segura del río Chone a través de un canal de aproximadamente 7 kilómetros. Este trazado atraviesa un sector rural de baja densidad, permitiendo una ejecución con mínimas expropiaciones y buena accesibilidad vial. Durante las simulaciones ejecutadas en HEC-RAS, se verificó que el caudal máximo de diseño (para un periodo de retorno de 100 años) se distribuye de manera estable a lo largo de esta ruta, sin provocar reboses ni exceder los niveles críticos en puentes y estructuras existentes.

En términos ambientales, la ruta evita interferencias directas con el humedal La Segua y respeta las zonas de vegetación ribereña más sensibles. Además, la longitud moderada y los taludes suaves facilitan la operación y el mantenimiento del canal. Desde el punto de vista constructivo, se identificaron ventajas como la viabilidad de incorporar infraestructura verde complementaria (como humedales artificiales), lo que potencia su sostenibilidad y capacidad de retención de sedimentos en eventos extremos.

Opción 3 – Bypass Sur / Canal San Antonio (trazo azul)

Esta opción propone reabrir y ampliar el canal San Antonio, actualmente en desuso parcial, para canalizar los excedentes del río Garrapata hacia el sur de la ciudad. El trazado aprovecha parcialmente la infraestructura existente, pero su recuperación implica dragado extensivo, reconstrucción de bordes y refuerzo estructural. Durante los recorridos de campo, se identificó que parte del canal se encuentra obstruido por vegetación, sedimentos y basura acumulada. Asimismo, su proximidad a la ciénaga La Segua –humedal protegido bajo la Convención Ramsar– representa un riesgo ambiental significativo por posible colmatación con sedimentos.

Desde el punto de vista social, algunas comunidades expresaron su preocupación ante posibles afectaciones al humedal, mientras que el modelo hidráulico en HEC-RAS evidenció condiciones de desbordamiento en zonas bajas del trazado si no se realiza una intervención integral. Si bien ofrece cierta funcionalidad hidráulica, la opción presenta limitaciones técnicas, sociales y ambientales, por lo que su implementación requeriría medidas de compensación y vigilancia ambiental constante.

2.5.3 Selección de la mejor opción

Luego de aplicar la matriz de evaluación multicriterio, se identificó que la alternativa más adecuada al contexto del cantón Chone es la opción 2 – bypass norte compacto, al obtener la mayor puntuación ponderada de 4.45. Esta alternativa destaca por su balance entre eficiencia hidráulica, viabilidad técnica, bajo impacto ambiental y aceptación social. A continuación, se presenta la matriz con los valores ponderados por criterio para cada alternativa evaluada:

Tabla 2.12

Matriz de evaluación ponderada

Criterio / Peso (%)	Bypass N largo (verde)	Bypass N compacto (rojo)	Bypass S / Canal San Antonio (azul)
----------------------------	-----------------------------------	-------------------------------------	--

Impacto social (15 %)	2.5	4.5	3.0
Impacto ambiental (20 %)	2.5	4.5	3.5
Eficiencia hidráulica (20 %)	3.0	5.0	4.0
Costo inicial (10 %)	2.5	3.5	3.0
Mantenimiento (15 %)	2.5	4.5	3.5
Espacio requerido (10 %)	2.5	4.0	3.5
Tiempo de ejecución (5 %)	2.0	4.5	3.0
Riesgo operativo (5 %)	2.5	4.0	3.0
Puntaje ponderado	≈ 2.60	≈ 4.45	≈ 3.40

Una vez aplicado el análisis multicriterio, se evidenció que la alternativa con mayor viabilidad técnica y social es la opción 2 – bypass norte compacto (trazo rojo), al alcanzar una puntuación ponderada de 4.45. Este valor refleja no solo un desempeño sobresaliente en términos hidráulicos, sino también una adecuada adaptabilidad al contexto rural de Chone, con un trazado que evita zonas conflictivas y aprovecha condiciones topográficas favorables para el desvío del río Garrapata. La alternativa destaca particularmente en los criterios de eficiencia hidráulica (5.0), mantenimiento (4.5), y riesgo operativo (4.0), los cuales fueron definidos como prioritarios por su incidencia directa en la seguridad, operación y sostenibilidad de la obra.

El alto puntaje en eficiencia hidráulica se fundamenta en los resultados obtenidos en la modelación realizada en HEC-RAS, donde se observó una notable reducción en los niveles aguas abajo del río Chone. La geometría del canal propuesto permite evacuar el caudal de diseño sin generar acumulaciones críticas, en contraste con la opción 3, que, si bien cumple con este criterio, obtuvo una puntuación menor (4.0) debido a su mayor dependencia del canal San Antonio y su vulnerabilidad ante obstrucciones. En cuanto al criterio de mantenimiento, la alternativa compacta se beneficia de una menor longitud y de una traza que evita zonas con alta carga de sedimentos, lo

que reduce la necesidad de limpiezas frecuentes, a diferencia de la opción 3 (3.5), donde se requerirían intervenciones más continuas por tratarse de infraestructura ya existente y degradada.

En el aspecto ambiental, se asignó una calificación de 4.5, dado que el trazo mantiene una distancia prudente del humedal La Segua y atraviesa zonas de menor sensibilidad ecológica, minimizando el impacto sobre áreas naturales. En cambio, la opción 3, que obtuvo 3.5 en este criterio, compromete parte del entorno Ramsar y su ejecución implicaría medidas estrictas de control ambiental. Desde el punto de vista social, el puntaje de 4.5 responde a una aceptación general positiva registrada en las socializaciones, porque cruza zonas rurales dispersas sin necesidad de reasentamientos ni afectaciones significativas, a diferencia de la opción 1, cuya baja puntuación (2.5) se explica por el impacto en terrenos agrícolas activos y la oposición de juntas de agua locales.

Respecto al costo inicial, aunque no fue el factor más alto (3.5), el valor es coherente con la extensión moderada del trazado y la reducción en estructuras especiales requeridas. Este aspecto cobra relevancia frente a la opción 1 (2.5), que presenta una extensión mucho mayor, y a la opción 3 (3.0), que necesita reforzar una infraestructura existente deteriorada. Finalmente, en los criterios de espacio requerido (4.0), tiempo de ejecución (4.5) y riesgo operativo (4.0), aquel escenario también se muestra como la opción más equilibrada, permitiendo una implementación técnica sin condicionamientos excesivos.

En resumen, la opción 2 se posiciona como la más robusta y coherente con los objetivos del proyecto, combinando un diseño funcional con menores conflictos sociales y ambientales, menores costos operativos a largo plazo y un comportamiento hidráulico comprobado en simulación. Su elección permite avanzar hacia una solución sostenible, adaptable al entorno rural y alineada con las capacidades técnicas y presupuestarias del cantón. Las demás opciones, si bien presentan aspectos positivos puntuales, no alcanzan un balance integral comparable.

Capítulo 3

3. DISEÑOS Y ESPECIFICACIONES

3.1 Normas y Criterios de Diseño

El diseño integral del bypass norte del río Garrapata se sustenta en un marco normativo nacional e internacional que garantiza su eficiencia hidráulica, seguridad estructural y viabilidad constructiva. A nivel nacional, se han aplicado las Normas Ecuatorianas de Vialidad (M. de T. y O. P. del Ecuador, 2013) las disposiciones del Manual de Carreteras – Obras Hidráulicas (MTOP, 2012), y las directrices técnicas emitidas por la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA, 2014), que proporcionan criterios para el cálculo de caudales de diseño, determinación de secciones y estabilidad de estructuras. Estas normas se complementan con las especificaciones de la Norma INEN 5, aplicable a obras de drenaje y canales, y con las recomendaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción (MIDUVI, 2015), especialmente en lo relacionado con obras de movimiento de tierras, cimentaciones y factores de seguridad.

Para la parte hidráulica, se adoptó los criterios establecidos por el (USB, 1987) *Design of Small Canal Structures*, que define parámetros de diseño para canales abiertos con secciones trapezoidales, bordes libres y control de erosión. Se utilizó también las recomendaciones de la (FHWA, 2005) en el *Hydraulic Design Series No. 5 (HDS-5)* que proporciona rangos de velocidades máximas permitidas según el tipo de material, pendientes mínimas y pérdidas de carga en estructuras de transición. La determinación de parámetros de flujo se realizó con base en la ecuación de Manning, empleando los criterios de corrección para coeficientes de rugosidad recomendados por (Cowan, 1956), de acuerdo con las características del revestimiento proyectado. Asimismo, la verificación del régimen de flujo mediante el número de Froude y el cálculo del tirante normal se fundamentaron en los principios de hidráulica de canales abiertos expuestos por (Chow, 1959).

El diseño geométrico se basó en la elección de una sección trapezoidal de 15 m de ancho de base, con taludes 2H:1V, siguiendo las recomendaciones de estabilidad y eficiencia hidráulica indicadas por el (USBR, 1987) y la ISO (ISO, 2011), que define la terminología y parámetros de secciones hidráulicas. El borde libre se determinó como un porcentaje del tirante normal, con un rango de entre 5 % y 10 %, lo que asegura que el canal pueda manejar variaciones de flujo durante eventos de crecida sin riesgo de desbordamiento.

En el análisis geotécnico del proyecto se consideró los resultados obtenidos de las perforaciones SPT y de los ensayos de laboratorio, los cuales permitieron determinar los parámetros de resistencia al corte del terreno, como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Con esta información se evaluó la estabilidad de los taludes mediante métodos de equilibrio límite, aplicando los enfoques de Bishop y Fellenius, y verificando que los factores de seguridad superaran el valor mínimo de 1.5 en condiciones estáticas, en concordancia con lo establecido por (Terzaghi & Peck, 1967) y con los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Adicionalmente, se previó el uso de geotextiles como medida de protección en taludes susceptibles a erosión. Estos elementos se seleccionarán atendiendo a las especificaciones de la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 2667:2013, que define los requisitos mínimos en cuanto a resistencia, durabilidad y comportamiento hidráulico para su aplicación en obras de infraestructura. Con ello se busca prolongar la vida útil del canal y garantizar su desempeño estructural frente a las condiciones operativas previstas.

Para el análisis del trazado y la definición del perfil longitudinal del bypass, se trabajó con un Modelo Digital de Elevación (DEM) de alta resolución con malla de 4×4 metros, procesado en SIG. Este insumo permitió generar un trazado preliminar del eje del canal que evitó la afectación de zonas pobladas, cuerpos de agua y áreas ambientalmente sensibles, asegurando así un alineamiento compatible con las condiciones físicas y ambientales del entorno. Posteriormente, dicho trazado fue optimizado en Autodesk Civil 3D, donde se definió la rasante final del canal, se

ajustó las curvas verticales y se generaron las secciones transversales, además de estimar inicialmente los volúmenes de corte y relleno requeridos.

Esta metodología se complementó con la verificación hidráulica en HEC-RAS, simulando el comportamiento del flujo en distintos escenarios de operación para evaluar parámetros como tirantes, velocidades y régimen de flujo, siguiendo los lineamientos técnicos del (USACE, 2016). La combinación del análisis con el DEM 4×4 m, las herramientas avanzadas de modelación y el soporte normativo empleado, garantiza que el bypass proyectado cumpla con los criterios de seguridad, durabilidad y funcionalidad requeridos para enfrentar los caudales extremos del río Garrapata.

3.2 Análisis del Trazado y Perfil Longitudinal del Bypass norte

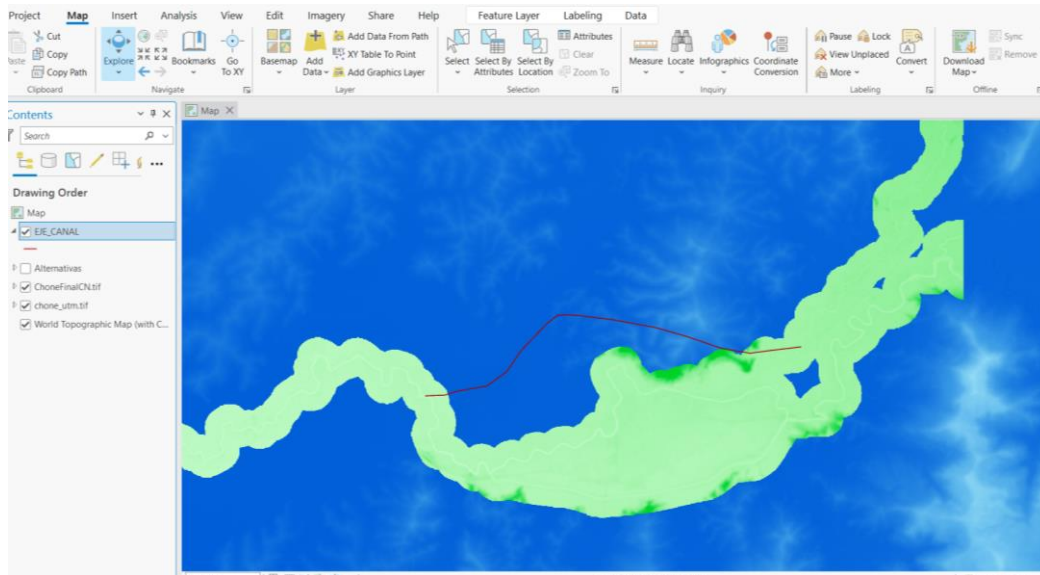
3.2.1 Definición y Selección del Trazado

La definición del trazado del bypass norte se realizó a partir de la información topográfica levantada en campo, procesada para generar un Modelo Digital de Elevación (DEM) de alta resolución con malla de 4×4 metros. Este insumo permitió representar con precisión la morfología del terreno y establecer con exactitud las cotas inicial y final del recorrido proyectado.

El trazado preliminar se determinó considerando criterios hidráulicos, constructivos y ambientales, evitando el cruce por zonas pobladas, infraestructura existente o cuerpos de agua. Se priorizó un recorrido que aprovechara la topografía natural, favoreciendo el flujo por gravedad y reduciendo la necesidad de obras complementarias. Se evaluó alternativas mediante la comparación de perfiles de elevación y curvas de nivel, seleccionando la opción con pendiente más uniforme y sin cambios bruscos que pudieran comprometer la operatividad del canal.

Figura 3.1.

Digitalización del eje preliminar del bypass sobre el modelo digital de elevación (DEM 4×4 m).



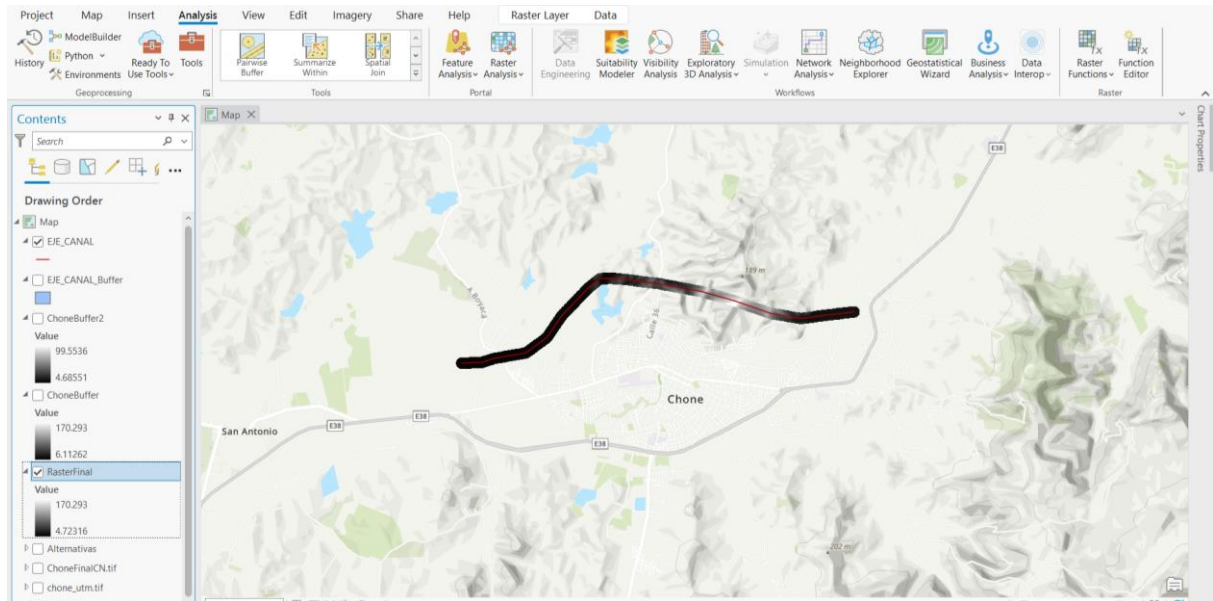
3.2.2 Obtención del Perfil Longitudinal

Para la obtención del perfil longitudinal se siguió un flujo de trabajo que combinó el análisis espacial con el modelado civil especializado. En síntesis, se integró la topografía en el DEM 4×4 m, se definió el eje del canal, se recortó la superficie al área de influencia utilizando herramientas de delimitación (*Buffer*, *Extract by Mask*) y se extrajeron las elevaciones del terreno natural a lo largo del eje mediante *Create Profile*.

El perfil resultante se incorporó a la plataforma de modelado civil, donde se definió la rasante de diseño (*Edit Profile Geometry*), se ajustó la pendiente y se configuró la sección tipo trapezoidal mediante ensamblajes (*Assembly*) y el modelado del corredor (*Corridor Model*). Esto permitió generar una representación tridimensional del canal, visualizando la obra proyectada y dejando la base para el cálculo de volúmenes y secciones transversales.

Figura 3.2.

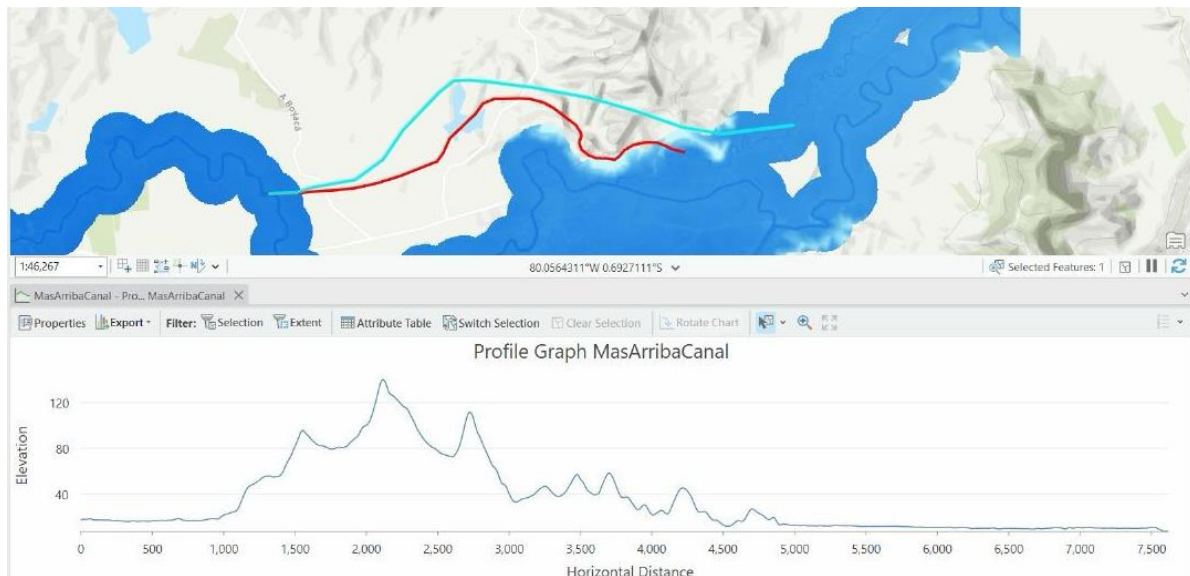
Recorte del DEM y delimitación del área de influencia para la obtención del perfil longitudinal.



Del análisis se obtuvo que la cota inicial del canal se ubica en la abscisa 0+020 m con 17.454 m, mientras que la cota final en la descarga, situada en la abscisa 0+620 m, corresponde a 15.489 m. La diferencia entre ambas equivale a un pendiente natural promedio de 3.27×10^{-3} . Tras el ajuste hidráulico, se adoptó una pendiente uniforme de 9.0×10^{-4} , que asegura un flujo estable con velocidad aproximada de 2.85 m/s, reduciendo el riesgo de erosión o sedimentación y optimizando el comportamiento hidráulico de la sección trapezoidal de base 15 m, taludes 2H:1V y altura total 2.56 m. El perfil longitudinal definitivo constituyó un insumo clave para las siguientes fases del diseño, ya que permite definir la rasante final, calcular el tirante normal y estimar los volúmenes de movimiento de tierras.

Figura 3.3.

Trazado del bypass sobre el DEM 4×4 m y perfil longitudinal del terreno natural.



3.3 Diseño Hidráulico del Canal

El diseño hidráulico del bypass no se basó únicamente en criterios normativos, sino en un proceso iterativo de dimensionamiento que integró análisis hidráulicos, modelación numérica y condicionantes constructivas. A partir del caudal de diseño de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ se estableció un rango inicial de secciones factibles, que posteriormente fue depurado en función de la pendiente disponible, la rugosidad del revestimiento y la velocidad máxima admisible para evitar erosión.

Este procedimiento permitió identificar que una sección trapezoidal era la más adecuada para garantizar el transporte seguro del caudal sin comprometer la estabilidad de los taludes ni la integridad del revestimiento. Dentro de este tipo de sección, el proceso de optimización llevó a una configuración con base de 15 m y taludes 2H:1V, que logró un equilibrio entre capacidad hidráulica, economía de excavación y seguridad estructural. La geometría final no es el resultado de un valor de catálogo, sino de un cálculo ajustado a las condiciones reales del terreno y a las exigencias hidráulicas del proyecto.

3.3.1 Justificación de la Sección Trapezoidal y Taludes 2H:1V

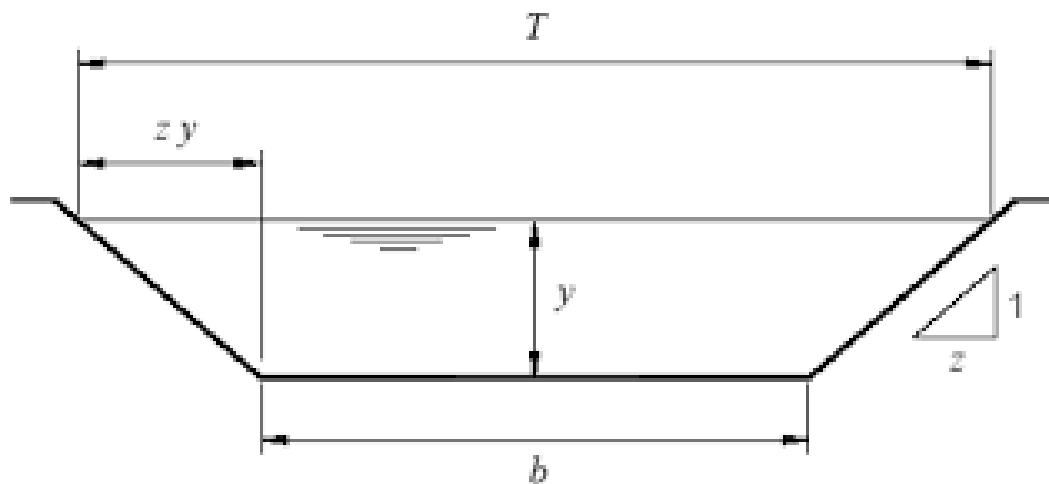
La configuración de la sección trapezoidal con base de 15 m y taludes 2H:1V adoptada en este proyecto no es arbitraria, sino que responde al resultado del cálculo hidráulico realizado para el caudal de diseño de 60 m³/s. El dimensionamiento consideró la pendiente disponible en el terreno, el coeficiente de rugosidad del revestimiento en hormigón y la velocidad máxima admisible para evitar erosión.

En el proceso de cálculo, se evaluó distintas combinaciones de anchos de base y taludes. Una base inferior a 15 m generaba un tirante normal superior a 1.5 m, lo que incrementaba la presión lateral sobre el revestimiento y la probabilidad de socavación, además de reducir la estabilidad de los taludes. Por otro lado, una base excesivamente ancha aumentaba los volúmenes de excavación y el costo de la obra sin mejorar significativamente el comportamiento hidráulico.

El análisis determinó que una solera de 15 m permite conducir el caudal de diseño con un tirante normal aproximado de 1.25 m, manteniendo una velocidad de flujo cercana a 2.74 m/s, dentro de los rangos seguros para canales revestidos en hormigón. Esta velocidad es suficiente para mantener condiciones auto limpiantes y evitar sedimentación, sin exceder el límite que podría provocar desgaste del revestimiento. Asimismo, la inclinación de 2H:1V garantiza la estabilidad geotécnica de los taludes frente a esfuerzos de empuje lateral y facilitó la excavación con maquinaria convencional. Investigaciones clásicas sobre diseño de canales (Chow, 1959) señala que taludes moderados combinados con una base amplia reducen las tensiones sobre las paredes del canal y prolongan la vida útil de la estructura.

Figura 3.4.

Sección trapezoidal adoptada con base de 15 m y taludes 2H:1V. Adaptado de (USBR, 1987).



3.3.2 Pendiente del Canal

La pendiente longitudinal del canal se definió a partir de la diferencia de cotas entre el punto de entrada (12.62 m) y el de descarga (5.61 m), lo que resultó en una pendiente natural de 0.001. Este valor coincide con la pendiente disponible en el terreno y fue adoptado como pendiente de diseño, ya que se encuentra dentro de los límites recomendados por la norma hd5 de la FHWA (2005) para canales revestidos en hormigón.

La adopción de una pendiente (S_0) de 1.002×10^{-3} , permite mantener velocidades de flujo que son lo suficientemente altas para garantizar la autolimpieza y evitar sedimentaciones, pero sin exceder las velocidades críticas que podrían generar erosión o daños en el revestimiento. Este equilibrio asegura un transporte eficiente del caudal de diseño ($60 \text{ m}^3/\text{s}$) y contribuye a la estabilidad hidráulica y estructural del canal a largo plazo.

3.3.3 Borde Libre

El borde libre (BL) es un margen adicional sobre el tirante normal del flujo que se incorpora en el diseño de canales abiertos para absorber variaciones en el nivel del agua, tales como oleajes, turbulencias, vientos laterales o incrementos inesperados del caudal. Su función principal es prevenir desbordamientos y asegurar un funcionamiento estable del canal bajo condiciones

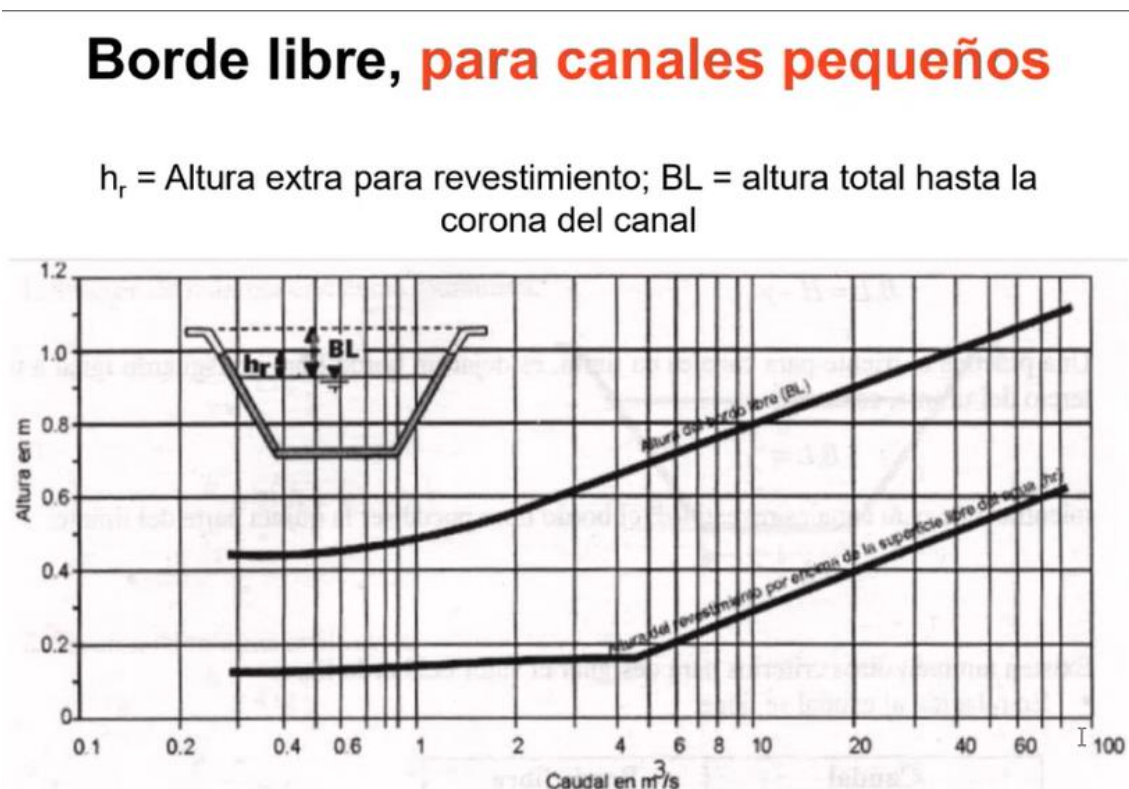
extremas. De acuerdo con las recomendaciones de *Design of Small Canal Structures* (USBR, 1987) para canales revestidos se debe considerar un borde libre entre el 5 % y el 10 % del tirante normal, ajustándose a las características hidráulicas y operativas del canal. En el presente proyecto se adoptó un valor de $BL = 1.10$ m, ligeramente superior al rango estándar, debido a la magnitud del caudal de diseño ($Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$).

3.3.3.1 Determinación del Borde Libre

La determinación de este valor se basó en la gráfica empírica de relación entre caudal (Q) y borde libre recomendada para canales pequeños, mostrada en la Figura 3.5. Según esta referencia, para un caudal aproximado de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ el borde libre requerido es cercano a 1.10 m, valor que fue adoptado en este diseño.

Figura 3.5.

Relación empírica entre caudal y borde libre para canales pequeños(USBR, 1987).



3.3.4 Tirante Normal y Velocidades

La determinación del tirante normal (y_n) es fundamental en el diseño de canales, ya que establece la altura de agua necesaria para conducir el caudal de diseño bajo condiciones de flujo uniforme. Para este proyecto, el tirante normal fue calculado considerando la geometría trapezoidal definida ($b = 15$ m, $Z = 2H:1V$, $S_0 = 1.002 \times 10^{-3}$) y el caudal de diseño de $Q = 60$ m³/s.

Métodos de Cálculo del Tirante Normal Utilizados

Para el cálculo del tirante normal se utilizaron varios métodos complementarios, con el objetivo de obtener un valor confiable y verificar los resultados obtenidos en la hoja de cálculo.

Método empírico de Knight et al.

Knight et al (Knight et al., 1984) desarrollaron un enfoque práctico que vincula el tirante con el área hidráulica y la pendiente a partir de una expresión empírica basada en datos experimentales. La fórmula general tiene la forma:

$$y = \left(\frac{Qn}{\alpha S^{0.5}} \right)^{3/5}$$

Donde α incluye la geometría de la sección (American Association of State Highway & Officials, 2004). Una vez aplicando la formula y adaptando el método con los datos el tirante normal resultó en 1.25 m.

Método iterativo de Newton-Raphson

Este método numérico permite encontrar las raíces de una ecuación no lineal de la forma:

$$Q = \frac{1}{n} A(y) * R(y)^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

El método consiste en despejar la función $f(y) = Q_{calculado} - Q_{Diseño}$ e iterar utilizando la relación:

$$y_{i+1} = y_i - \frac{f(y_i)}{f'(y_i)}$$

hasta alcanzar una convergencia con un error menor a 0.01 m. Con este método se obtuvo igualmente un tirante normal de 1.25 m. Este procedimiento es ampliamente documentado en la literatura hidráulica (Ritter, 1967).

Método de Bakhmetev

El método formulado por (Bakhmetev, 1965) propone una solución estructurada para el cálculo del tirante normal en canales trapezoidales, mediante una combinación de relaciones adimensionales. A partir de la ecuación de Manning, se definen las siguientes relaciones básicas:

En secciones trapeziales, el área se define como:

$$A = y(b + zy)$$

Y el perímetro mojado como:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

Por lo tanto, el radio hidráulico es:

$$R = \frac{A}{P}$$

Estas se sustituyen en la fórmula de Manning para obtener:

$$Q = \frac{1}{n} y(b + zy) \left(\frac{y(b + zy)}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Luego, esta ecuación se transforma en forma adimensional con los parámetros:

$$\eta = \frac{y}{b}, \quad \lambda = z, \quad \theta = \frac{Qn}{b^{8/3} * S^{1/2}}$$

El valor de η se obtiene iterativamente para cumplir con θ , Los resultados de este método coincidieron con el obtenido por Knight y Newton-Raphson, confirmando un tirante de 1.25 m.

Método de Terzidis–Srivastava

Terzidis y Srivastava (2009) propusieron una expresión cerrada que permite calcular el tirante normal directamente para canales trapezoidales con geometrías típicas. El modelo está basado en ajustes empíricos que mantienen la precisión dentro de márgenes aceptables:

$$y = \left(\frac{Qn}{\gamma S^{\frac{1}{2}}} \right)^{3/5}$$

Aquí, es un factor empírico determinado a partir de experimentación hidráulica en canales trapezoidales. Su aplicación resulta práctica en análisis exploratorios, o como validación complementaria de métodos iterativos (Terzidis & Srivastava, 2009).

Al aplicarse para los datos del bypass, los resultados confirmaron un tirante cercano a:

$$y_n = 1.25 \text{ m}$$

validando los valores obtenidos mediante los otros métodos.

Velocidades y Control de Erosión

La velocidad media del flujo se calculó con:

$$Q = \frac{Q}{A} = \frac{60 \text{ m}^3/\text{s}}{21.87 \text{ m}^2} = 2.74 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Para verificar la estabilidad hidráulica, este valor se comparó con los límites establecidos en la norma hd5 (FHWA, 2005a), donde se indica que para canales revestidos en hormigón las velocidades deben mantenerse entre 1.2 y 3 m/s para garantizar un flujo autolimpiante y, al mismo tiempo, evitar erosión excesiva. El valor obtenido de 2,74 m/s se encuentra dentro de este rango recomendado, lo que confirma que la pendiente adoptada y la sección trapezoidal diseñada son adecuadas. Además, este valor asegura que el canal no presentará acumulaciones de sedimentos ni fenómenos de socavación, garantizando la durabilidad de la estructura.

3.4 Cálculo de Volúmenes en Base a la Sección Hidráulica del Canal

El cálculo de volúmenes de corte y relleno constituye un paso esencial en el diseño del Bypass Norte, ya que permite estimar el movimiento de tierras necesario para la ejecución de la sección hidráulica proyectada. Para su desarrollo se utilizó información topográfica y batimétrica procesada en SIG, la cual fue exportada a Civil 3D para la generación de superficies, perfiles longitudinales y secciones transversales.

3.4.1 Preparación de Datos Topográficos y Buffer de Diseño

Una vez definida la ruta más adecuada del canal en SIG, se generó un buffer de 100 metros de ancho a lo largo de toda la alineación. Este buffer asegura el espacio suficiente para los taludes de corte, bermas y cualquier ajuste geométrico requerido en la obra. A partir de este polígono, se exportó las curvas de nivel y los datos de elevación hacia Civil 3D, integrando tanto la topografía superficial como la batimetría levantada en campo en las secciones de entrada y salida del bypass.

En Civil 3D se creó la superficie del terreno natural (TN) mediante la importación de la nube de puntos procesada, lo que permitió contar con una representación digital exacta de la morfología del terreno. Esta superficie se convirtió en la base para los cálculos de corte y relleno.

3.4.2 Construcción de la Sección Proyectada

La sección proyectada corresponde a la sección trapezoidal definida en el diseño hidráulico (ver sección 3.3), con un ancho de base de 15 m, taludes 2H:1V, una altura total de 2.56 m con un borde libre de 1.10 m. Esta sección fue configurada como un ensamblaje en Civil 3D, alineándola al eje del canal. Sobre esta base se realizó las proyecciones de secciones transversales a intervalos regulares (cada 20 m), lo que permitió analizar el volumen requerido en cada estación.

3.4.3 Metodología de Cálculo en Civil 3D

El cálculo de volúmenes de excavación y relleno se realizó mediante el método de secciones transversales, (*cross-sections*). Este método es ampliamente utilizado en proyectos de ingeniería civil para estimar los volúmenes de tierra en obras lineales como canales, carreteras y ferrocarriles. Consiste en generar perfiles perpendiculares al eje de la obra en intervalos regulares, donde cada sección transversal representa la geometría del terreno natural y de la superficie proyectada. Los volúmenes se obtienen integrando el área entre ambas superficies para cada sección y multiplicándola por la distancia entre secciones consecutivas.

El método de secciones transversales es descrito en literatura clásica de topografía y movimiento de tierras como una de las técnicas más precisas para estimar volúmenes, dado que se basa en un muestreo directo del terreno y en la comparación gráfica de superficies (Ariza & López, 2016). En términos prácticos, Civil 3D automatiza este proceso al generar perfiles transversales cada cierta distancia (normalmente cada 20 m o menos en tramos críticos), para posteriormente integrar los resultados parciales mediante la herramienta Material Volume Table, que calcula el volumen total de corte y relleno para el canal (Autodesk, 2023).

La ventaja de este método radica en que permitió una representación detallada de las variaciones del terreno a lo largo de la alineación, lo que resulta especialmente útil en zonas de

relieve irregular. En este proyecto se realizó líneas de muestreo en puntos estratégicos, con especial atención a las intersecciones con puentes y obras existentes, de forma que se obtenga una estimación precisa del volumen de excavación en los tramos críticos.

3.4.4 Resultados del Cálculo de Volúmenes

Volúmenes en la sección 1

La Sección 1 comprende el tramo inicial del canal, desde el punto 0+020 hasta el 1+020, caracterizado por una topografía abruptamente más elevada que la rasante proyectada. Esta condición justifica su selección como tramo de análisis específico, ya que concentra los mayores volúmenes de excavación del proyecto previo a la necesidad de un túnel. Se escogió secciones cada 500 m para el análisis debido a que no se presentan cambios abruptos en la elevación del terreno natural, por lo que intervalos más cortos no marcarán una diferencia significativa en el análisis.

Tabla 3.1

Resultados de volúmenes en la Sección 1.

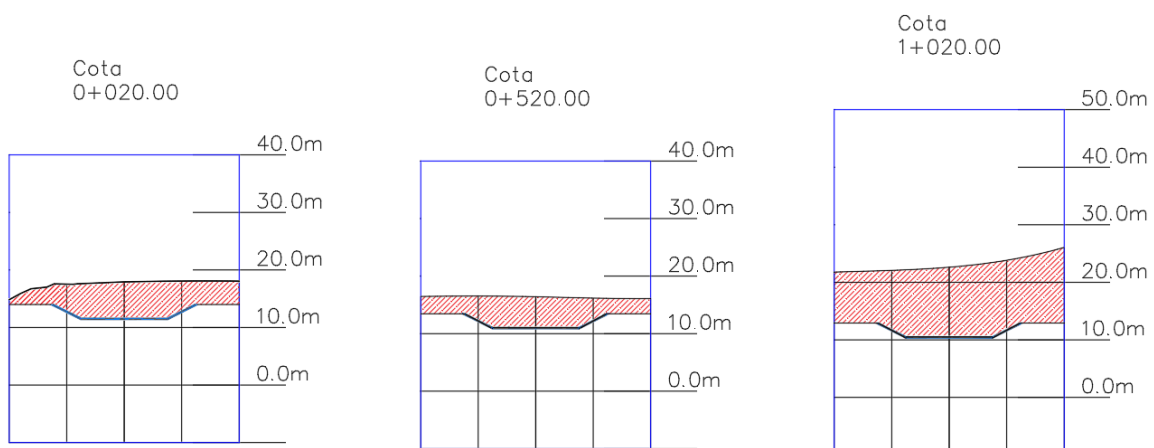
Cota [m]	Área corte [m ²]	Distancia [m]	Volumen [m ³]
0+020	197.41		
		500	91469
0+520	168.47		
		500	165330
1+020	492.85		
		Total	256799

La Sección 1, que abarca desde el inicio del canal hasta antes de la elevación pronunciada, presenta un predominio absoluto de corte. El volumen total calculado es de 256799 m³, sin requerimiento de relleno. Esta condición se debe a que, a lo largo de este tramo, la rasante proyectada se encuentra de manera continua por debajo de la cota del terreno natural, lo que obliga a realizar excavaciones profundas para alcanzar la geometría hidráulica diseñada.

Es importante señalar que el volumen real podría incrementarse ligeramente debido a irregularidades del terreno entre las estaciones 0+520 y 1+020, así como por la necesidad de excavar taludes naturales adicionales para garantizar la estabilidad estructural y evitar deslizamientos en los bordes del canal. Esta sección concentra buena parte del esfuerzo de excavación inicial, lo que implicará un manejo intensivo de maquinaria y un control riguroso del avance de obra para mantener la geometría diseñada y evitar sobre-excavaciones que incrementen los costos.

Figura 3.6

Perfiles transversales representativos de la Sección 1: estaciones 0+020, 0+520 y 1+020.



Volúmenes en la sección 3

La Sección 3 abarca desde la estación 4+900 hasta la 7+600, cubriendo la zona de descenso hacia el cauce receptor y conservando el intervalo de 500 m de la sección 1. Esta sección fue seleccionada debido a su condición de transición entre el canal artificial y el río natural, un punto clave para asegurar la continuidad hidráulica sin pérdidas de energía ni erosión estructural.

Tabla 3.2

Resultados de volúmenes en la Sección 2.

Cota	Área Corte	Área Relleno	Distancia	V Corte	V Relleno
[m]	[m²]	[m²]	[m]	[m³]	[m³]
4+900	222.94	0			
			500	71387	0
5+400	205.38	0			
			500	64113	0
5+900	179.30	0			
			500	57112	0
6+400	163.37	0			
			500	52570	0
6+900	152.04	0			
			500	58263	0
7+400	197.53	0			
			500	51217	655
7+600	109.77	3.93			
			Total	354662.7	655

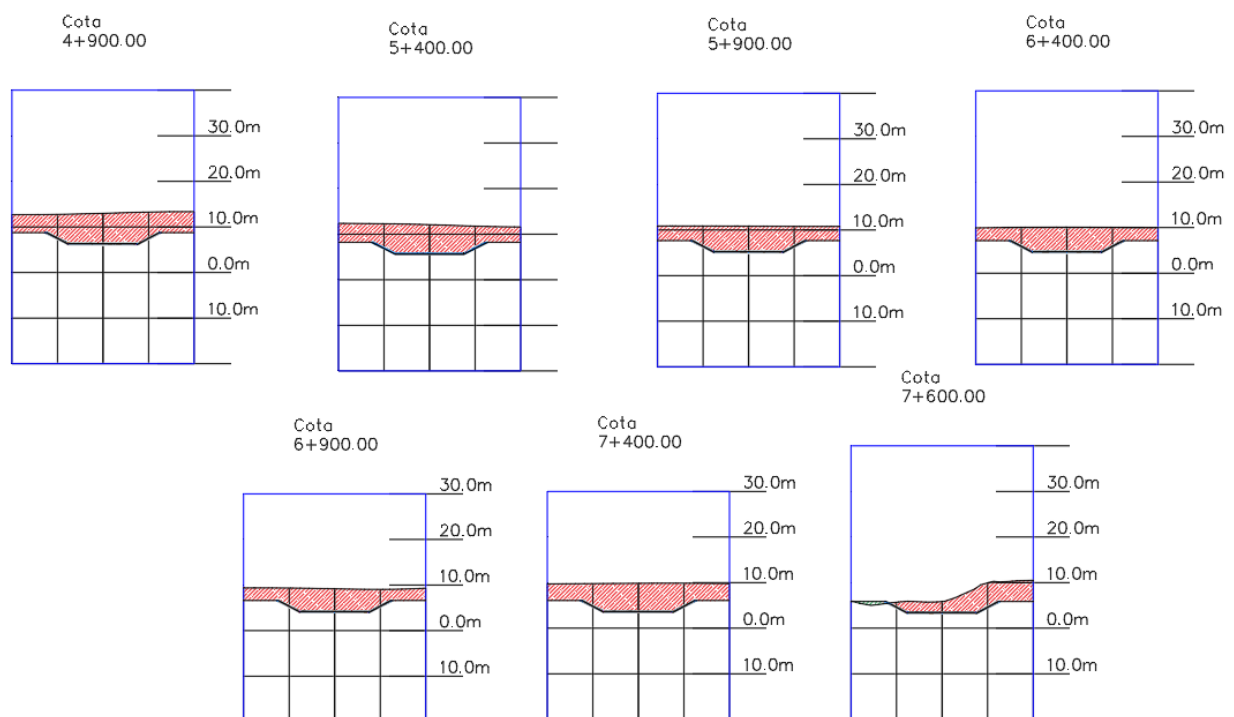
En la Sección 2, que se extiende desde el pie de la elevación pronunciada hasta la descarga en el

río receptor, el corte continúa siendo predominante, con un volumen total de 354662.7 m³. El relleno es mínimo (655 m³) y se concentra en la zona final de transición para suavizar el empalme hidráulico con el cauce natural, evitando saltos de agua que podrían generar erosión localizada o daños estructurales en la salida.

La variación topográfica en este tramo genera ciertas diferencias de profundidad en la excavación, con zonas donde el terreno natural se aproxima a la rasante proyectada, reduciendo ligeramente el volumen de corte. Sin embargo, la morfología general del área sigue demandando excavaciones extensas para alcanzar la sección hidráulica definida. La presencia de rellenos puntuales en esta sección también responde a criterios hidráulicos de diseño, asegurando una conexión estable y sin pérdidas de energía.

Figura 3.7

Perfiles transversales representativos de la Sección 1: estaciones 0+020, 0+520 y 1+020.



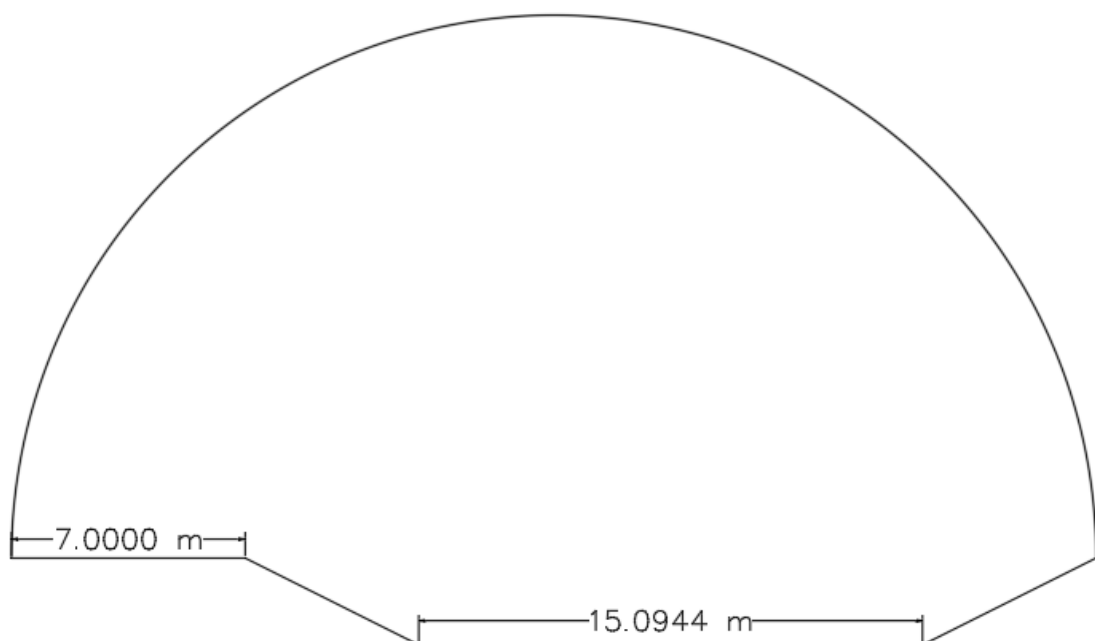
En conjunto, el volumen total estimado para ambas secciones asciende a 611461,7 m³ de excavación y apenas 655 m³ de relleno, lo que representa un aporte de relleno inferior al 0,1 % del volumen total. Esta configuración confirma que el proyecto se desarrolla en un entorno topográfico que exige principalmente corte, condicionando de manera directa la logística de transporte, disposición y, en lo posible, aprovechamiento del material excavado.

Volumen en la sección 2 del túnel

En el caso de la sección 2 del túnel, se propone una sección transversal de corte que se extenderá a lo largo de los 3.88 km de longitud propuestos para el mismo. El área total requerida para corte es 467.412 m², con un total de volumen de 1812558.56 m³. Se propone que la sección transversal se mantenga constante a lo largo del túnel, de tal manera que se garantice una pendiente adecuada para mantener regulados parámetros como la socavación y velocidades en el canal.

Figura 3.8

Corte para el Área del Tunel. Plano 2 “PERFIL LONGITUDINAL Y VOLÚMENES DE CORTE/RELLENO”



Dado que el presente estudio no incluye un componente geológico detallado y con el fin de evitar extender innecesariamente esta sección, se asume que, en la zona del túnel, el macizo rocoso presenta una rigidez suficiente para soportar las presiones ejercidas por la montaña sin requerir un revestimiento estructural adicional.

3.5 Diseño de la Compuerta

En el diseño de estructuras de control hidráulico para el Bypass Norte se optó por implementar compuertas radiales en lugar de vertederos fijos. Esta decisión responde a la necesidad de contar con un elemento capaz de regular de forma controlada el caudal que ingresa y sale del canal, así como de gestionar eficientemente el transporte de sedimentos. Las compuertas permiten un ajuste preciso de la apertura, evitando descargas excesivas o insuficientes que puedan comprometer la seguridad aguas abajo y el correcto funcionamiento hidráulico del sistema (Henderson, 1966; USBR, 1987).

A diferencia de los vertederos fijos, las compuertas ofrecen flexibilidad operativa y permiten adaptarse a diferentes condiciones de caudal. En situaciones de crecida, posibilitan una apertura progresiva para evacuar excedentes sin generar sobrecargas aguas abajo. Asimismo, facilitan las operaciones de mantenimiento y limpieza del canal, ya que pueden cerrarse parcial o totalmente para retener sedimentos o permitir el acceso seguro de maquinaria. Esta capacidad de regulación resulta clave en un bypass que busca optimizar la evacuación de caudales extremos y, al mismo tiempo, reducir la frecuencia de intervenciones de limpieza (Chow, 1959).

3.5.1 Configuración y Dimensiones

Para el caso del Bypass Norte, se proyecta la instalación de un conjunto de compuertas radiales en el punto de captación y otro en el punto de descarga. En cada ubicación se dispondrá de tres hojas independientes de 2.70 m de ancho útil, separadas por muros de hormigón armado de

0.95 m de espesor, lo que conforma una estructura total mayor a 15 m de ancho. Cada hoja de compuerta estará construida en acero estructural ASTM A36, con rigidizadores internos para evitar deformaciones bajo carga hidráulica. El soporte principal será de tipo curvo, articulado en un eje horizontal, lo que reduce el momento de apertura y facilita su operación. El mecanismo podrá ser manual asistido o motorizado, según las necesidades operativas del sistema.

Aguas arriba de cada conjunto se instalará una rejilla de retención diseñada para interceptar palizada, basura flotante y objetos voluminosos que puedan interferir con el mecanismo o reducir la capacidad hidráulica. La altura de las compuertas permitirá manejar tanto el caudal de diseño como las variaciones que se presenten en eventos extraordinarios, garantizando la seguridad de la estructura y del cauce receptor.

3.5.2 Criterios Hidráulicos de Diseño y Verificación de Capacidad

El dimensionamiento hidráulico se realiza considerando que cada compuerta pueda evacuar al menos un tercio del caudal de diseño del bypass, de modo que la operación simultánea de tres compuertas sea suficiente para evacuar el caudal máximo previsto, dejando un margen de seguridad para contingencias.

Flujo libre (no sumergido)

Para flujo libre bajo compuerta (Chow, 1959; Henderson, 1966):

$$Q = C_d * L * h_1 \sqrt{2g(h_1 - h_3)}$$

Datos utilizados para el Bypass Norte:

- Q_d total = 60 m³/s
- Número de compuertas: 4
- Caudal por compuerta: Q_c = 15 m³/s

- $L = 2.70 \text{ m}$
- $C_d = 0.65$
- $h_1 = 2.50 \text{ m}$ (altura de carga efectiva)
- $h_3 = 0$ (descarga libre)

$$Q = 0.65 * 2.70 * 2.50 * \sqrt{2 * 9.81 * (2.70 - 0.80)}$$

$$Q = 26.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cada compuerta puede evacuar aproximadamente 26.79 m³/s en condiciones de flujo libre, lo que supera ampliamente el caudal unitario requerido de 15 m³/s. Esto representa un margen de seguridad cercano al 27 % para cada módulo, lo que garantiza su operatividad incluso en escenarios de obstrucción parcial o condiciones hidrológicas más severas que las consideradas en el diseño. En operación conjunta, las cuatro compuertas podrían descargar hasta 107.2 m³/s, lo que equivale a un 79 % más que el caudal de diseño total del bypass. Esta capacidad adicional asegura un control hidráulico eficiente, disminuye el riesgo de sobrepaso y mejora la maniobrabilidad de la estructura en situaciones de crecida.

3.5.3 Diseño de la Cimentación de la Compuerta

La cimentación de las compuertas del Bypass Norte tiene como función transmitir de forma segura las cargas estructurales y las solicitaciones hidráulicas al terreno, asegurando la estabilidad tanto en condiciones de operación ordinaria como en eventos extremos. En este diseño, se proyectaron zapatas de hormigón armado para los muros laterales ubicados entre cada hoja de compuerta, considerando criterios de estabilidad frente a volteo, deslizamiento y capacidad portante del suelo. Además, se verificó el armado estructural necesario conforme a las solicitaciones internas generadas.

Los cálculos fueron desarrollados con base en los siguientes parámetros:

- Altura del muro: $h=5.90$ m.
- Ancho del muro: $b=1.50$ m
- Peso específico del hormigón: $\gamma_c=24$ kN/m³
- Peso específico del agua: $\gamma_w=9.81$ kN/m³
- Ángulo de fricción del terreno: $\phi=30^\circ$
- Coeficiente activo de empuje: $K_a=0.33$
- Coeficiente de fricción muro-terreno: $\mu=0.45$
- Capacidad portante admisible: $q_{adm}=200$ kPa
- Tirante hidráulico compuerta: 6.00 m

3.5.3.1 Estabilidad de la zapata

Volteo: El momento generado por el empuje del agua fue de 110.70 kN·m, y el factor de seguridad adoptado fue de $FS = 2$.

El ancho mínimo de la zapata calculado fue:

$$B = \frac{4 * Memc}{Wmc} = \frac{4 * 110.70}{212.40} = 2.09 \text{ m}$$

Deslizamiento:

$$FS = \frac{u * Wmc}{Emc} = \frac{0.45 * 212.40}{56.29} = 1.69 > 1.5$$

Cumple con el criterio mínimo de seguridad para evitar desplazamientos horizontales.

Capacidad portante:

$$B = \frac{Wmc}{q_{adm}} = \frac{212.40}{200} = 1.06 \text{ m}$$

Como el valor es menor que el obtenido por volteo, controla el ancho final de zapata. Por simplificación constructiva se adopta una zapata rectangular de 2.25 m de ancho y 25 cm de espesor, construida en hormigón armado, que cumple con todos los criterios de estabilidad.

3.5.4 Armado estructural

El armado se calculó con base en el momento flector máximo para una viga simplemente apoyada:

- Momento flector: $M_{\max}=78.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Sección armada con varillas de 16 mm de diámetro
- Separación final adoptada: $\phi 16 @ 12 \text{ cm}$
- Peralte efectivo: $d=15.7 \text{ cm}$
- Acero de refuerzo requerido: $A_s=15.42 \text{ cm}^2$

Esta disposición asegura una resistencia adecuada de la zapata frente a flexión en el plano de apoyo. El recubrimiento utilizado fue de 7.5 cm, conforme a las normas de exposición en estructuras hidráulicas.

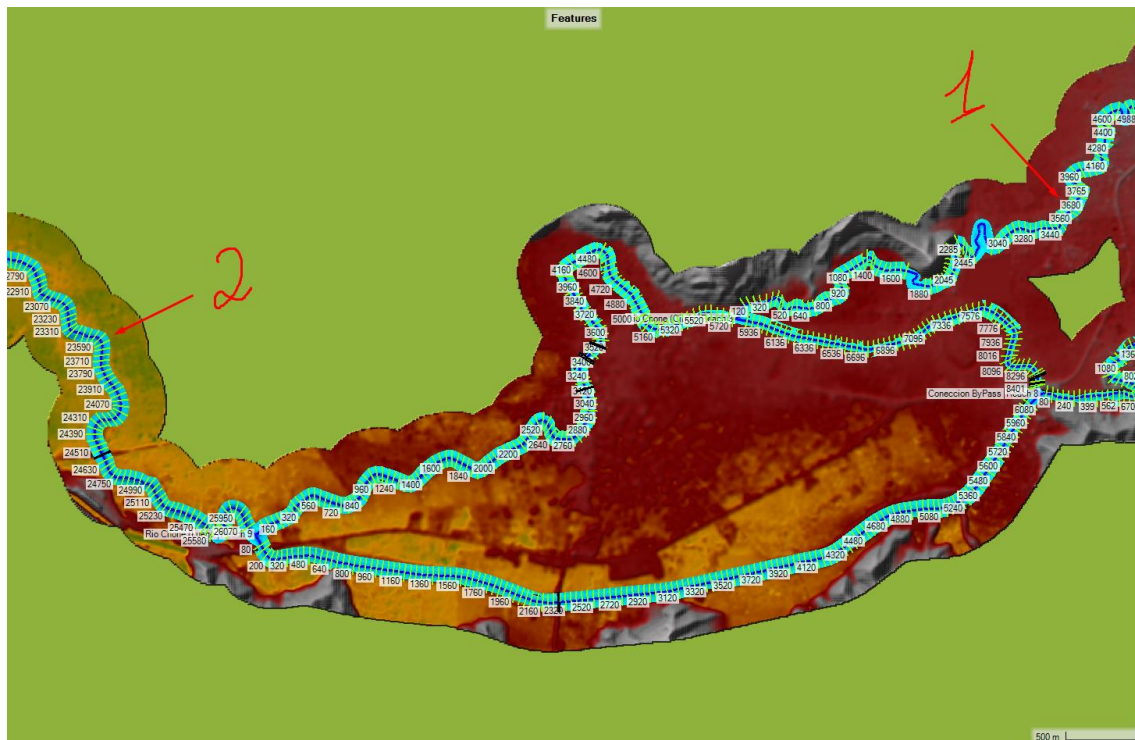
3.6 Implementación del Bypass Norte en el Modelo Hidráulico

En base al análisis desarrollado en los capítulos anteriores y a la calibración del modelo hidráulico, se procedió a evaluar la propuesta de implementación del bypass norte como solución estructural dentro del sistema hídrico de Chone. Esta alternativa plantea desviar el caudal que circula desde el río Garrapata hacia el río Chone urbano, para posteriormente descargarlo en un punto ubicado aproximadamente a 2.6 km aguas abajo de la intersección entre el bypass y el cauce principal. La longitud proyectada para esta infraestructura es de 3.60 km, recorriendo una franja montañosa al norte del núcleo urbano, lo que permite reducir la presión hidráulica sobre el cauce que atraviesa la ciudad y mitigar el riesgo de inundaciones recurrentes.

En la Figura 3.9 se presenta el trazado implementado en el modelo hidráulico, donde se identifican los puntos de captación y descarga. El Punto 1 corresponde al inicio del bypass en el río Garrapata, mientras que el Punto 2 representa la descarga en el río Chone. La correcta localización de estos puntos es esencial para garantizar la efectividad hidráulica de la obra, pues determina la capacidad de interceptar y derivar el caudal de diseño hacia un tramo seguro del sistema.

Figura 3.9

Trazado del bypass norte implementado en el modelo hidráulico.



3.6.1 Configuración en HEC-RAS y representación del bypass

Para evitar sobrecargar el modelo hidráulico y considerando las limitaciones del software HEC-RAS al manejar múltiples redes hídricas, se optó por representar el bypass norte utilizando un flujo lateral de entrada (*Lateral Inflow Hydrologic*) en lugar de incorporar directamente la

geometría completa. Este enfoque permitió mantener la estabilidad numérica de la simulación y evitar errores derivados de la complejidad geométrica del modelo.

El punto de captación del bypass se ubicó en la sección del río Garrapata en el km 3+680, con una cota de 17.45 m s.n.m.; mientras que el punto de descarga se estableció en el río Chone rural, sección 23+470, con una cota de 15.49 m s.n.m. Desde la captación, se extrajo un caudal constante equivalente al de diseño ($60 \text{ m}^3/\text{s}$) a partir de la mitad del tiempo total de simulación (12 horas en un periodo de 24 horas), representando así el momento de máxima demanda hidráulica. Este caudal se inyectó en la sección de descarga durante el mismo intervalo de tiempo.

De esta forma, se simula el efecto del bypass transfiriendo el caudal de diseño desde el punto de captación hacia el de descarga sin modificar la geometría del modelo. Este procedimiento permite comparar de forma directa la condición sin bypass con la condición con bypass, utilizando la misma configuración base y evitando la generación de errores de cálculo. La Figura 3.10 muestra la configuración aplicada en el modelo, así como la ubicación de los puntos de entrada y salida del caudal desviado. Este procedimiento asegura que la modelación represente de forma fiel el funcionamiento del bypass en condiciones extremas.

Figura 3.10

Configuración del flujo lateral de entrada y salida del bypass norte en HEC-RAS.

Lateral Inflow Hydrograph

River: Río Garrapata Reach: Reach 7 RS: 3680 to 3640

☐ Read from DSS before simulation

Select DSS file and Path

File:
Path:

☒ Enter Table

Data time interval: 20 Minute

☐ Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☒ Use Simulation Time:
Date:
Time:

☐ Fixed Start Time:
Date:
Time:

No. Ordinates

Interpolate Missing Values

Del Row

Ins Row

Hydrograph Data

	Date	Simulation Time (hours)	Lateral Inflow (m3/s)
25	01Jan1000 0800	8:00:00	-5
26	01Jan1000 0820	8:20:00	-9.583
27	01Jan1000 0840	8:40:00	-14.167
28	01Jan1000 0900	9:00:00	-18.75
29	01Jan1000 0920	9:20:00	-23.333
30	01Jan1000 0940	9:40:00	-27.917
31	01Jan1000 1000	10:00:00	-32.5
32	01Jan1000 1020	10:20:00	-37.083
33	01Jan1000 1040	10:40:00	-41.667
34	01Jan1000 1100	11:00:00	-46.25
35	01Jan1000 1120	11:20:00	-50.833
36	01Jan1000 1140	11:40:00	-55.417
37	01Jan1000 1200	12:00:00	-60
38	01Jan1000 1220	12:20:00	-60
39	01Jan1000 1240	12:40:00	-60
40	01Jan1000 1300	13:00:00	-60
41	01Jan1000 1320	13:20:00	-60
42	01Jan1000 1340	13:40:00	-60
43	01Jan1000 1400	14:00:00	-60
44	01Jan1000 1420	14:20:00	-60
45	01Jan1000 1440	14:40:00	-60
46	01Jan1000 1500	15:00:00	-60

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow:
Multiplier:

Plot Data

OK

Cancel

Lateral Inflow Hydrograph

River: Río Chone (Luego Reach: Reach 9 RS: 23470 to 23430)

☐ Read from DSS before simulation

Select DSS file and Path

File:
Path:

☒ Enter Table

Data time interval: 20 Minute

☐ Select/Enter the Data's Starting Time Reference

☐ Use Simulation Time:
Date:
Time:

☐ Fixed Start Time:
Date:
Time:

No. Ordinates

Interpolate Missing Values

Del Row

Ins Row

Hydrograph Data

	Date	Simulation Time (hours)	Lateral Inflow (m3/s)
25	01Jan1000 0800	8:00:00	5
26	01Jan1000 0820	8:20:00	9.583
27	01Jan1000 0840	8:40:00	14.167
28	01Jan1000 0900	9:00:00	18.75
29	01Jan1000 0920	9:20:00	23.333
30	01Jan1000 0940	9:40:00	27.917
31	01Jan1000 1000	10:00:00	32.5
32	01Jan1000 1020	10:20:00	37.083
33	01Jan1000 1040	10:40:00	41.667
34	01Jan1000 1100	11:00:00	46.25
35	01Jan1000 1120	11:20:00	50.833
36	01Jan1000 1140	11:40:00	55.417
37	01Jan1000 1200	12:00:00	60
38	01Jan1000 1220	12:20:00	60
39	01Jan1000 1240	12:40:00	60
40	01Jan1000 1300	13:00:00	60
41	01Jan1000 1320	13:20:00	60
42	01Jan1000 1340	13:40:00	60
43	01Jan1000 1400	14:00:00	60
44	01Jan1000 1420	14:20:00	60
45	01Jan1000 1440	14:40:00	60
46	01Jan1000 1500	15:00:00	60

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

☐ Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow:
Multiplier:

Plot Data

OK

Cancel

3.6.2 Condiciones de frontera y puntos de control

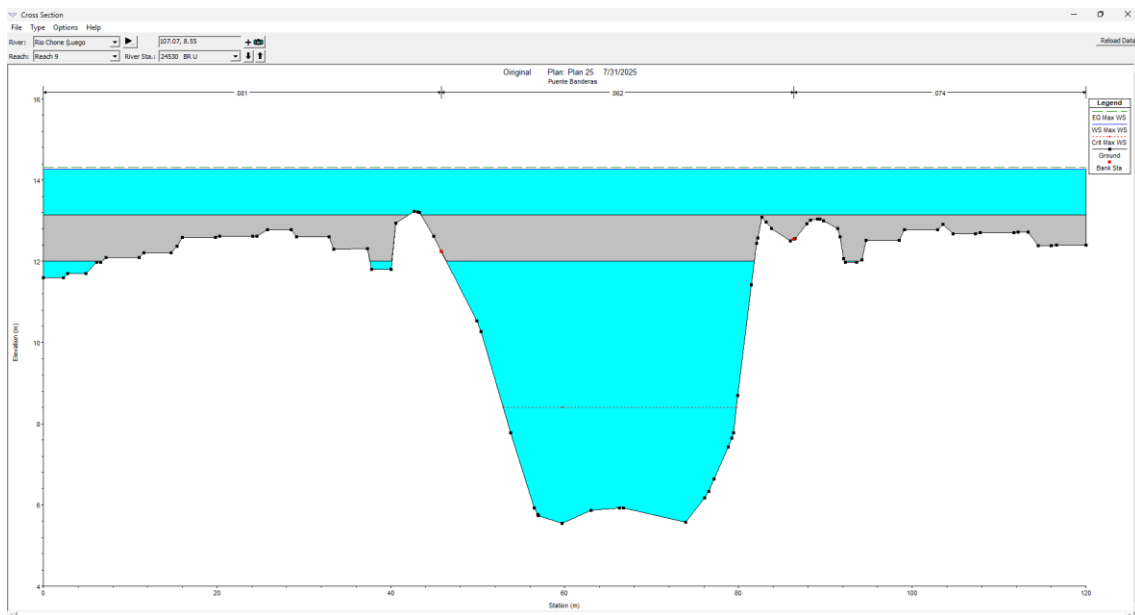
Una vez ejecutado el modelo hidráulico con la implementación del bypass norte, fue posible apreciar cambios significativos en el comportamiento de la red hídrica de la ciudad de Chone. Uno de los puntos más relevantes es el puente Banderas, localizado a las afueras de la ciudad, aproximadamente a 1.5 km del núcleo urbano. Esta estructura, que constituye el único punto de ingreso del flujo principal hacia el centro urbano, es la más afectada hidráulicamente en comparación con otras debido a su ubicación estratégica en el sistema.

En la condición actual, el nivel de agua en este punto sobrepasa la cota de la superestructura del puente, provocando inundaciones directas sobre la calzada y los accesos. El análisis mostró que el nivel del agua llega a alcanzar 14.26 m s.n.m., mientras que la cota superior de la superestructura se encuentra en 13.14 m s.n.m., lo que evidencia un déficit en la capacidad de evacuación de la estructura. Para evitar este problema, se plantea como recomendación elevar la rasante del puente aproximadamente 1.0 m sobre el nivel máximo de agua, de forma que la cota

final de la superestructura quede en 15.26 m s.n.m. Con este ajuste, el puente tendría capacidad suficiente para evacuar el flujo sin sobrepasar la estructura, incluso en condiciones extremas, asegurando la conectividad vial y evitando interrupciones en el tránsito.

Figura 3.11

Perfil hidráulico del puente Banderas bajo condición de caudal máximo.



Este análisis también permitió identificar la necesidad de evaluar otros parámetros hidráulicos que influyen en la capacidad de conducción del sistema, como el tiempo de concentración (T_c), que determina el intervalo requerido para que la cuenca genere su caudal máximo tras un evento de precipitación intensa. T_c se ve afectado por la configuración geométrica del cauce, las condiciones de flujo, la rugosidad del lecho y las condiciones de frontera utilizadas en la simulación. En este estudio, se adoptó escenarios de diseño considerando las condiciones más desfavorables, es decir, aquellas en las que coinciden simultáneamente el caudal máximo, el tirante hidráulico más alto y la velocidad máxima en las secciones analizadas.

Con base en estos criterios, se procedió a detallar y comparar los resultados obtenidos en diferentes puntos estratégicos: el río Garrapata, varios tramos del río Chone en la zona urbana y el

puente Banderas, ubicado a 500 m aguas abajo del bypass norte. En cada sección se evaluaron parámetros clave como WS Max (superficie de agua máxima), Q Max (caudal máximo) y V Max (velocidad máxima en el cauce y en las márgenes).

Tabla 3.3

Resultados hidráulicos – Sección 3+560 Garrapata

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	5.71	103.67	0.25	1.23	0.31
Solución	4.5	44.70	0.35	1.06	0.35

Tabla 3.4

Resultados hidráulicos – Puente Bejuco (8+349.5)

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	4.45	69.54	0.28	0.66	0.28
Solución	4.26	84.81	0.26	0.72	0.28

Tabla 3.5

Resultados hidráulicos – Puente 4 (3+500 Río Chone)

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	6.57	134.44	0.37	1.14	0.39
Solución	6.35	96.60	0.35	1.08	0.28

Tabla 3.6

Resultados hidráulicos – Puente 3 (3+380 Río Chone)

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	6.59	134.19	0.39	1.16	0.35
Solución	6.40	97.87	0.30	1.09	0.25

Tabla 3.7

Resultados hidráulicos – Puente Banderas (3+140)

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	6.69	133.44	0.29	1.07	0.35
Solución	6.54	97.36	0.20	1.04	0.30

Tabla 3.8

Resultados hidráulicos – Puente Banderas (24+530)

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	8.60	298.57	0.40	1.29	0.50
Solución	8.70	243.55	0.40	1.06	0.30

Tabla 3.9

Resultados hidráulicos – 22+910 Río Chone Luego

Escenario	WS Max	Q Max	V Max Izq	V Max Centro	V Max Der
	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)
Actual	8.80	293.35	0.41	1.01	0.70
Solución	8.90	298.67	0.45	1.05	0.70

Estos datos se presentan organizados en tablas comparativas que muestran las diferencias entre la condición actual y la condición con bypass norte. La comparación de estos resultados constituye la base para la evaluación de la efectividad hidráulica de la solución y servirá de referencia para los cálculos de socavación y las propuestas de protección que se detallan en los apartados posteriores.

3.6.3 Interpretación de resultados hidráulicos y análisis de inundación

Tal como se observa en los resultados comparativos, la implementación del bypass norte genera reducciones importantes en los niveles de agua, velocidades y caudales máximos en varios puntos críticos de la red hídrica. En la sección 3+560 Garrapata, todos los parámetros hidráulicos disminuyen significativamente. El desvío de 60 m³/s por el bypass norte permite que el caudal reducido en esta sección, junto con el tirante, disminuya en más de 1.0 m. Además, la velocidad media se reduce en aproximadamente 0.15 m/s. Esta disminución influye de forma positiva en el cálculo de socavaciones, ya que reduce la profundidad potencial de erosión y, por ende, la necesidad de protección en este punto.

En los puentes ubicados en la zona urbana, como el Puente Bejuco y los Puentes 4, 3 y 2, también se aprecia una reducción sustancial de caudal, alcanzando valores de disminución cercanos a 40 m³/s en el mejor de los casos. No obstante, las variaciones en tirantes y velocidades son menores, con reducciones de aproximadamente 20 cm en altura y 0.1 m/s en velocidad. Esto se debe a que, tras la implementación del bypass norte, el sistema hidráulico intenta estabilizar el balance hídrico, compensando la pérdida de caudal que antes se desviaba por el bypass sur. De esta manera, se logró liberar parte del caudal que circulaba por el bypass sur, disminuyendo la carga hidráulica en el cauce urbano.

En el caso del Puente Bejuco, antes de implementar la solución circulaban aproximadamente 70 m³/s, mientras que con el bypass activo se alcanzan valores cercanos a 85

m³/s. Este incremento de 15 m³/s se debe a la redistribución del flujo que originalmente se dirigía hacia el cauce principal. Dado que el caudal de diseño del bypass norte es de 60 m³/s, en la zona urbana de Chone únicamente circulan alrededor de 40 m³/s, lo que contribuye a aliviar la carga hidráulica del sistema en general.

Un producto adicional derivado de la modelación hidráulica son los mapas de inundación. Estos se generaron a partir de la simulación 1D, estableciendo franjas de inundación de 70 m a cada lado del eje del cauce, lo que supone un ancho total analizado de 140 m. Este análisis espacial es fundamental para identificar las zonas más vulnerables de la ciudad y verificar los puntos críticos en los que podría ser necesario implementar soluciones complementarias. En la Figura 3.12 se presenta el mapa de inundación correspondiente a la condición sin implementación del bypass norte, mientras que la Figura 3.13 muestra el escenario con la solución en funcionamiento.

Figura 3.12

Mapa de inundación en condición sin bypass norte.

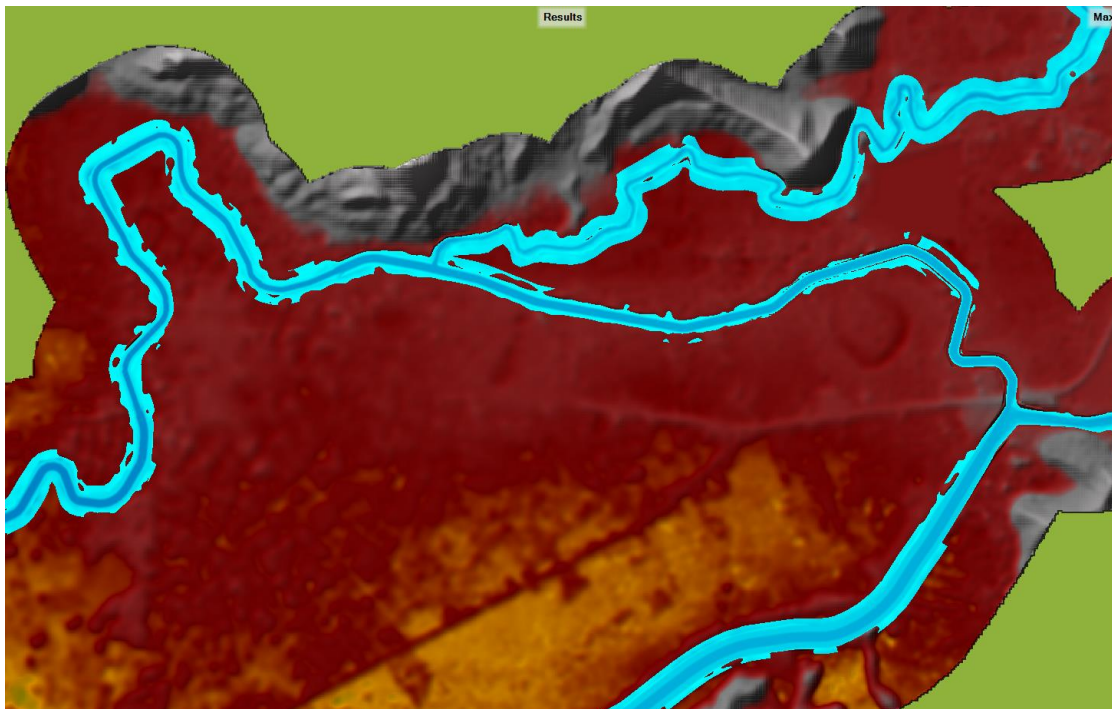
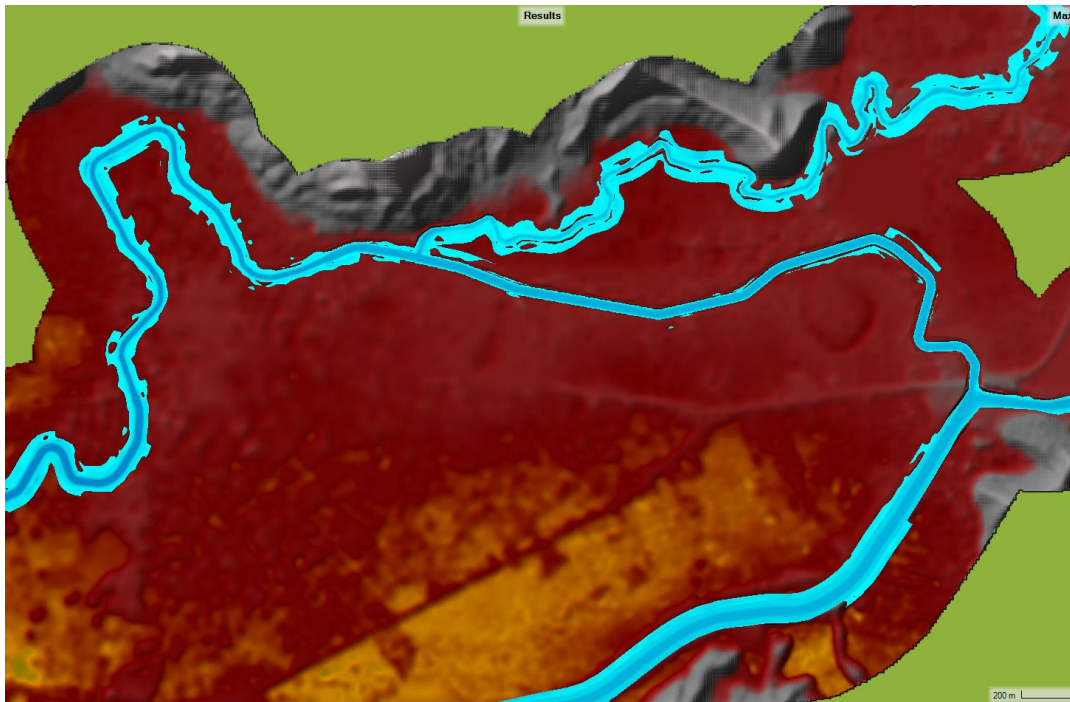


Figura 3.13

Mapa de inundación en condición con bypass norte.



3.6.3.1 Análisis comparativo de mapas de inundación

Del análisis visual de los mapas se desprende que, en la condición sin bypass, el sistema hidráulico en la zona del río Garrapata se encuentra completamente inundado. La mayor parte del cauce que cruza la zona urbana presenta sobrepaso del canal, afectando áreas adyacentes y generando riesgos directos para la infraestructura y la población. En contraste, al implementar el bypass norte se observa que el agua se concentra principalmente en el cauce, reduciendo la extensión de las áreas anegadas.

En la primera parte del río Chone urbano, el espejo de agua se mantiene prácticamente igual, pero en la segunda sección —más cercana al punto de descarga— se logra reducir la lámina de agua hasta en 30 cm en el cauce principal. Esto tiene un efecto positivo sobre la socavación, ya que la velocidad del flujo en este tramo disminuye, favoreciendo la estabilidad de las márgenes. En el caso del puente 4, si bien el tirante alcanza la cota inferior de la superestructura, la velocidad de impacto contra pilas y estribos se ve reducida, disminuyendo el riesgo de erosión localizada.

3.6.4 Socavación General

La socavación general es el descenso progresivo y relativamente uniforme del lecho de un cauce, originado por la acción erosiva de flujos con alta energía hidráulica durante eventos de crecida. Diversos autores destacan que este proceso está estrechamente vinculado con el régimen hidráulico del río y las características del material del cauce, lo que lo convierte en un factor clave dentro de la dinámica fluvial (Ackers & White, 1993; Akan, 2006; Aparicio Mijares, 2011). Este fenómeno ocurre cuando la capacidad de arrastre del flujo excede la resistencia al corte del material del lecho, generando un transporte sostenido de sedimentos aguas abajo. Su importancia radica en que puede comprometer la estabilidad de estructuras hidráulicas, alterar el equilibrio morfodinámico del cauce y modificar el régimen de flujo en tramos sensibles. (Blodgett & McConaughty, 1986; Breusers & Raudkivi, 2006).

El análisis de socavación general se realizó a partir de las ecuaciones correspondientes para este fenómeno, considerando como principal variable la pendiente del cauce. Este parámetro determina si existe o no riesgo de socavación en un tramo, ya que una pendiente inferior al 1 ‰ reduce significativamente la probabilidad de erosión generalizada. La energía específica disponible (E) es directamente proporcional a la pendiente y, a mayor E , mayor es la capacidad del flujo para remover material del lecho (Richardson & Davis, 2001). El tirante final de socavación (H_s) se alcanza cuando la energía del flujo excede la resistencia del material del cauce, lo que permite que se produzca la socavación incluso en pendientes suaves (FHWA, 2012).

Para su estimación se aplicó el método empírico de Lischtván–Lebediev, documentado en la literatura de hidráulica fluvial (Maza Álvarez & Lara Zaragoza, 2014) y recomendado para cauces naturales con materiales sueltos o cohesivos. (Akan, 2006) La formulación general utilizada es:

$$Yg = \alpha * \left(\frac{V^2}{2g} + h \right) * \phi * x$$

En este estudio, el valor de x se ajustó para un lecho predominantemente arcilloso con peso específico seco de 1.50 t/m³, siguiendo las recomendaciones de (Yalin, 1992) para suelos cohesivos. El factor ϕ se determinó en función de la morfología de la sección evaluada, de acuerdo con criterios expuestos en literatura especializada (Parker, 1990).

Para ejemplificar el procedimiento, se evaluó la sección transversal ubicada a 2.60 km aguas abajo de la confluencia entre el río Chone urbano y el bypass sur, inmediatamente después del bypass norte. En este punto, la pendiente es de 1 ‰, límite inferior para la generación de socavación general, mientras que una pendiente de 4 ‰ implicaría un riesgo considerable. Se utilizó como insumo la cota máxima de superficie de agua calculada para el periodo de retorno correspondiente, junto con las cotas de fondo de cada franja obtenidas del levantamiento topográfico. Adicionalmente, se incorporaron parámetros geotécnicos como el peso específico seco del suelo y la rugosidad de Manning asociada.

Los resultados del cálculo se presentan en la Tabla 3.10, donde se incluyen la abscisa, cota de fondo inicial, diámetro medio del material, peso específico, coeficiente de rugosidad de Manning, energía específica y profundidad proyectada de socavación general. El valor máximo obtenido fue de 5.90 m en el eje central del cauce, donde el tirante total es de 8.90 m. En las márgenes, la profundidad estimada disminuye a valores entre 0.30 m y 3.10 m, debido a la menor velocidad y a la mayor estabilidad de los taludes laterales.

Aunque este punto no se encuentra próximo a infraestructura crítica, su localización lo convierte en un indicador clave del comportamiento del cauce ante eventos extremos. Si bien la magnitud de la socavación no compromete actualmente la estabilidad estructural, la profundidad registrada podría inducir cambios morfológicos importantes en el lecho a mediano plazo. Por ello, se recomienda implementar un programa de monitoreo periódico para verificar la evolución de la

sección y detectar incrementos en la magnitud del fenómeno. La Figura 3.14 muestra el perfil transversal analizado, donde se representan la línea de terreno natural, la superficie libre de agua y la profundidad proyectada de socavación general.

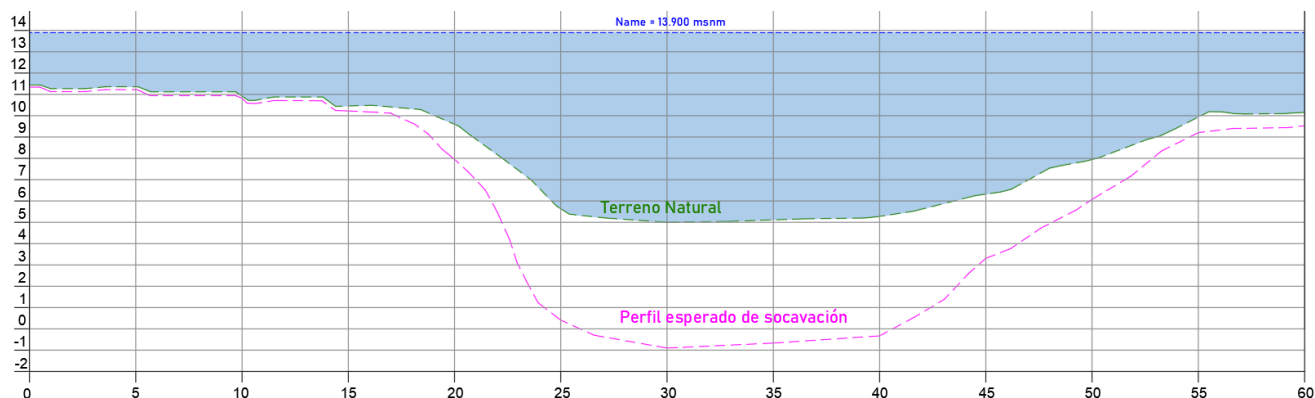
Tabla 3.10

Cálculo de socavación general en la sección ubicada a 2.60 km aguas abajo del bypass norte.

Cota, T = 100 años, [msnm]=13.90											
Punto	Abscisa [m]	Cota fondo inicial [msnm]	H ₀ (m)	d ₅₀ [mm]	Y _{seco} [T/m ³]	n	α	HS, soc general (m)	y _s general [m]	y _s total [m]	Cota fondo final [msnm]
A	10.00	10.920	2.980	0.080	1.500	0.081	0.781	3.067	0.087	0.087	10.833
B	15.00	10.457	3.443	0.080	1.500	0.081	0.781	3.676	0.233	0.233	10.224
C	20.00	9.597	4.303	0.080	1.500	0.081	0.781	5.947	1.644	1.644	7.953
D	25.00	5.633	8.267	0.080	1.500	0.062	1.020	13.494	5.227	5.227	0.406
E	30.00	5.000	8.900	0.080	1.500	0.062	1.020	14.802	5.902	5.902	-0.902
F	35.00	5.112	8.788	0.080	1.500	0.062	1.020	14.569	5.781	5.781	-0.669
G	40.00	5.275	8.625	0.080	1.500	0.062	1.020	14.231	5.606	5.606	-0.331
H	45.00	6.321	7.579	0.080	1.500	0.062	1.020	10.591	3.012	3.012	3.309
I	50.00	7.945	5.955	0.080	1.500	0.074	0.855	7.825	1.870	1.870	6.075
J	55.00	9.937	3.963	0.080	1.500	0.074	0.855	4.694	0.731	0.731	9.206
K	60.00	10.155	3.745	0.080	1.500	0.074	0.855	4.373	0.628	0.628	9.527

Figura 3.14.

Perfil transversal de la sección analizada con representación de la socavación general calculada.



3.6.5 Socavación Local

La socavación local es un fenómeno hidráulico que se produce alrededor de elementos estructurales que interfieren con el flujo, como estribos y pilas de puentes. Este proceso ocurre por la generación de vórtices de herradura y vórtices de desprendimiento, los cuales intensifican la turbulencia y aumentan la capacidad erosiva del flujo en puntos específicos (Melville & Coleman, 2000). A diferencia de la socavación general, que se manifiesta de forma relativamente uniforme a lo largo del cauce, la socavación local se concentra en zonas puntuales, pudiendo comprometer la estabilidad de cimentaciones si no se considera en el diseño estructural.

3.6.5.1 Socavación local en estribos

La socavación local en estribos es un proceso erosivo que se genera por la interacción directa entre el flujo incidente y las estructuras ubicadas en las márgenes del cauce. Este fenómeno está condicionado por factores como la intensidad del flujo, la geometría del estribo, el tamaño relativo respecto al canal y las características del lecho. (Lagasse et al., 2006) A diferencia de la socavación general, en este caso la velocidad de aproximación y la concentración del flujo hacia la estructura desempeñan un papel determinante: a mayor velocidad y concentración, mayor será el potencial erosivo debido a la formación de vórtices de herradura y de desprendimiento que intensifican la turbulencia y, con ello, la capacidad de remoción de sedimentos en la base del estribo (García, 2008).

En situaciones donde el flujo es difuso o el estribo se encuentra alejado del eje principal del cauce, la magnitud de la socavación local puede ser mínima o incluso despreciable. Sin embargo, en escenarios de caudales extremos y con alineación del flujo hacia el estribo, la erosión localizada puede alcanzar profundidades significativas que, de no ser controladas, comprometerían la estabilidad de la estructura (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1975).

El cálculo de la socavación local en estribos se realizó aplicando la ecuación empírica de (Froehlich, 1988):

$$y_s = 2.27 * K_{a1} * K_{a2} * L^{0.43} * y_4^{0.57} * Fr^{0.61} + y_4$$

Para la estimación, además de los parámetros hidráulicos de aproximación, fue necesario incluir la longitud del voladizo del estribo, así como las condiciones hidráulicas registradas aguas arriba de la estructura en un tramo de referencia de aproximadamente 100 m. La fórmula también incorpora factores de corrección (K) que dependen de la geometría del estribo y del ángulo con el que incide el flujo, lo que permitió estimar con mayor precisión la susceptibilidad de erosión localizada.

En el caso del Puente 4, ubicado en el tramo urbano del río, se evaluó la socavación local en cada estribo de manera independiente. El estribo está conformado por un muro con alerones, lo que influye en la determinación de los factores de corrección: $K_{a1} = 0.82$ para la configuración geométrica y $K_{a2} = 1.0$ para flujo alineado. Los resultados del modelo hidráulico indican que, al implementar la solución del bypass, las velocidades y tirantes de aproximación en las márgenes se reducen en comparación con el escenario sin solución. Esto se traduce en una disminución de la socavación local estimada.

En números, la socavación calculada fue de aproximadamente 0.71 m para el estribo izquierdo y 1.06 m para el estribo derecho. Esta diferencia se explica por la mayor incidencia del flujo hacia la margen derecha, donde la geometría del cauce concentra mayor energía hidráulica.

En el escenario sin implementación de la solución hidráulica, la profundidad de socavación proyectada alcanzaría hasta 30 cm adicionales, evidenciando el efecto positivo de la obra en la reducción del potencial erosivo. Estos resultados indican que, si bien la magnitud de la socavación no es crítica para la estabilidad inmediata de los estribos, sí es aconsejable considerar medidas de protección permanentes, como enrocado o geoceldas, para garantizar su integridad durante eventos hidrológicos extremos.

Tabla 3.11.

Resultados del cálculo de socavación local en estribos para el Puente 4

Froelich	
L volado izq [m] =	4.66
L volado der [m] =	3.25
K_{a1} =	0.82
K_{a2 izq} =	1.00
K_{a2 der} =	1.00
Y_{4 izq} [m] =	1.54
Y_{4 der} [m] =	1.01
V_{4 izq} [m/s] =	0.35
V_{4 der} [m/s] =	0.28
F_{r4 izq} =	0.090
F_{r4 der} =	0.089
Y_{s izq} [m] =	1.063
Y_{s der} [m] =	0.710

3.6.5.2 Socavación Local en Pilas

La socavación local en pilas es un proceso erosivo que se desarrolla alrededor de las cimentaciones verticales de un puente debido a la alteración del flujo que generan estos elementos. A diferencia de los estribos, cuya afectación se concentra en las márgenes, las pilas se encuentran inmersas en el cauce y son impactadas directamente por el flujo principal, lo que provoca la formación de vórtices de herradura en su base y vórtices de desprendimiento aguas abajo. Estos remolinos concentran la turbulencia y la energía del flujo, intensificando la remoción de sedimentos en zonas específicas alrededor de la estructura (Dey & Raikar, 2007; Kothyari et al., 1992).

La magnitud de la socavación en pilas depende de factores hidráulicos y geométricos, entre los que destacan:

- Velocidad de aproximación del flujo.
- Tirante de agua en el punto donde se ubica la pila.
- Dimensiones y forma de la pila.
- Características granulométricas y resistencia al corte del material de lecho.

Un aumento en la velocidad del flujo o una disminución en la resistencia del material incrementan significativamente la capacidad erosiva en la base de la pila. Si bien la pendiente del cauce influye indirectamente al modificar la energía hidráulica, en la socavación local la atención se centra en cómo el flujo se ve perturbado por la presencia de la pila, favoreciendo la aparición y persistencia de los vórtices. (G. Almeida & Rodríguez, 2011).

Para la estimación de la socavación local en pilas, se aplicó la ecuación empírica desarrollada por la Colorado State University (CSU), la cual ha sido validada experimentalmente y es ampliamente utilizada en el ámbito de la hidráulica fluvial. Este modelo es recomendado por

la *Federal Highway Administration* en el manual *HEC-18 Evaluating Scour at Bridges* (Richardson & Davis, 2001):

$$y_s = 2,0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * b_p^{0,65} * y_3^{0,35} * Fr^{0,43}$$

En el presente caso:

- $K_1=1.00$, dado que la pila presenta punta redondeada y alineada con el flujo.
- $K_2=1.00$, ya que no existe desviación del flujo respecto al eje de la pila.
- $K_3=1.15$, correspondiente a lecho con dunas pronunciadas en las proximidades de la sección.
- $K_4=1.00$, ya que el material es arcilloso y el d_{50} es menor a 2 mm.

Los parámetros hidráulicos obtenidos del modelo indican que el tirante en ambas pilas supera los 6.50 m, con una velocidad de 1.08 m/s. Sustituyendo estos valores en la ecuación, se obtiene una profundidad de socavación local de 1.87 m para ambas pilas, lo que revela un patrón simétrico debido a la disposición centrada de la estructura y la alineación del flujo. La Tabla 3.12 presenta el cálculo detallado y la Figura 3.15 ilustra la sección transversal del puente, mostrando la interacción entre el terreno natural, la superficie libre de agua y el perfil de socavación local en las pilas. Si bien el valor estimado no representa un riesgo estructural inmediato, se recomienda considerar medidas de protección en la base de las pilas, como enrocado o escollera graduada, para reducir la exposición a procesos erosivos durante crecidas extraordinarias.

Tabla 3.12

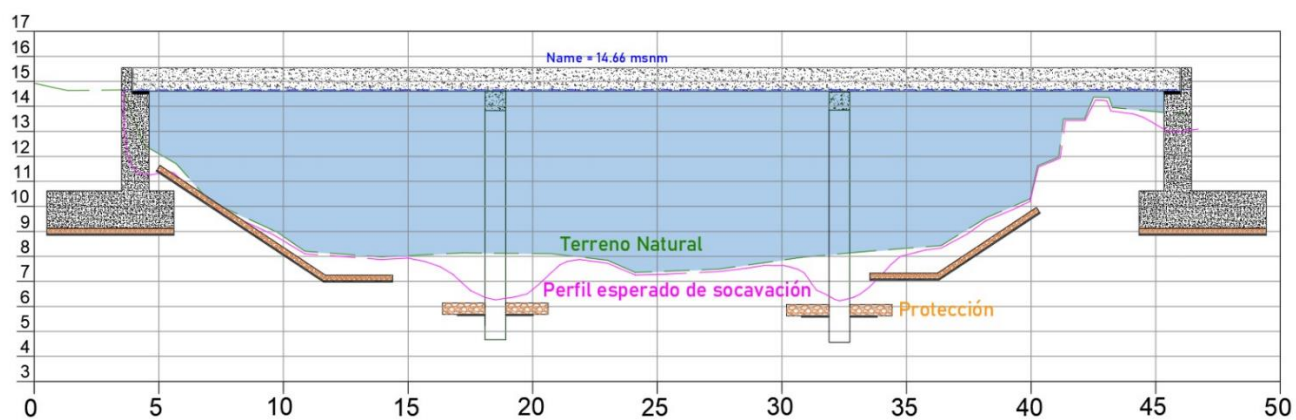
Cálculo de socavación local en pilas del Puente 4.

CSU	
K1	1 Circular

K9	1	No hay esviaje
K3	1.15	Dunas medianas
K4	1	$d_{50} < 2 \text{ mm}$
bp [m]	1	Ancho de pila
cota [msnm]	8.127	Pila 1
y3 [m]	6.533	
v3 [m/s]	1.08	
Fr3	0.135	
Ys [m]	1.875	
cota [msnm]	8.1	Pila 2
y3 [m]	6.560	
v3 [m/s]	1.08	
Fr3	0.135	
Ys [m]	1.876	

Figura 3.15

Sección transversal del Puente 4 con representación de socavación local en pilas.



3.6.5.3 Protección

El diseño de protecciones contra socavación es una medida fundamental para preservar la estabilidad de elementos estructurales en puentes, evitando el deterioro progresivo de las cimentaciones ante eventos de caudal elevado. En este apartado se definen las medidas adoptadas para proteger estribos y pilas, considerando los resultados de socavación calculados y los parámetros hidráulicos de diseño.

Protección en estribos

En los estribos, la protección debe garantizar que la profundidad de desplante supere la socavación máxima estimada, reduciendo el riesgo de erosión lateral y frontal generada por los vórtices que se forman en la zona de transición entre el cauce y la estructura (Raudkivi, 1990b). El dimensionamiento se realizó en función del tirante hidráulico medio, la velocidad de aproximación y el caudal incidente en cada margen. (Dey & Raikar, 2007).

Se consideró la longitud de volado descrita en la zona de influencia de socavación, junto con un coeficiente de forma (**K**) igual a 1.02 para ambos estribos, dado que presentan paredes verticales y alineación directa con el flujo. La estimación del diámetro medio del material de protección (d_{50}) se realizó aplicando criterios de estabilidad de enrocados (CIRIA et al., 2007), resultando en un valor de 15 cm. Este tamaño garantiza resistencia al arrastre bajo las condiciones hidráulicas más exigentes para la obra.

El faldón frontal para evitar la socavación en el pie del estribo se dimensionó con una longitud de 2.7 m, mientras que la protección lateral aguas abajo se extendió 7.6 m para contrarrestar erosiones inducidas por recirculaciones. Se prevé la colocación de un filtro geotextil bajo el enrocado para impedir el lavado del material de soporte.

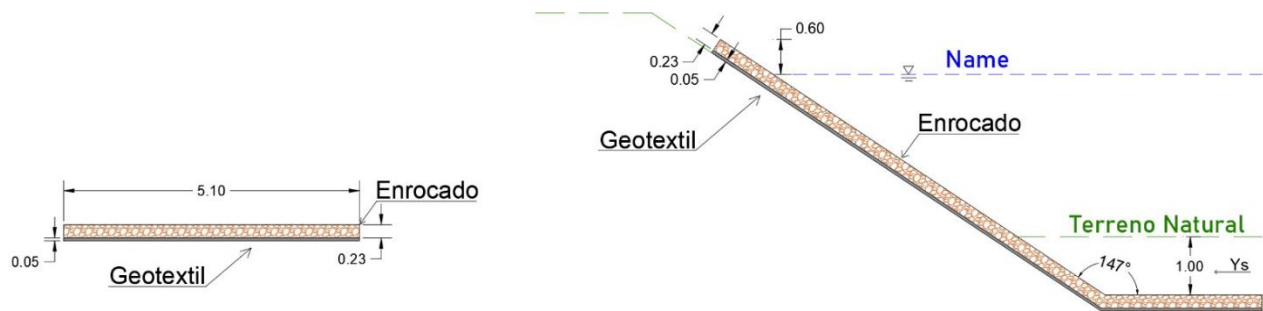
Tabla 3.13

Dimensiones y parámetros hidráulicos para la protección de estribos.

Canal			
Estribo izq:		Estribo derecho:	
$y_{\text{canal p}} \text{ [m]} =$	6.36	$Q_{\text{canal p}} \text{ [m}^3 \text{ /s]} =$	93.3
$v_{\text{canal p}} \text{ [m/s]} =$	0.62	$b_{\text{canal p}} \text{ [m]} =$	
$y_m \text{ izq} \text{ [m]} =$	1.36	$y_m \text{ der} \text{ [m]} =$	1.36
$L_{\text{llanura izq}} \text{ [m]} =$	4	$L_{\text{llanura der}} \text{ [m]} =$	3.25
$SBR_{\text{izq}} \text{ [m]} =$	0.63	$SBR_{\text{der}} \text{ [m]} =$	0.51
$Q_m \text{ izq} \text{ [m}^3 \text{ /s]} =$	0.38	$Q_m \text{ der} \text{ [m}^3 \text{ /s]} =$	0.31
$A_m \text{ izq} \text{ [m}^2] =$	5.44	$A_m \text{ der} \text{ [m}^2] =$	4.42
$v_m \text{ izq} \text{ [m/s]} =$	0.62	$v_m \text{ der} \text{ [m/s]} =$	0.62
$g \text{ [m}^2 \text{ /s]} =$	9.81	$G =$	2.65
$K =$	1.02	$K =$	1.02
$Fr_m \text{ izq} =$	0.17	$Fr_m \text{ der} =$	0.17
$d_{50} \text{ izq} \text{ [m]} =$	0.11	$d_{50} \text{ der} \text{ [m]} =$	0.11
$d_{50} \text{ izq} \text{ esc} \text{ [m]} =$	0.15	$d_{50} \text{ der} \text{ esc} \text{ [m]} =$	0.15
Espesor capa riprap [cm]:			
Izquierdo:	22.5	Derecho:	22.5
Faldón frontal, desde la pata (<i>apron</i>) [m]:			
	2.7		2.7
Protección Extra aguas abajo estribos [m]:			
	7.6		7.6

Figura 3.16

Esquema de enrocado y faldón protector en estribos.



Protección en pilas

En las pilas, la protección debe considerar la concentración de flujo y la formación de vórtices de herradura en la base, responsables de gran parte de la socavación localizada. El diseño se fundamenta en el tirante de aproximación, la velocidad media, la geometría de la pila y su alineación con el flujo, aspectos abordados en estudios hidráulicos clásicos sobre erosión y estructuras de cruce (Chitale, 1988; Garde & Ranga Raju, 1985). En este caso, las pilas presentan sección circular y alineación axial con la corriente, por lo que se adoptó un coeficiente de forma (K1) de 1.5. El coeficiente de cercanía (K2) se fijó en función de la distancia de la pila a las márgenes: 0.9 para pilas cercanas a la ribera y 1.7 para pilas en el centro del cauce.

Dadas las características arcillosas del lecho ($d_{50} < 2 \text{ mm}$), el coeficiente granulométrico (K4) se asumió igual a 1.0. Aplicando las recomendaciones de la FHWA HEC-23 (*Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures*) y los criterios de estabilidad de enrocados, el diámetro medio requerido para la protección (d_{50}) fue de 13 cm. Para efectos constructivos, se seleccionó el tamaño comercial inmediato superior, correspondiente a 15 cm, complementado con un filtro geotextil bajo el enrocado.

Figura 3.17.

Dimensiones para la protección de pilas.

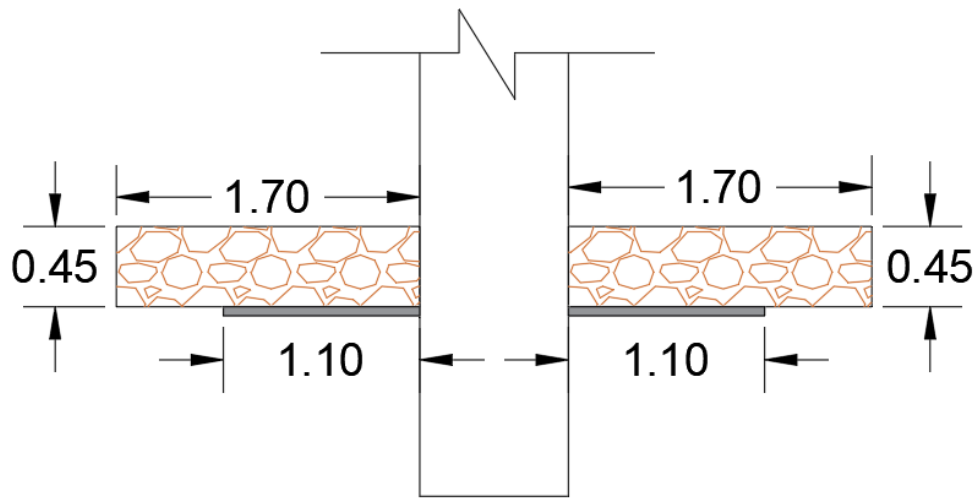
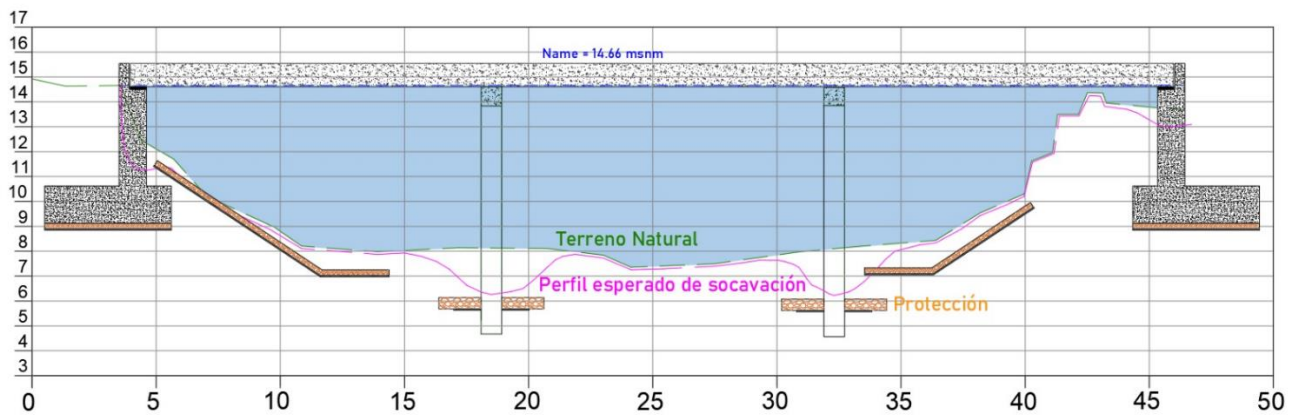


Figura 3.18.

Protecciones en la sección transversal del Puente 4.



3.7 Estabilidad de Taludes

El análisis de estabilidad de los taludes proyectados para el canal del bypass norte constituye un aspecto fundamental para garantizar la seguridad estructural y operativa de la obra a lo largo de su vida útil. La configuración geométrica y las condiciones geotécnicas del emplazamiento demandan una evaluación técnica rigurosa, considerando tanto escenarios estáticos como pseudoestáticos, en concordancia con la normativa nacional e internacional vigente para este tipo de proyectos hidráulicos (Terzaghi & Peck, 1967; USBR, 1987).

Conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico, Parte 1 (MIDUVI, 2023), el cantón Chone se encuentra dentro de la franja costera del Ecuador. Esta región corresponde a un segmento activo de la zona de subducción, caracterizado por la generación frecuente de sismos de magnitud moderada a alta y por la acumulación de esfuerzos tectónicos que se liberan de manera súbita. Debido a estas condiciones geodinámicas, la NEC clasifica esta área como zona sísmica VI, correspondiente a la categoría de peligrosidad muy alta, la cual implica aceleraciones sísmicas máximas significativamente superiores al promedio nacional.

En la Tabla 3.14 se presenta el valor asignado al factor Z para las distintas zonas sísmicas, indicando que para la zona VI este valor es de 0.50.

Tabla 3.14

Valores del factor Z para las zonas sísmicas del Ecuador. Fuente: (MIDUVI, 2023)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.20	0.30	0.40	0.45	0.50

En cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico, Parte 1 (MIDUVI, 2023), se determinó que el emplazamiento presenta un perfil de suelo tipo E, caracterizado por velocidades de onda cortante $V_s < 180$ m/s, índice de plasticidad elevado ($IP > 20$), humedad natural superior al 40 % y resistencia no drenada menor a 50 kPa. La clasificación se realizó siguiendo la lectura de peor a mejor condición de acuerdo con la norma, descartando la categoría F al no evidenciar condiciones de colapso o presencia de turba.

Tabla 3.15

Clasificación del perfil de suelo tipo E según NEC-SE-DS. Fuente: (MIDUVI, 2023)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
-----------------------	--------------------	-------------------

E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de corte $V_s < 180$ m/s, o que contenga un espesor total $H > 3$ de arcillas blandas	$IP > 20$, $w > 40\%$, $S_u < 50$ kPa
----------	---	--

El coeficiente sísmico horizontal se calculó según la NEC-SE-DS mediante la expresión:

$$k_h = 0.6 * F_a * Z$$

Donde F_a corresponde al factor de amplificación para período corto, con valor de 0.85 para perfil tipo E en zona VI (Tabla 3.16), y Z es el factor de zona sísmica (0.50).

Tabla 3.16

Coeficiente de amplificación F_a para diferentes perfiles de suelo. *Fuente:* (MIDUVI, 2023)

Tipo de perfil	Zona I	Zona II	Zona III	Zona IV	Zona V	Zona VI
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Reemplazando valores:

$$k_h = 0.6 * 0.85 * 0.50 = 0.255$$

Este valor se incorporó como sollicitación horizontal en el análisis pseudoestático realizado en el software GeoStudio – SLOPE/W.

3.7.1 Metodología de análisis

Para la evaluación de la estabilidad se empleó el software GeoStudio – módulo SLOPE/W, configurado para utilizar el método de Bishop Simplificado, ampliamente validado para el análisis de superficies de falla circulares en taludes homogéneos (Duncan et al., 2014). Este método asume un equilibrio de momentos y omite las fuerzas cortantes entre rebanadas, resultando apropiado

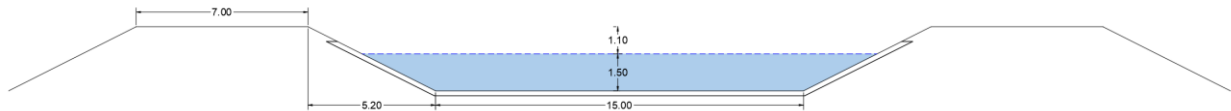
para el caso analizado. En el método de Bishop Simplificado, el Factor de Seguridad (FS) se calcula como la relación entre las fuerzas resistentes al deslizamiento y las fuerzas desestabilizadoras actuantes sobre el talud, expresado como:

$$FS = \frac{\sum (c' * l * (N - u * l) \tan \phi')}{\sum T}$$

Esta formulación, incorporada en el software SLOPE/W, permite iterar hasta alcanzar un valor consistente de FS que satisfaga las condiciones de equilibrio en toda la superficie potencial de falla. La sección transversal adoptada corresponde al diseño hidráulico del canal: base de 15 m, altura de 2.60 m y taludes 1V:2H, con revestimiento de hormigón armado y bermas laterales de 7 m para tránsito de maquinaria pesada. Figura 3.19 presenta el esquema geométrico utilizado en el modelado de estabilidad.

Figura 3.19

Geometría de la sección transversal analizada para el bypass norte.



Se consideraron dos escenarios de operación:

- Modelo 1: Bypass norte sin operar, con nivel freático a 7 m bajo superficie.
- Modelo 2: Bypass norte operativo, con tirante hidráulico de 1.50 m sobre el fondo del canal.

Para cada escenario se evaluaron dos condiciones:

- Estática, sin sollicitación sísmica.

- Pseudoestática, incorporando $k_h=0.255$, según NEC-SE-DS.

3.7.2 Propiedades geotécnicas

Las propiedades mecánicas adoptadas para el análisis se obtuvieron a partir de los ensayos de campo y laboratorio, complementados con correlaciones empíricas basadas en los valores de penetración estándar (SPT) de las perforaciones P-01 y P-02. El modelo constitutivo utilizado fue Mohr–Coulomb, representando el comportamiento elasto-plástico del macizo de suelo y del revestimiento.

Tabla 3.17

Propiedades geotécnicas utilizadas en el análisis de estabilidad.

Material	Peso específico γ (kN/m ³)	Cohesión c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ' (°)
Hormigón armado	24.0	200	40
Arcilla 1	14.4	25	2
Arena 1	17.0	0	33
Arcilla 2	15.0	100	2

3.7.3 Escenarios de análisis y resultados

3.7.3.1 Modelo 1 – Bypass norte sin operar

El primer escenario analizado corresponde al modelo base del bypass norte en condiciones normales, es decir, sin que el canal se encuentre operativo. Para este caso, el nivel freático se ubicó a una profundidad de 7 metros desde la superficie, de acuerdo con el registro de la perforación P-01. Esta condición hidráulica representa el estado más desfavorable en cuanto a aporte estabilizador por parte del agua, ya que no existe presión hidrostática adicional que incremente las

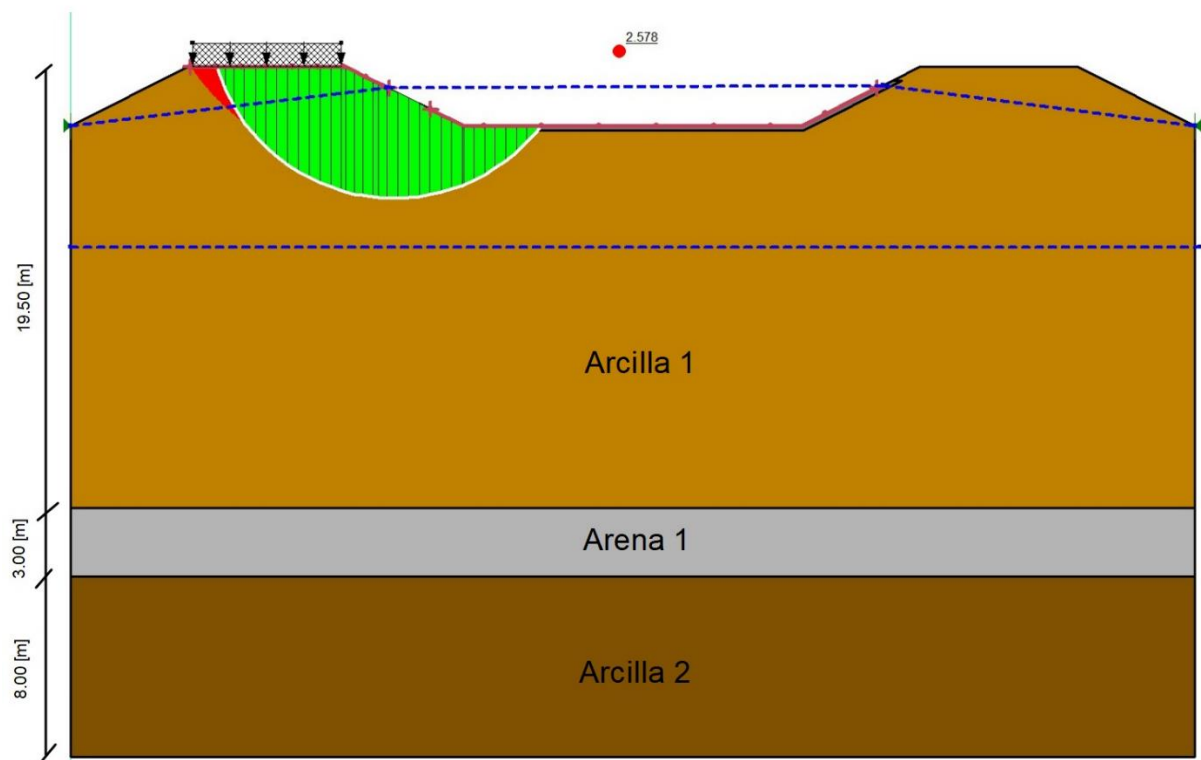
fuerzas resistentes del talud. Se asignó al modelo los parámetros geotécnicos establecidos en la Tabla 3.17, así como la altura piezométrica correspondiente al nivel freático descrito. Adicionalmente, se consideró la carga por tránsito pesado proyectada para la circulación sobre las bermas del canal, equivalente a 30 kPa, representativa del paso de vehículos de mantenimiento y maquinaria pesada.

Con estas condiciones se procedió a ejecutar el análisis en el software GeoStudio – SLOPE/W, configurando la evaluación en condición estática, es decir, sin incorporar el efecto del coeficiente sísmico horizontal k_h calculado previamente. El resultado obtenido muestra que la superficie crítica de falla se desarrolla aproximadamente hasta la mitad de la base del talud, sin comprometer de forma directa la estabilidad global del canal. El factor de seguridad calculado para este escenario es $FS = 2.578$, valor que supera ampliamente el mínimo exigido por la normativa ecuatoriana para análisis estático ($FS \geq 1.50$) en obras de tierra y canales revestidos (MIDUVI, 2023).

En la representación gráfica generada por el software, se aprecia la segmentación en franjas verticales utilizada para el cálculo mediante el método de Bishop simplificado, así como la ubicación de la superficie crítica y el valor del FS asociado. Este nivel de detalle en la salida gráfica resulta de utilidad para verificaciones manuales posteriores, en caso de ser requeridas, ya que permite reproducir los cálculos empleando los datos de cada franja.

Figura 3.20

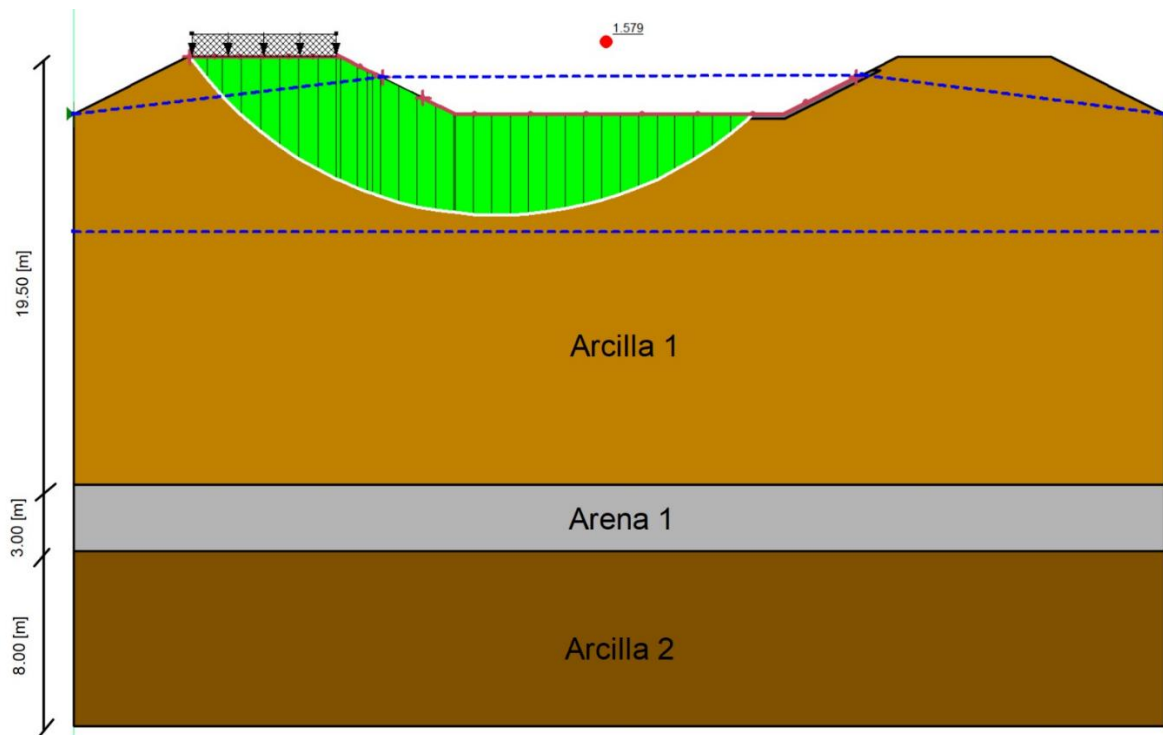
Superficie crítica y FS en condición estática para bypass sin operar.



Con el fin de evaluar la respuesta del talud bajo solicitaciones sísmicas, se ejecutó el mismo modelo incorporando el coeficiente sísmico horizontal $k_h=0.255$, calculado según la NEC-SE-DS para zona VI y perfil de suelo tipo E. El análisis pseudoestático resultante evidencia una reducción del FS a 1.58. Este valor satisface el requisito mínimo de la normativa ecuatoriana para análisis sísmico en taludes ($FS \geq 1.10$), por lo que se considera que el modelo, aún en su condición más desfavorable sin el efecto estabilizador del agua, mantiene una estabilidad aceptable frente a eventos sísmicos de diseño.

Figura 3.21

Superficie crítica y FS en condición sísmica para bypass sin operar.



Este escenario permite establecer una línea base de comportamiento para el talud del bypass norte sin operar, la cual servirá de referencia para la comparación con el siguiente escenario, en el que se evaluará la influencia del peso del agua circulando por el canal y su efecto como carga vertical estabilizadora.

3.7.3.2 Modelo 2 – Bypass norte operativo

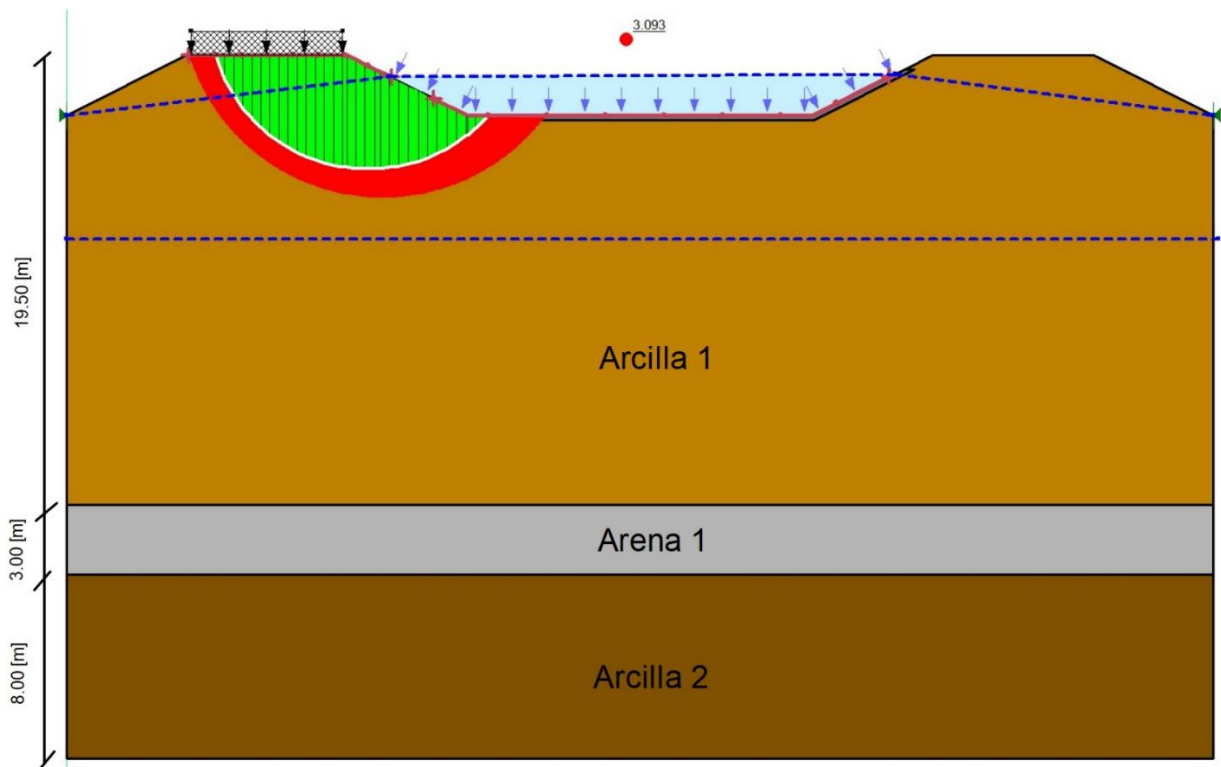
En este escenario se evaluó el comportamiento de la sección del bypass norte en operación, considerando la altura piezométrica establecida en el cálculo hidráulico, correspondiente a un tirante de 1.50 m. Esta condición implica que el canal se encuentra transportando caudal de diseño, por lo que el peso del agua sobre el revestimiento de hormigón actúa como carga vertical estabilizadora en el talud.

Inicialmente se desarrolló el análisis en condición estática, es decir, sin la inclusión del coeficiente sísmico horizontal kh . Los resultados muestran que la superficie crítica de falla presenta una reducción significativa en comparación con el modelo sin operación, ya que el peso del agua incrementa las fuerzas resistentes frente a la posible falla. Esto se refleja en un factor de

seguridad (FS) de 3.093, valor considerablemente superior al obtenido en el Modelo 1 (bypass sin operar) y que cumple con holgura el requisito normativo mínimo de $FS \geq 1.50$ para condiciones estáticas en taludes y obras hidráulicas (MIDUVI, 2023).

Figura 3.22

Superficie crítica y FS en condición estática para bypass operativo.



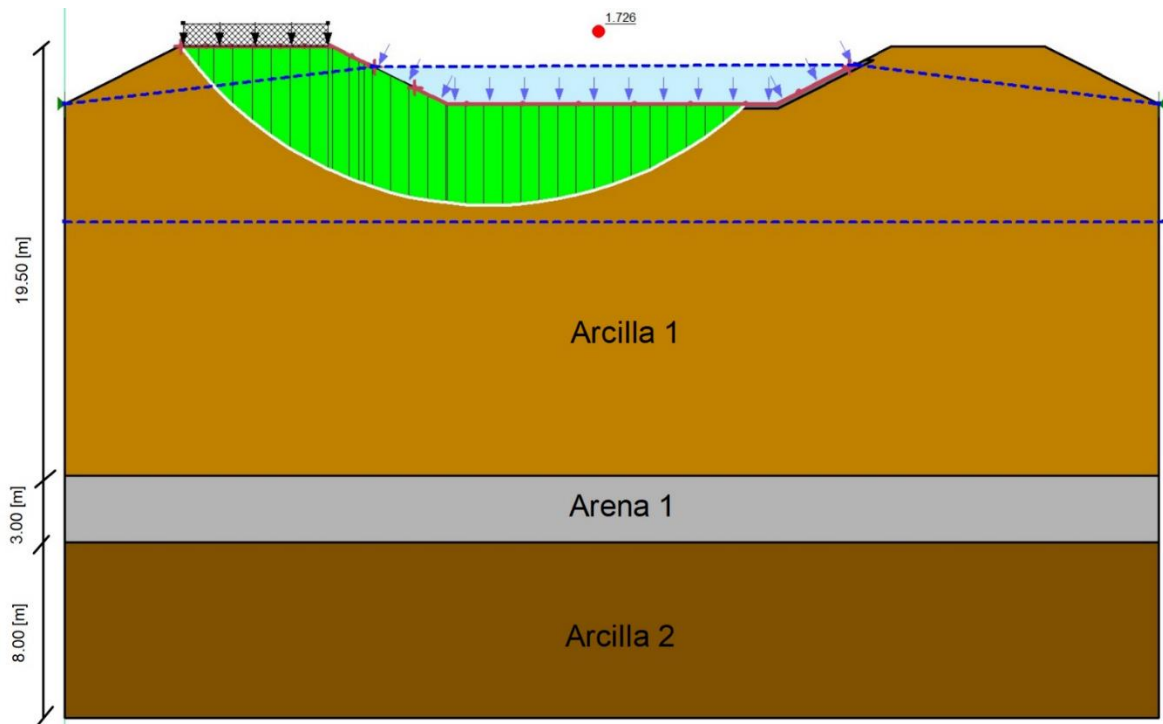
Posteriormente se evaluó el mismo modelo incorporando el coeficiente sísmico horizontal $k_h=0.255$, calculado previamente según NEC-SE-DS para zona VI y perfil de suelo tipo E. Este análisis pseudoestático permitió evaluar el comportamiento del sistema bajo condiciones combinadas de carga sísmica y tirante hidráulico elevado.

El incremento del nivel de agua genera mayores presiones de poro dentro del macizo de suelo, lo que reduce los esfuerzos efectivos y, por consiguiente, disminuye la resistencia al corte del terreno. A esto se suma que las aceleraciones sísmicas introducen fuerzas horizontales adicionales, incrementando los momentos desestabilizadores. Como consecuencia, se observó un

cambio en la geometría de la superficie crítica de falla, la cual tendió a desplazarse hacia zonas más superficiales o a extenderse, reflejando una nueva condición de equilibrio más desfavorable. A pesar de estas solicitaciones más exigentes, luego de la corrida se determinó un factor de seguridad de 1.726, valor que se considera adecuado y seguro para este tipo de infraestructura bajo cargas combinadas hidráulico-sísmicas. De tal manera, se cumple con el valor mínimo normativo de $FS \geq 1.10$ para este tipo de análisis.

Figura 3.23

Superficie crítica y FS en condición sísmica para bypass operativo.



De las simulaciones realizadas se concluye que las condiciones más estables se presentan en el bypass norte operativo sin solicitación sísmica, mientras que la menor estabilidad ocurre cuando el bypass se encuentra sin operar y se aplica carga sísmica. La aplicación de sismo incrementa los momentos desestabilizadores, mientras que el aumento del nivel freático tiende a reducir los esfuerzos efectivos y, por tanto, la resistencia del suelo. No obstante, cuando el nivel freático se encuentra por encima de la superficie del terreno (caso operativo), el peso del agua

actúa como fuerza estabilizadora importante. El desplazamiento y la forma de la superficie crítica de falla varían de acuerdo con las condiciones de carga, adaptándose a las zonas con menor resistencia. En conjunto, estos resultados demuestran la relevancia de considerar los efectos acoplados hidráulico-sísmicos en el diseño de obras geotécnicas expuestas a flujo permanente, como el bypass norte proyectado para Chone.

3.8 Diseño del Puente

El diseño del puente propuesto en el marco del Bypass Norte de regulación de caudales extremos del río Garrapata responde a la necesidad de garantizar la continuidad de la vía sobre el canal de descarga sin afectar su capacidad hidráulica. La ubicación proyectada coincide con el cruce del canal en la zona de descarga hacia el río, lo que hace indispensable que la estructura soporte de manera segura las cargas vehiculares previstas, incluso en condiciones hidrológicas extremas. En concordancia con las especificaciones de diseño de puentes de la normativa AASHTO LRFD, la solución adoptada considera las solicitaciones generadas por el tráfico pesado y las combinaciones críticas de carga viva y muerta, además de asegurar un comportamiento hidráulico que evite procesos de socavación local (AASHTO, 2017).

Se optó por un sistema superestructural tipo losa–viga pretensada debido a su eficiencia estructural, durabilidad y facilidad constructiva, lo que permite ejecutar el montaje sin necesidad de apoyos intermedios en el cauce y reducir el tiempo de obra. Este tipo de tipología ha demostrado un óptimo desempeño en luces medias, ya que distribuye de manera efectiva las cargas hacia los apoyos y minimiza los costos de mantenimiento durante la vida útil de la estructura (Taly, 1998). La ausencia de pilas intermedias, además de prevenir acumulaciones de sedimentos, mejora la capacidad de evacuación del caudal y evita obstrucciones que puedan afectar el funcionamiento hidráulico del canal de descarga (Hurd, 2010).

3.8.1 Sección transversal de la superestructura

La sección transversal de la superestructura constituye la base del diseño del puente, ya que establece la geometría estructural que permitirá transmitir las cargas hacia los apoyos de manera segura y eficiente. En el presente proyecto se ha adoptado una configuración de seis vigas pretensadas tipo AASHTO, dispuestas equidistantemente y unidas mediante una losa de hormigón armado que actúa de forma compuesta con las vigas. El ancho total del tablero se ha definido en 14.63 m, suficiente para alojar dos carriles de circulación y bermas laterales, de acuerdo con las recomendaciones para vías de características equivalentes (MTOP, 2013).

La separación entre ejes de viga se estableció en 2.75 m, optimizando el reparto de cargas y permitiendo un espesor de losa de $t=0.21\text{m}$, valor que asegura rigidez y durabilidad sin incrementar excesivamente el peso propio de la estructura. Este espesor se obtuvo considerando las recomendaciones de la especificación AASHTO Standard (2002), verificando la resistencia a flexión mediante el momento flector de diseño:

$$MD = \frac{(W_{\text{losa}} + W_{\text{rodadura}})S^2}{10}$$

Donde $W_{\text{losa}} = 0.504 \text{ T/m}^2$, y $W_{\text{rodadura}} = 0.11 \text{ T/m}^2$, siendo $S=2.3 \text{ m}$ la distancia libre entre vigas. Para la determinación de la rigidez, se consideró las propiedades mecánicas de los materiales adoptados en el proyecto: hormigón estructural con resistencia a compresión $f'_c=28 \text{ MPa}$ para la losa y $f'_c=45 \text{ MPa}$ para las vigas pretensadas, y acero de refuerzo con límite de fluencia $f_y=420 \text{ MPa}$. El módulo de elasticidad del hormigón se calculó según la expresión recomendada por (AASHTO, 2017):

$$Ec = 4700\sqrt{f'_c}$$

Lo que produce $Ec = 26.9 \text{ GPa}$ para la losa y $Ec = 33.0 \text{ GPa}$ para las vigas.

Asimismo, se determinó la razón modular entre los materiales de la losa y la viga es el valor utilizado en la transformación de la sección compuesta para el cálculo de propiedades equivalentes. En el modelo estructural se incluyeron cargas muertas complementarias, como las barreras tipo New Jersey con peso unitario de 0.446 t/m y la capa de rodadura asfáltica de 5 cm de espesor, verificando que la sección adoptada satisface las solicitaciones de diseño.

3.8.2 Diseño de la losa interior del puente

El diseño de la losa interior se realizó siguiendo las especificaciones de la AASHTO, considerando que su función principal es transmitir las cargas de tráfico hacia las vigas principales, trabajando de manera compuesta con estas. Para el caso del puente proyectado, la losa se apoya sobre seis vigas pretensadas, con una separación entre ejes de $S=2.5$ m y voladizos laterales de $L_v=1.0$ m. El espesor estructural adoptado es de $t_a=200$ mm, incrementado en 10 mm para mantenimiento de la capa de rodadura, resultando un espesor total de $t=210$ mm. Para el dimensionamiento, se consideró las cargas permanentes y la carga viva de diseño tipo HS-20, incluyendo el impacto dinámico. El momento flector debido a cargas muertas se determinó mediante la ecuación:

$$M_D = \frac{q * L^2}{8} = 0.325 \text{ tm/m}$$

El momento debido a carga viva se calculó con el modelo de camión HS-20 y factor de continuidad $f=0.8$, resultando:

$$M_{(HS20)} = f * \frac{P_{20}(S + 0,6)}{32}$$

Siendo $P_{20}=16$ kips el peso de rueda equivalente.

Con el impacto de diseño $I_c=0,30$, el momento corregido fue:

$$M_{(HS20,I)} = 2.25 \text{ tm/m}.$$

El momento de diseño se determinó aplicando los factores de carga para Grupo I:

$$Mu = \gamma[\beta_D M_D + \beta_L M_{HS20,I}]$$

$$Mu = 5.31 \text{ tm/m}$$

Este valor supera el momento de fisuración calculado como $M_{cr} = 2.662 \text{ tm/m}$, cumpliendo la condición $Mu > M_{cr}$.

El área de acero requerida se determinó mediante:

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y j d}$$

Donde $\phi = 0.9$, $f_y = \frac{4200 \text{ kgf}}{\text{cm}^2}$, $j \approx 0.9$ y $d = 15.3 \text{ cm}$, se obtuvo:

$$As = 9.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adoptó refuerzo principal con barras $\phi 14 \text{ mm}$ ($A_b = 1.539 \text{ cm}^2$) a cada 15 cm, que proporciona $As = 10.263 \text{ cm}^2/\text{m}$, superando el mínimo exigido por la normativa. En la dirección transversal se dispuso acero de distribución con barras $\phi 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$) a cada 15 cm, con un área de $As = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$, cumpliendo los criterios para control de fisuración y servicio. Con esta disposición, la losa interior satisface los requisitos de resistencia, durabilidad y servicio, asegurando su óptimo comportamiento estructural durante la vida útil del puente (Taly, 1998).

3.8.3 Diseño de viga AASHTO pretensada

El diseño de la viga pretensada se desarrolló considerando que la superestructura adoptada corresponde a un sistema de vigas tipo AASHTO trabajadas de forma compuesta con la losa de hormigón armado. Para el puente proyectado se definió una luz libre de $L = 35 \text{ m}$, adoptándose vigas interiores de sección tipo AASHTO de 1,83 m de altura, con concreto de $f'_c = 45 \text{ MPa}$ y

acero de pretensado de baja relajación con esfuerzo último $f'_s = 1860 \text{ MPa}$. La longitud total de cada viga es de 35.6 m, considerando los apoyos y el anclaje de los torones.

Las propiedades geométricas y de inercia se calcularon para la sección no compuesta y compuesta, empleando la relación modular $n = \frac{E_{c,losa}}{E_{c,viga}} = 0.789$, que permite transformar el ala superior en un ancho efectivo de 2.75 m según lo dispuesto en la sección 9.8.3 de AASHTO. El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo de la expresión:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c}$$

Resultado:

$E_c=33.0 \text{ GPa}$ para la viga y $E_c=26.9 \text{ GPa}$ para la losa. Con estos parámetros se determinaron los módulos resistentes y la inercia compuesta, necesarios para evaluar las sollicitaciones de flexión y cortante. Las cargas muertas incluyen el peso propio de la viga (1.188 t/m), peso de la losa (1.386 t/m), barreras laterales (0.149 t/m) y capa de rodadura (0.293 t/m). La carga viva se modeló con camión HS-20 más impacto, aplicando el factor de distribución para vigas interiores según la sección 3.23.1 de AASHTO:

$$DF = \frac{S}{5.5} * \frac{1}{2}$$

Donde $S=2.75 \text{ m}$. El momento flector de diseño se calculó con la combinación de carga de Grupo I:

$$M_u := \gamma(\beta D(M_g + M_s + M_b + M_{ws}) + \beta L M_{LL+I})$$

Donde:

$$\gamma = 1.3, \beta D = 1.0 \text{ y } \beta L = 1.67,$$

Se obtuvo:

$$Mu = 1136.9 \text{ tm.}$$

Para el pretensado se determinó el número de torones necesario verificando que los esfuerzos en el concreto no superen los límites establecidos. El esfuerzo de pretensado efectivo se calculó como:

$$f_{se} = 0.75f'_s - \Delta f$$

Donde Δf representa las pérdidas totales por contracción, acortamiento elástico, fluencia y relajación, estimadas en un 26 % del esfuerzo inicial. El cálculo condujo a un requerimiento de 44 torones de 12.7 mm de diámetro distribuidos en patrón optimizado para reducir tensiones en la etapa de transferencia y en servicio.

La resistencia nominal a flexión se verificó mediante:

$$Mn = A_s f_{su} d \left(1 - 0.6 \left(\frac{\rho' f_{su}}{f'_c} \right) \right)$$

Aplicando el factor de reducción $\phi = 1.0$ para secciones controladas por tensión, se obtuvo:

$$Mr = 1482 \text{ tm.}$$

Este valor excede el momento de diseño Mu , confirmando que la viga cumple con la capacidad requerida.

3.8.4 Diseño de estribos

En el diseño de los estribos se consideró una configuración de zapata superficial sometida a cargas verticales, horizontales y sísmicas. Los estribos proyectados cumplen la función estructural de recibir las cargas transmitidas por la superestructura del puente y resistir los empujes generados por el suelo de relleno, las sobrecargas de tráfico y los efectos inducidos por la acción

sísmica. En el modelo estructural se adoptaron dimensiones compatibles con la geometría del canal, resultando una base total de 4.90 m y una altura total de 7.00 m desde la cota de fundación hasta la coronación del muro.

Las cargas muertas incluyeron el peso propio de la losa, vigas, capa de rodadura y elementos de protección, que suman aproximadamente $DC=11$ t/m. A esto se añadieron las cargas muertas secundarias y sobrepuestas, tales como barandas y barreras de contención. Las cargas vivas se modelaron mediante el camión HS-20 más su impacto dinámico, distribuyendo el efecto de dos carriles sobre una longitud de 35 m, lo cual resultó en una carga total viva de $LL+IM=9.3$ t/m. Estas cargas se combinaron con factores de carga mayores de acuerdo al grupo de carga de resistencia I:

$$\sum V = DC + DC_{estribo} + Dw + LL * IM + EV_{relleno} + LSy$$

$$\sum V = 78.23 \text{ t/m}$$

Además, se obtuvo, un momento estabilizador asociado de $\Sigma MV=196.87$ tm/m calculado en función de los respectivos brazos de palanca desde el punto de giro de la zapata.

Los empujes horizontales fueron calculados considerando el coeficiente activo del suelo $K_a=0.589$, con un peso específico del suelo de $\gamma_s=1650$ kgf/m³. Esto generó un empuje estático de $EH=23.80$ t/m, un empuje sísmico adicional $PAE=28.26$ t/m y una fuerza sísmica inercial $PIR=6.57$ t/m en concordancia con el procedimiento definido en la sección 11.6.5 de AASHTO LRFD. El efecto combinado se evaluó como:

$$\sum H_{s\acute{i}s\acute{m}ico} = P_{sis} + H_u = 18,48 + 4,13 = 22,61 \text{ t/m}$$

$$\sum MH = 158,08 \text{ tm/m}$$

Este valor comparado contra los momentos resistentes de la base del estribo para evaluar la estabilidad al volcamiento.

Para verificar el contacto efectivo entre la base del estribo y el terreno, se calculó la excentricidad de la resultante con la expresión:

$$e = \frac{M_v - M_H}{\sum V}$$

Comparando el resultado con el tercio central de la zapata $B/3=1.63$ m, lo cual confirmó que la presión máxima no supera la capacidad de carga mayorada del terreno, establecida en $q_{resistencia}=55.07$ t/m². La estabilidad al deslizamiento también fue verificada mediante la resistencia al corte por fricción:

$$R_{desl} = \phi \tau * V * \tan \delta$$

Donde $\phi \tau = 0.8$ y $\delta = \varphi' = 15^\circ$, resultando en una resistencia al desplazamiento mayor que la fuerza horizontal total.

Finalmente, el diseño estructural del muro de estribo incluyó la verificación del momento último resistente bajo combinación sísmica y de carga viva. El momento de diseño más exigente se obtuvo como $M_u=111.66$ tm/m, y se dimensionó el refuerzo vertical correspondiente con barras de acero de $\phi=25$ mm, empleando un recubrimiento de 7.5 cm y un peralte efectivo de $d=0.813$ m. La cuantía de acero requerida fue calculada y superó el mínimo normativo, garantizando la resistencia ante flexión para ambos estados límite de servicio y resistencia (Taly, 1998).

3.9 Especificaciones técnicas

El conjunto completo de especificaciones técnicas se presenta en el Anexo B.

Capítulo 4

4. ESTUDIO DEL IMPACTO AMBIENTAL

4.1 Descripción del proyecto

La ejecución del Bypass Norte Compacto de regulación de caudales extremos del río Garrapata, ubicado en el cantón Chone, provincia de Manabí tiene como propósito reducir el riesgo de inundaciones urbanas mediante la derivación controlada de caudales excedentes hacia zonas de descarga segura, a través de un canal abierto de aproximadamente 6.00 km, complementado con estructuras de control hidráulico.

La intervención se desarrollará sobre una franja territorial que atraviesa principalmente zonas agrícolas, vegetación secundaria y áreas con viviendas dispersas, lo que implica remoción de cobertura vegetal, modificación de suelos y uso temporal de maquinaria pesada. Se requerirá el aprovechamiento de recursos como agua para actividades constructivas, combustibles y materiales pétreos, además de permisos ambientales para explotación de canteras y uso de agua, en conformidad con la normativa vigente (MAATE, 2020).

El área de estudio considera una franja de aproximadamente 500 metros a cada lado del trazado del canal, delimitación que permite reconocer impactos directos e indirectos y definir medidas de manejo acordes con las condiciones reales del entorno. El proyecto contribuye al cumplimiento de los Objetivos de Desarrollo Sostenible, particularmente al ODS 6 (agua limpia y saneamiento), al optimizar la gestión de los recursos hídricos urbanos; al ODS 9 (industria, innovación e infraestructura), al desarrollar infraestructura resiliente y adaptada al contexto local; y al ODS 13 (acción por el clima), al incorporar medidas de adaptación frente a eventos hidrometeorológicos extremos (Naciones Unidas, 2015).

4.2 Línea base ambiental

El área de estudio para la construcción del Bypass Norte del río Garrapata se localiza en la franja norte del cantón Chone, provincia de Manabí, en una zona de transición entre el límite

urbano y sectores rurales con predominio de actividad agrícola. Este territorio presenta un mosaico heterogéneo en el que conviven parcelas de cultivo, áreas con vegetación secundaria y viviendas dispersas, lo que configura un entorno con sensibilidad ambiental y social moderada (G. A. D. Chone, 2023c).

POBLACIÓN

El cantón Chone cuenta con aproximadamente 128.000 habitantes, de los cuales cerca del 45 % residen en la zona urbana y el resto en comunidades rurales, con una densidad poblacional promedio de 88 hab/km² (INEC, 2022). En el sector norte, donde se proyecta el Bypass, predominan asentamientos dispersos asociados a actividades agropecuarias y vivienda unifamiliar.

CLIMA

En el medio físico-químico, el clima corresponde a un régimen tropical monzónico, con marcada estacionalidad y una precipitación media anual aproximada de 1.120 mm, concentrada entre diciembre y mayo, siendo marzo el mes más lluvioso (INAMHI, 2023).

SUELO

Los suelos predominantes son de textura arcillosa, clasificados mayoritariamente en los grupos hidrológicos C y D, con baja capacidad de infiltración y alta susceptibilidad a procesos erosivos durante la época lluviosa (MAG, 2021b). La topografía es ondulada, con pendientes moderadas en la cuenca baja y tramos más pronunciados en la cuenca alta, favoreciendo escorrentías rápidas que incrementan la inestabilidad de taludes naturales (FAO, 2010).

VEGETACIÓN Y FAUNA

En el medio biótico, la cobertura vegetal está conformada principalmente por cultivos de ciclo corto y pastizales, con remanentes de vegetación secundaria en áreas cercanas a quebradas y cauces menores. Esta vegetación, aunque fragmentada, cumple un papel importante en la estabilización del suelo y la regulación hídrica local (MAATE, 2020). La fauna registrada

corresponde a especies comunes en entornos rurales, como aves residentes, pequeños mamíferos y reptiles, sin registros de especies endémicas ni en peligro dentro del área de influencia directa (GAD M. de Chone, 2023).

MEDIO SOCIAL

En el medio socioeconómico y cultural, predominan actividades agrícolas a pequeña escala, con asentamientos de baja densidad conformados por viviendas unifamiliares dispersas. La infraestructura básica es limitada y existe una alta dependencia del uso productivo del suelo. Parte del trazado propuesto atraviesa terrenos privados y áreas de servidumbre, lo que requiere gestiones previas con los propietarios. El acceso se realiza a través de caminos secundarios, algunos de los cuales podrían verse temporalmente afectados durante la ejecución de la obra (GAD M. de Chone, 2021).

La delimitación del área de estudio abarca aproximadamente 500 m a cada lado del trazado proyectado, integrando tanto los elementos naturales como los componentes sociales que podrían verse alterados por la construcción y operación del proyecto. Esta caracterización constituye la referencia base para comparar la situación actual con las posibles modificaciones derivadas de la intervención propuesta.

4.3 Actividades del proyecto

La ejecución del Bypass Norte Compacto de regulación de caudales extremos del río Garrapata comprende un conjunto de acciones técnicas que, por su magnitud y características, pueden generar impactos ambientales en el área de influencia directa e indirecta. Estas actividades se agrupan en cuatro fases: preparación del terreno, construcción, operación y mantenimiento, y abandono o cierre.

En la fase de preparación del terreno, se acondicionará la franja de trabajo mediante limpieza, desbroce y apertura de accesos temporales. La fase de construcción contempla la

excavación y conformación del canal, la instalación de la compuerta de control, el revestimiento de tramos críticos y la ejecución del puente de cruce, así como señalización y medidas de control de obra. La etapa de operación y mantenimiento implicará la regulación de caudales y labores periódicas de conservación de la capacidad hidráulica y estabilidad estructural del canal y sus obras complementarias. Finalmente, en la fase de abandono o cierre, se procederá a retirar instalaciones temporales, estabilizar taludes y restaurar las áreas intervenidas para garantizar la recuperación ambiental.

Tabla 4.1

Actividades del Proyecto

Fase	Actividad	Descripción
Preparación del terreno	Limpieza y desbroce	Retiro de vegetación, residuos y obstáculos en la franja de trabajo y áreas auxiliares para permitir el ingreso de maquinaria y personal.
	Movimiento de tierras	Excavación, relleno y compactación de suelos para nivelación, conformación de la sección hidráulica y preparación de fundaciones para obras complementarias.
	Habilitación de accesos temporales	Apertura y mejora de caminos provisionales para transporte de maquinaria, materiales y personal.
Construcción	Excavación y conformación del canal principal	Corte, modelado y perfilado de la sección trapezoidal del canal abierto, conformando taludes y bermas según especificaciones técnicas.
	Revestimiento en tramos críticos	Colocación de enrocado u otro material de protección en taludes y fondo en zonas vulnerables a erosión para garantizar estabilidad hidráulica.
	Instalación de compuerta de control	Montaje de compuerta para regular el ingreso y derivación de caudales extremos hacia el canal.

	Construcción del puente de cruce	Ejecución de la estructura para paso vehicular y peatonal sobre el canal, incluyendo cimentación y tablero.
	Señalización y control de obra	Instalación de señalética temporal y elementos de seguridad para delimitar zonas de trabajo y prevenir accidentes.
Operación y mantenimiento	Manejo de caudales	Apertura y cierre controlado de la compuerta para derivar caudales extremos hacia zonas de descarga segura.
	Mantenimiento rutinario del canal y estructuras	Retiro periódico de sedimentos y vegetación invasiva, inspección de taludes y mantenimiento preventivo de la compuerta y el puente.
Abandono o cierre	Retiro de instalaciones temporales	Desmontaje y retiro de señalización, accesos provisionales, campamentos y otras estructuras auxiliares.
	Restauración ambiental	Estabilización de taludes, revegetación con especies nativas y recuperación de áreas intervenidas para restablecer las condiciones ambientales.

4.4 Identificación de impactos ambientales

El proyecto de construcción del Bypass Norte Compacto del río Garrapata contempla tanto impactos ambientales negativos como positivos, derivados de las acciones desarrolladas en sus distintas fases: preparación del terreno, construcción, operación/mantenimiento y abandono o cierre.

Dado que se trata de una obra hidráulica para la gestión de caudales extremos, los impactos negativos se concentran principalmente durante las fases de preparación y construcción, mientras que los impactos positivos se asocian con su operación y con las actividades de restauración ambiental previstas en el cierre del proyecto.

4.4.1 Impactos negativos

Las principales acciones con potencial de generar impactos adversos son:

- **Limpieza y desbroce de terreno:** pérdida de cobertura vegetal y alteración temporal de hábitat de fauna menor.
- **Movimiento de tierras y excavación del canal:** remoción de la capa superficial del suelo, incremento del riesgo de erosión y aporte de sedimentos a cuerpos de agua cercanos.
- **Apertura de accesos temporales:** compactación de suelos y eliminación de vegetación en nuevas franjas de terreno.
- **Construcción del canal, puente y obras complementarias:** modificación del relieve, ocupación de áreas productivas y generación de emisiones de polvo y ruido por maquinaria.
- **Instalación de la compuerta de control:** movimientos puntuales de tierra y afectaciones temporales al paisaje.

Estos impactos, aunque en su mayoría temporales y mitigables, requieren medidas preventivas para minimizar la pérdida de vegetación, el arrastre de sedimentos y la alteración de la morfología del terreno.

4.4.2 Impactos positivos

Los impactos beneficiosos se asocian principalmente a:

- **Reducción del riesgo de inundaciones en Chone:** derivación controlada de caudales extremos hacia zonas de descarga segura.

- **Protección de áreas urbanas y productivas:** disminución de pérdidas económicas y daños a viviendas e infraestructura durante eventos hidrometeorológicos extremos.
- **Mejora en la gestión de recursos hídricos:** regulación de flujos y control de niveles en el cauce principal.
- **Generación de empleo local temporal:** contratación de mano de obra durante la construcción y mantenimiento de la obra.
- **Restauración ambiental en fase de cierre:** revegetación de taludes, estabilización de suelos y mejora del paisaje.

Estos impactos positivos contribuyen directamente al cumplimiento de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS 6, ODS 9 y ODS 13) al mejorar la resiliencia hídrica y reducir la vulnerabilidad frente a inundaciones.

4.4.3 Matriz de Leopold

Para identificar y jerarquizar los impactos ambientales se utilizó la Matriz de Leopold (Leopold et al., 1971), adaptada a las características del proyecto. Esta metodología cruza en un eje las actividades del proyecto y en el otro los factores ambientales identificados en la línea base (suelo, agua superficial, agua subterránea, aire, flora, fauna, paisaje y actividades productivas).

Valoración:

- **Magnitud (M):** intensidad del cambio, de 1 (muy baja) a 5 (muy alta), con signo positivo (+) para impactos beneficiosos y negativo (–) para impactos adversos.

- **Importancia (I):** relevancia del impacto considerando su extensión, duración, reversibilidad y valor del recurso afectado, de 1 (baja) a 5 (muy alta).

Cada cruce actividad–factor se califica con el par M/I.

Se contabilizan las interacciones positivas y negativas y se suman para identificar los componentes más afectados.

A continuación, se presenta la Matriz de Leopold del proyecto:

Figura 4.1

Matriz de Leopold adaptada al Bypass Norte Compacto del río Garrapata

Fase / Actividad	Suelo (M/I)	Agua superficial (M/I)	Agua subterránea (M/I)	Aire (M/I)	Flora (M/I)	Fauna (M/I)	Paisaje (M/I)	Actividades productivas (M/I)
Preparación del terreno								
Limpieza y desbroce	-4/4	-3/3	-2/2	-2/3	-4/4	-3/3	-3/3	-2/3
Movimiento de tierras	-5/4	-4/4	-2/3	-3/3	-4/3	-3/3	-4/3	-3/3
Accesos temporales	-3/4	-3/3	-2/2	-2/3	-3/3	-2/3	-3/3	-4/3
Construcción								
Excavación canal	-5/4	-4/4	-2/4	-3/3	-4/3	-3/3	-4/3	-3/3
Revestimiento tramos críticos	-3/4	-3/3	-2/3	-2/3	-3/3	-2/3	-3/3	-2/3
Instalación compuerta	-2/4	-3/3	-2/2	-2/3	-2/3	-2/2	-2/3	-3/3
Construcción puente	-3/4	-3/3	-2/2	-3/3	-3/3	-2/3	-3/3	-4/3
Señalización y control obra	-1/4	-1/2	-1/2	-1/3	-1/2	-1/2	-1/3	-1/3
Operación y mantenimiento								
Manejo de caudales	-2/4	-4/4	-2/3	-1/3	-2/3	-2/3	-2/3	-3/3
Mantenimiento rutinario	-2/4	-3/3	-2/2	-1/3	-2/3	-2/2	-2/3	-2/3
Abandono o cierre								
Retiro instalaciones temporales	-2/3	-2/2	-1/2	-1/3	-2/2	-2/2	-2/2	-2/3
Restauración ambiental	3/4	3/3	2/3	2/3	5/3	4/3	3/3	3/3
Totales impactos negativos	12	12	12	12	12	12	12	12
Totales impactos positivos	1	1	1	1	1	1	1	1
Total interacciones	13	13	13	13	13	13	13	13

4.5 Valoración de impactos ambientales

La valoración de los impactos ambientales tiene como finalidad jerarquizar su importancia y establecer prioridades para la aplicación de medidas de manejo ambiental. Este proceso se desarrolla mediante una metodología cualitativa que considera la extensión, duración, reversibilidad y magnitud de cada impacto, siguiendo los lineamientos metodológicos propuestos por el Ministerio del Ambiente de Ecuador y Conesa. (Conesa Fernández-Vítora, 2010; M. del A. del Ecuador, 2015).

La escala de valoración empleada se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2

Escala de valoración cualitativa. Adaptado de MAE (2015) y Conesa (2010).

Característica	1	2.5	5	7.5	10
Extensión	Puntual	Particular	Local	Generalizada	Regional
Duración	Esporádica	Temporal	Periódica	Recurrente	Permanente
Reversibilidad	Completamente reversible	Medianamente reversible	Parcialmente irreversible	Medianamente irreversible	Completamente irreversible
Magnitud	Poca incidencia		Mediana incidencia	Alta incidencia	

La selección de valores para cada impacto se resume en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3

Valoración de actividades con potencial impacto ambiental

Fase	Impacto ambiental	Extensión	Duración	Reversibilidad	Magnitud
Preparación del terreno	Pérdida de cobertura vegetal por limpieza y desbroce	Regional (10)	Recurrente (7.5)	Parcialmente irreversible (5)	Alta incidencia (5)
Preparación del terreno	Alteración del suelo por movimiento de tierras	Regional (10)	Permanente (10)	Parcialmente irreversible (5)	Alta incidencia (5)
Preparación del terreno	Compactación de suelos por	Local (5)	Recurrente (7.5)	Parcialmente irreversible (5)	Mediana incidencia (3)

accesos temporales					
Construcción	Aporte de sedimentos a agua superficial	Local (5)	Recurrente (7.5)	Parcialmente irreversible (5)	Alta incidencia (5)
Construcción	Alteración del paisaje por puente y canal	Local (5)	Permanente (10)	Parcialmente irreversible (5)	Mediana incidencia (3)
Operación	Beneficio por reducción de inundaciones	Regional (10)	Permanente (10)	Parcialmente reversible (2.5)	Alta incidencia (5)
Operación	Beneficio por protección de infraestructura productiva	Regional (10)	Permanente (10)	Parcialmente reversible (2.5)	Alta incidencia (5)
Abandono	Beneficio por restauración ambiental	Local (5)	Permanente (10)	Parcialmente reversible (2.5)	Alta incidencia (5)

El cálculo del índice de importancia (Imp) se realizó mediante:

$$Imp = (We * E) + (Wd * D) + (Wr * R)$$

Y el índice de impacto ambiental (IA):

$$IA = \pm \sqrt{(Imp * |Mag|)}$$

Donde, a criterio propio se definió:

- $We = 0.40$
- $Wd = 0.40$
- $Wr = 0.20$

Tabla 4.4

Escala de valoración cualitativa del índice de impacto ambiental

Calificación	Valor del IA
Altamente significativo	$ IA \geq 6.5$
Significativo	$6.5 > IA \geq 4.5$
Despreciable	$ IA < 4.5$
Benéfico	$IA > 0$

Previo a la determinación final de la valoración cualitativa de los impactos ambientales, se aplicaron las ecuaciones de cálculo establecidas en el apartado metodológico, utilizando los valores de extensión, duración, reversibilidad y magnitud definidos en la Tabla 4.2. Con estos datos, se procedió a calcular el valor de importancia del impacto ambiental (Imp) y, posteriormente, el índice de impacto ambiental (IA) para cada actividad identificada. Este procedimiento permitió clasificar cada impacto según la escala presentada en la Tabla 4.4 determinando así su nivel de significancia y diferenciando aquellos de carácter negativo de los positivos. Los resultados obtenidos, organizados de acuerdo con las fases del proyecto, se presentan en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5

Resultados de la valoración cualitativa de impactos ambientales

Fase	Impacto ambiental	Imp	IA	Calificación
Preparación	Pérdida de cobertura vegetal por limpieza y desbroce	8.3	-6.43	Altamente significativo negativo
Preparación	Alteración del suelo por movimiento de tierras	8.8	-6.63	Altamente significativo negativo
Preparación	Compactación de suelos por accesos temporales	6.5	-4.39	Significativo negativo

Construcción	Aporte de sedimentos a agua superficial	7.1	-5.29	Significativo negativo
Construcción	Alteración del paisaje por puente y canal	6.8	-4.52	Significativo negativo
Operación	Beneficio por reducción de inundaciones	8.8	+6.63	Benéfico
Operación	Beneficio por protección de infraestructura productiva	8.6	+6.54	Benéfico
Abandono	Beneficio por restauración ambiental	7.5	+5.77	Benéfico

En términos generales, la valoración evidencia que la fase de preparación del terreno concentra los impactos negativos más notorios, asociados a la pérdida de cobertura vegetal y a la alteración física del suelo, los cuales se califican como de alta relevancia ambiental debido a su magnitud y a la persistencia de sus efectos. También se identifican como negativos significativos la compactación de suelos, el aporte de sedimentos a cuerpos de agua y la alteración del paisaje, los cuales, aunque de carácter reversible a mediano plazo, requieren medidas de prevención y control para evitar deterioros prolongados en el entorno.

Por otra parte, el análisis confirma que la operación del Bypass Norte Compacto genera beneficios ambientales sustanciales, especialmente en lo relacionado con la reducción del riesgo de inundaciones, la protección de áreas productivas y la restauración ambiental en la fase de cierre. Estos impactos positivos, al presentar un alcance amplio y una permanencia considerable, representan un aporte significativo a la resiliencia hídrica y a la gestión sostenible del territorio, alineándose con los objetivos de desarrollo y protección ambiental planteados para el cantón Chone.

4.6 Medidas de prevención/mitigación

Las medidas de prevención y mitigación propuestas para el Bypass Norte Compacto del río Garrapata responden a los impactos identificados en la matriz de Leopold y priorizados en la valoración cualitativa. Su aplicación busca evitar, minimizar o corregir los efectos ambientales adversos generados durante las diferentes fases del proyecto, garantizando una ejecución técnica que respete la integridad del medio físico, biótico y social.

4.6.1 Medidas para limpieza y desbroce del terreno

Flora y fauna

- **Protección de la vegetación no intervenida:** delimitar y señalizar las áreas que no serán objeto de intervención, evitando daños innecesarios a la cobertura vegetal.
- **Rescate y reubicación de fauna menor:** en caso de encontrarse especies de bajo desplazamiento, trasladarlas a zonas seguras cercanas para preservar la biodiversidad local.
- **Minimización de la remoción vegetal:** ejecutar el desbroce únicamente en las franjas estrictamente necesarias para la obra.

Socioeconómico

- **Señalización y control de accesos:** instalar cercos y señalética que restrinja el ingreso de personas no autorizadas, reduciendo riesgos de accidentes.

4.6.2 Medidas para movimiento de tierras y excavación del canal

Recursos hídricos y suelo

- **Control de erosión y sedimentación:** colocar barreras de retención, geotextiles o cunetas en puntos críticos para evitar el arrastre de sedimentos hacia el cauce.
- **Estabilización temporal de taludes:** aplicar coberturas vegetales o geotextiles para prevenir deslizamientos y pérdida de suelo.
- **Programación en época seca:** priorizar las excavaciones en periodos de menor precipitación para reducir el riesgo de sedimentación.

Aire y ruido

- **Humedecimiento de superficies:** regar las áreas de excavación y vías de acceso para minimizar la generación de polvo.
- **Mantenimiento de maquinaria:** garantizar el correcto funcionamiento de equipos para reducir emisiones y niveles de ruido.

Medidas para construcción del puente y obras complementarias

Paisaje y suelo

- **Control visual y de escombros:** mantener ordenadas las áreas de trabajo y disponer adecuadamente de materiales sobrantes para evitar el deterioro visual del entorno.
- **Protección de suelos en zonas de acopio:** impermeabilizar áreas de almacenamiento para prevenir infiltraciones contaminantes.

Seguridad y movilidad

- **Plan de manejo de tráfico:** coordinar desvíos y horarios de transporte de materiales para minimizar la congestión y riesgos para peatones y conductores.

4.6.3 Medidas para manejo de materiales y residuos en obra

Residuos sólidos

- **Segregación en origen:** clasificar residuos en reciclables, orgánicos y peligrosos, asegurando su disposición en sitios autorizados.
- **Reutilización de materiales:** priorizar el uso de excedentes en otras fases de la obra para reducir la demanda de insumos.

Socioeconómico

- **Comunicación comunitaria:** informar a la población local sobre las actividades, sus posibles efectos y las medidas de control aplicadas.

4.6.4 Medidas para restauración y cierre de obra

Flora y suelo

- **Revegetación con especies nativas:** sembrar plantas adaptadas a las condiciones locales para estabilizar taludes y restituir la cobertura vegetal.
- **Recuperación de caminos temporales:** dismantelar accesos provisionales y rehabilitar el terreno para su integración al paisaje.

Recursos hídricos

- **Protección de márgenes y cauces:** reforzar la vegetación ribereña para evitar erosión y preservar la calidad del agua.

Capítulo 5

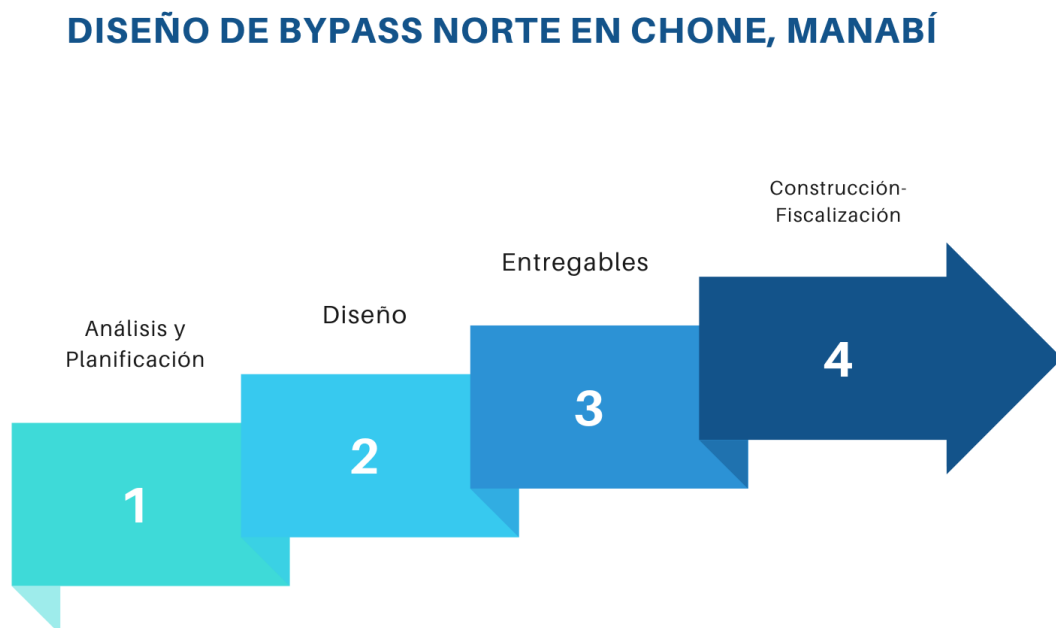
5. PRESUPUESTO

5.1 Estructura Desglosada de Trabajo

El esquema general del proyecto empieza desde su planificación hasta la recepción efectiva de la obra. Se puede observar los pasos esperados entre estas etapas del proyecto en la Figura 5.1.

Figura 5.1

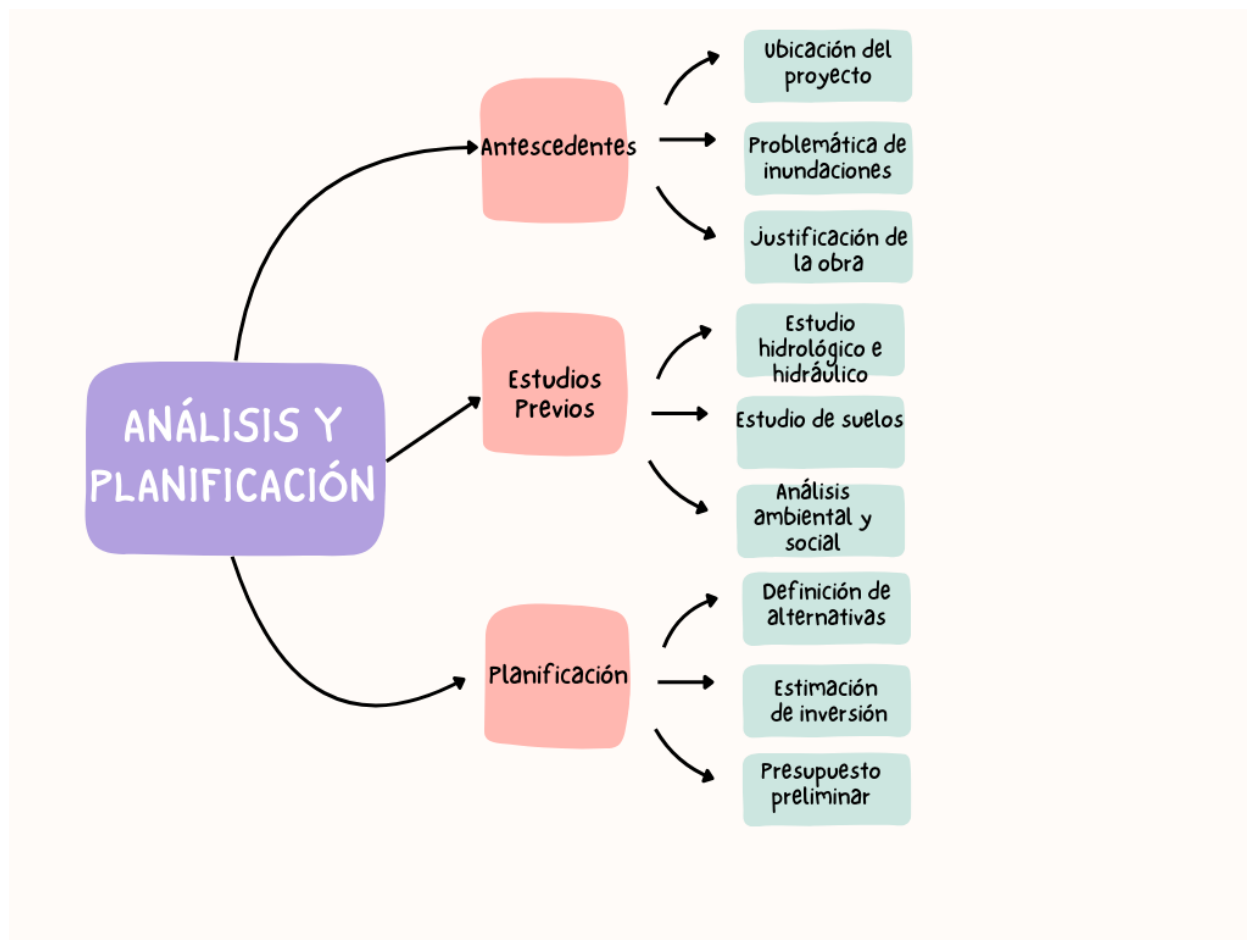
Desglose de las etapas del proyecto



En la etapa de planificación se contemplan diversas actividades vinculadas al análisis preliminar del proyecto, las cuales resultan fundamentales para valorar distintos aspectos determinantes en su desarrollo

Figura 5.2

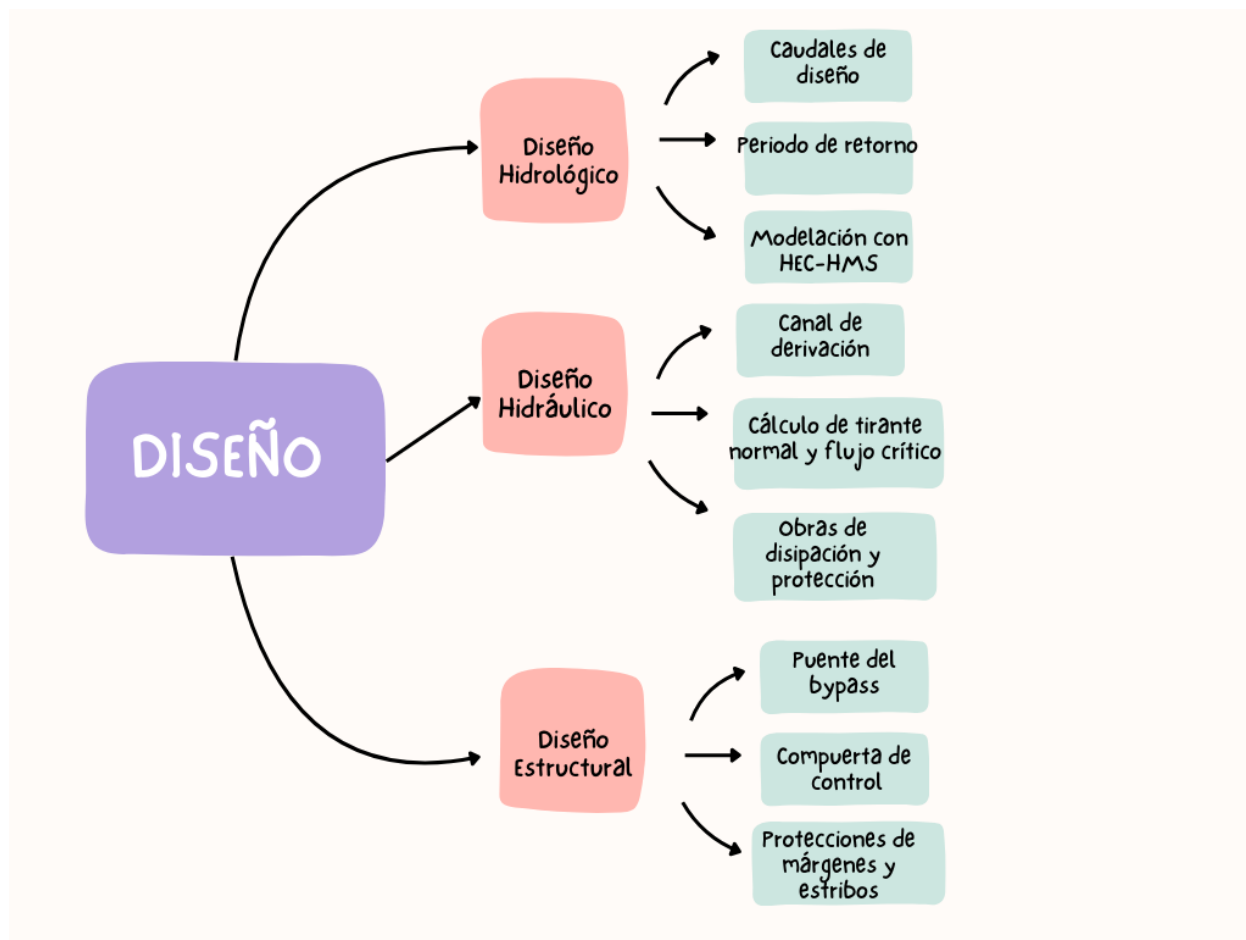
Desglose de Planificación



En la etapa de diseño se desarrollan las actividades orientadas a definir las soluciones hidráulicas y estructurales que conforman el proyecto. Esta fase se centra en establecer con detalle los elementos técnicos del bypass, la compuerta de control, el puente y las obras de protección, con el fin de garantizar su funcionalidad, seguridad y durabilidad frente a las condiciones propias de la zona de estudio.

Figura 5.3

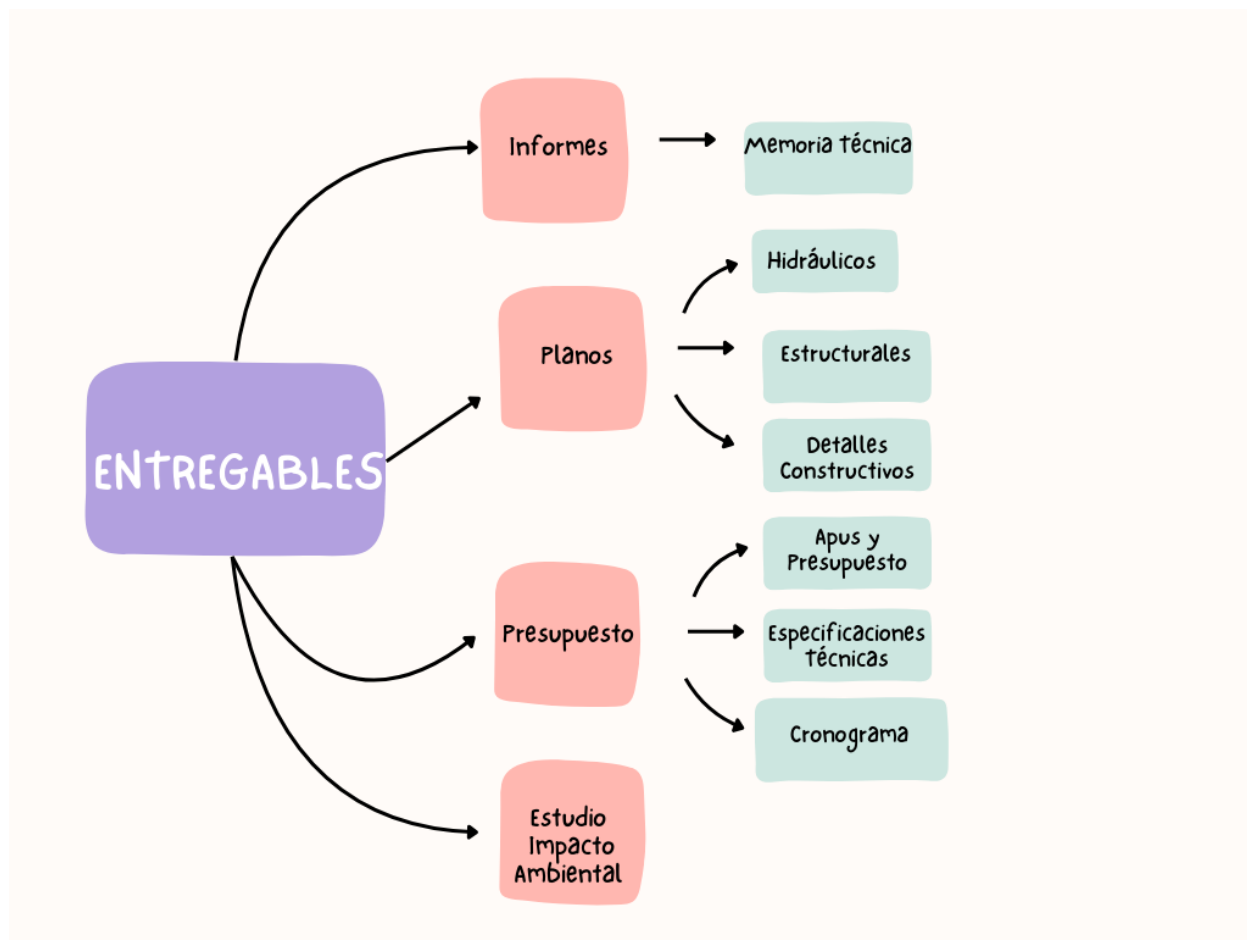
Desglose de Diseño



Los entregables del proyecto corresponden a la documentación técnica y a los productos derivados del proceso de planificación, diseño y análisis. Entre ellos se incluyen los planos constructivos del bypass, los cálculos hidráulicos y estructurales, los modelos desarrollados en HEC-RAS y HEC-HMS, así como las memorias técnicas de diseño. De igual manera, forman parte de los entregables los presupuestos detallados, los análisis de precios unitarios y las especificaciones técnicas de cada rubro. Todo este material constituye la base para garantizar la correcta ejecución de la obra y facilitar la supervisión durante las etapas posteriores.

Figura 5.4

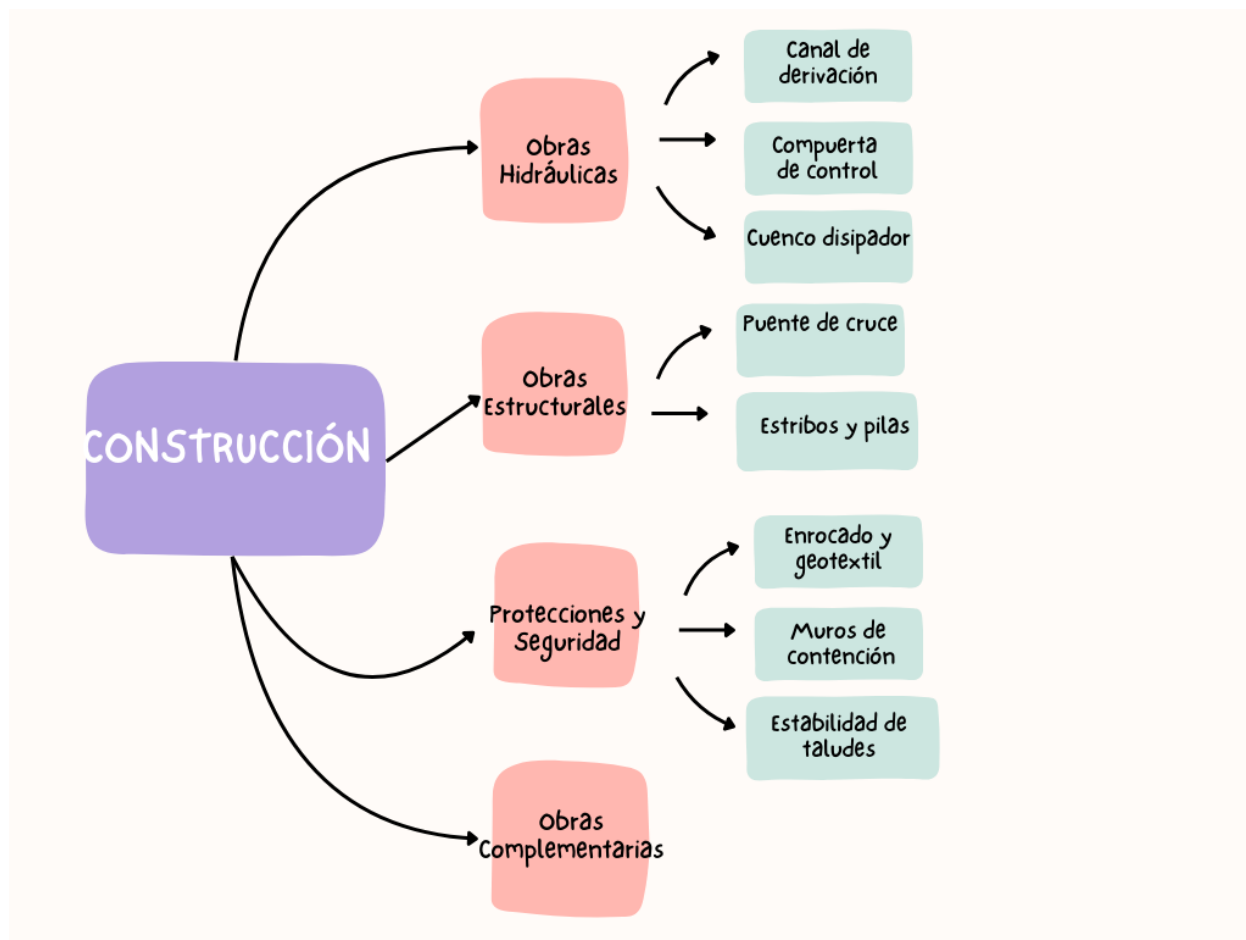
Desglose de Entregables



La etapa de construcción se organiza en dos frentes principales: obras hidráulicas y obras estructurales. En el primer grupo se consideran la excavación y conformación del canal, la instalación de la compuerta de control, el cuenco disipador y las protecciones hidráulicas. En el segundo se incluye la cimentación y montaje del puente, junto con las obras de seguridad que aseguran la estabilidad de accesos y estribos.

Figura 5.5

Desglose de Construcción



5.2 Rubros y análisis de precios unitarios (fusión)

Los rubros que integran el presente proyecto se organizan en función de las obras hidráulicas y estructurales necesarias para la implementación del bypass. Dentro de estas se incluyen el canal de derivación, la compuerta de control, el cuenco disipador, el puente de cruce y las obras de protección asociadas, como muros de contención, enrocados y geotextiles. En lo referente a los análisis de precios unitarios (APU), estos se presentan de manera detallada en el Anexo B.

Tabla 5.1

Descripción detallada de los rubros

COD	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	PRECIO UNITARIO
OBRA CIVIL			
SECCION HIDRAULICA BYPASS NORTE			
E01	Limpieza del terreno con máquina	m ²	\$ 2,19
E02	Nivelación y replanteo de puntos equipo topográfico	ml	\$ 1,56
E03	Excavación con máquina y desalojo	m ³	\$ 31,78
E04	Relleno y compactado con material de mejoramiento	m ³	\$ 40,39
E05	Conformación y perfilado de taludes	m ²	\$ 4,19
E06	Hormigón simple f'c=210 kg/cm ²	m ³	\$ 181,47
E07	Malla electrosoldada	m ²	\$ 3,82
E08	Juntas de dilatación con sellado elástico	m ²	\$ 3,08
E09	Descarga y disposición de material en botadero autorizado	m ³	\$ 3,74
E10	Geotextil no tejido	m ²	\$ 6,26
COMPUERTAS			
E11	Excavación manual de cimentación para compuerta	m ³	\$ 3,45
E12	Acero de refuerzo FY = 4200 KG/CM ²	kg	\$ 1,94
E13	Hormigón F'C=280 KG/CM ²	m ³	\$ 210,72
E14	Fabricación, suministro y montaje de compuerta metálica	U	\$ 935,62
E15	Suministro y montaje de pasamanos metálicos galvanizados	m	\$ 13,72
E16	Fabricación y montaje de rejilla metálica de seguridad	U	\$ 63,25
E17	Achique con bomba de agua portátil durante construcción	dia	\$ 48,26

PUENTE				
E18	Excavación con máquina y desalojo	m ³	\$	31,78
E19	Relleno y compactado con material de mejoramiento	m ³	\$	40,39
E20	Colocación de escollera D50=0,15 m en seco (protección de estribo)	m ³	\$	29,72
E21	Hormigón estructural premezclado 280 kg/cm ² .	m ³	\$	210,72
E22	Hormigón simple o ciclópeo f'c=210 kg/cm ² .	m ³	\$	181,47
E23	Hormigón simple/barrera de contención	m ³	\$	181,47
E24	Suministro, transporte y montaje de viga pretensada AASHTO IV, 35 m	U	\$	28.323,60
E25	Suministro, figurado y colocación de acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm ²	kg	\$	1,94
E26	Pintura anticorrosiva en vigas/barandas	m ²	\$	3,85
E27	Junta de dilatación premoldeada Tipo III	ml	\$	118,97
E28	Pernos y anclajes (anclaje químico d=18 mm; L=0.30 m)	U	\$	10,48
E29	Encofrados y Apuntalamientos	m ²	\$	20,20

PROTECCION PUENTE C. PLUTARCO MOREIRA (PUENTE 4)				
E30	Excavación para estribos con máquina y desalojo	m ³	\$	31,78
E31	Excavación para pilas con máquina y desalojo	m ³	\$	35,36
E32	Excavación para márgenes con máquina y desalojo	m ³	\$	27,09
E33	Enrocado d ₅₀ =15 cm en estribos	m ³	\$	34,59
E34	Enrocado D50=15 cm en pilas	m ³	\$	38,64
E35	Enrocado D50=15 cm en márgenes	m ³	\$	32,14

E36	Relleno compactado para estribos	m ³	\$	40,39
E37	Relleno compactado para pilas	m ³	\$	44,46
E38	Relleno compactado para márgenes	m ³	\$	37,64
E39	Geotextil no tejido en estribos	m ²	\$	6,91
E40	Geotextil no tejido en pilas	m ²	\$	8,13
E41	Geotextil no tejido en márgenes	m ²	\$	6,26

Tabla 5.2

APU de la limpieza del terreno con máquina

BYPASS					
CÓDIGO:	E01				
RUBRO:	Limpieza del terreno con máquina				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENT O	COSTO D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,02	\$ 0,60
Herramienta menor % MO					\$ 0,05
SUBTOTAL M:					\$ 0,65
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENT O	COSTO D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,002	\$ 0,01
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	1	\$ 5,95	\$ 5,95	0,02	\$ 0,12

Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,234	\$ 0,95
SUBTOTAL N:					\$ 1,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O:					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	
SUBTOTAL P:					\$ -
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)					\$1,73
COSTOS INDIRECTOS				10%	\$0,17
UTILIDAD				15%	\$0,26
IMPREVISTOS				2%	\$0,03
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$2,19
PRECIO UNITARIO					\$2,19

5.3 Descripción de cantidades de obra

La definición de cantidades constituye un paso clave dentro del desarrollo del proyecto, ya que de estos valores depende la planificación de costos y la correcta programación de las actividades constructivas. Para este estudio, se recurrió a los planos de diseño y a los modelos hidráulicos y estructurales realizados previamente, de donde se obtuvieron los datos de longitudes, áreas y volúmenes de cada elemento proyectado. Este procedimiento es común en proyectos de infraestructura hidráulica, pues asegura que las mediciones sean coherentes con las condiciones reales de la obra y con los criterios de diseño adoptados (Chow, 2009; Garber & Hoel, 2015).

En las siguientes secciones se presentan los resultados de estos cálculos, organizados según los principales componentes del proyecto: el Bypass Norte, la compuerta de control, el puente de cruce y las protecciones complementarias. El detalle completo de los análisis se encuentra disponible en el Anexo D.

5.3.1 Cantidades de obra – Sección Hidráulica Bypass Norte

Las cantidades correspondientes a la sección hidráulica del Bypass Norte se obtuvieron a partir de los planos de diseño elaborados en AutoCAD, complementados con el cálculo de volúmenes de corte y relleno mediante secciones transversales representativas del canal. A partir de estas secciones se estimaron áreas, longitudes y superficies necesarias para cada rubro, lo cual permitió definir los volúmenes de excavación, la conformación de taludes y los elementos de protección hidráulica. De esta manera, cada partida se calculó en función de parámetros geométricos específicos, tales como la longitud total del canal (7.580 m), el ancho planificado, la pendiente longitudinal y las dimensiones de los revestimientos.

E01 – Limpieza del terreno con máquina

La cantidad se determinó considerando la longitud total del canal multiplicado por el ancho de la franja planificada de limpieza.

Tabla 5.3.

Cálculo de área de limpieza del terreno

Parámetro	Valor
Longitud del canal (m)	7580
Ancho de limpieza (m)	50
Área total (m ²)	3790

E02 – Nivelación y replanteo de puntos con equipo topográfico

Este rubro se estimó directamente en función de la longitud total del canal, al considerarse el replanteo en todo el eje de la obra.

Tabla 5.4.

Cálculo de longitud de replanteo

Parámetro	Valor
Longitud del canal (m)	7580
Total (ml)	7580

E03 – Excavación con máquina y desalojo

El volumen de excavación se obtuvo a partir de las secciones transversales definidas en distintos tramos del canal. Con estas se determinaron las áreas de corte, que multiplicadas por la distancia entre secciones dieron los volúmenes parciales. Finalmente, se sumaron todos los tramos para obtener el volumen total de excavación.

Tabla 5.5.

Resumen de volúmenes de excavación

Tramo	Área de Corte (m ²)	Distancia (m)	Volumen (m ³)
0+020	197.41	500	91469
0+520	168.46	500	165330
1+020	492.85	500	256799
Túnel	467.41	3880	788338.4

4+900	222.94	500	71387
5+400	205.38	500	64113
5+900	179.30	500	57112
6+400	163.37	500	52570
6+900	152.05	500	58263
7+400	197.53	500	51217
7+600	109.77	500	51217
Total	—	—	1399800.1

E04 – Relleno y compactado con material de mejoramiento

El volumen de relleno se calculó a partir de las secciones donde el diseño requirió material adicional para alcanzar la rasante proyectada. Se identificó un tramo puntual en el que fue necesario incorporar 655 m³ de material, el cual fue compactado en capas sucesivas conforme a la norma técnica.

Tabla 5.6.

Cálculo de volúmenes de relleno

Tramo	Área de Relleno (m ²)	Distancia (m)	Volumen (m ³)
7+600	3.93	500	655
Total	—	—	655

E05 – Conformación y perfilado de taludes

La cantidad de este rubro se obtuvo considerando la longitud total del canal (7.580 m) y el desarrollo superficial de los taludes (11,6 m de ancho promedio por lado).

Tabla 5.7.*Cálculo de área de perfilado de taludes*

Parámetro	Valor
Longitud del canal (m)	7580
Ancho efectivo de talud (m)	11.6
Área total (m²)	87928

E06 – Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

El volumen de hormigón simple se determinó a partir de la sección transversal del revestimiento del canal, multiplicada por la longitud total. El espesor de la capa de hormigón fue de 0,15 m, alcanzando un volumen global de 37066.20 m³.

Tabla 5.8.*Cálculo del volumen de hormigón simple*

Parámetro	Valor
Sección transversal (m²)	4.89
Longitud del canal (m)	7580
Volumen total (m³)	37066

E07 – Malla electrosoldada

La cantidad de malla electrosoldada se calculó considerando el área lineal de revestimiento del canal, multiplicada por la longitud total, resultando en 185179.40 m².

Tabla 5.9.

Cálculo de área de malla electrosoldada

Parámetro	Valor
Sección lineal de revestimiento	24.43 m
Longitud del canal (m)	7580
Área total (m²)	185179

E08 – Juntas de dilatación con sellado elástico

Para el diseño se consideró una junta cada 50 m a lo largo del canal. El espesor promedio es de 0,04 m, lo que permitió estimar un total de 148,14 m² de juntas.

Tabla 5.10.

Cálculo de juntas de dilatación

Parámetro	Valor
Longitud total del canal (m)	7580
Separación entre juntas (m)	50
Nº de juntas	151
Área total (m²)	148.14

E09 – Descarga y disposición de material en botadero autorizado

El volumen dispuesto corresponde al material producto de las excavaciones, calculado como la diferencia entre los volúmenes de corte y relleno. El total de material transportado a botadero fue de 2424365.26 m³.

Tabla 5.11.

Cálculo de material a botadero

Volumen de corte (m³)	Volumen de relleno (m³)	Volumen a botadero (m³)
2425020.26	655	2424365.26

E10 – Geotextil no tejido

El área de geotextil se definió igual al área de la malla electrosoldada, ya que ambos materiales se colocan en la misma superficie de revestimiento. El cálculo resultó en 185.179,40 m².

Tabla 5.12.

Cálculo de área de geotextil

Parámetro	Valor
Sección lineal de revestimiento	24.43 m
Longitud del canal (m)	7580
Área total (m²)	185179

5.3.2 Cantidades de obra – Compuertas

Las cantidades de obra correspondientes a las compuertas se determinaron a partir de los planos estructurales en AutoCAD y los cálculos volumétricos obtenidos mediante el dimensionamiento de cimentaciones, muros laterales y elementos metálicos. En este caso se consideraron dos compuertas de cuatro vanos cada una, por lo que las dimensiones y volúmenes se estimaron de manera individual y posteriormente se duplicaron para obtener los valores totales. A continuación, se presentan los principales rubros calculados:

E11- Excavación de cimentación

La excavación manual de cimentación para las compuertas se calculó a partir de las dimensiones de los muros laterales y centrales. Para una compuerta se obtuvo un volumen de 787.88 m³, por lo que para las dos estructuras el volumen total asciende a 1575.76 m³.

Tabla 5.13.

Excavación de cimentación para compuertas

Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)	Volumen (m ³)	Nº de compuertas	Total (m ³)
Muros laterales	9.0	22.5	1.5	607.5	2	1215.0
Muros centrales	3.25	18.5	1.5	180.0	2	360.0
Total, por compuerta	-	-	-	787.88	2	1575.76

E12- Acero de refuerzo

El cálculo del acero de refuerzo se basó en los detalles de las zapatas y muros. Se consideraron varillas de diferentes diámetros y longitudes, distribuidas según los planos de diseño. El volumen de acero total obtenido para una compuerta fue de 5.247 m³, que corresponde a un peso de 41189.35 kg, aplicando una densidad de 7850 kg/m³. Para las dos compuertas, el peso total asciende a 82378.7 kg.

Tabla 5.14.

Cálculo de acero de refuerzo para compuertas

Elemento	Longitud (m)	Ø (m)	Separación (m)	Nº barras	Volumen (m³)	Peso (kg)
Zapata lateral	8.0	0.016	0.25	32	0.051	400.9
Muro lateral	22.5	0.036	0.10	220	4.927	38654.6
Zapata central	2.25	0.016	0.12	18,75	0.008	62.8
Muro central	18.0	0.016	0.25	72	0.261	2071
Total por compuerta	-	-	-	-	5.247	41189.3
Total (2 compuertas)	-	-	-	-	10.494	82378.7

E13- Hormigón estructural

El volumen de hormigón estructural se calculó para muros, zapatas y elementos de soporte. Para una compuerta el volumen total fue de 3275.5 m³, por lo que para las dos compuertas el total asciende a 6551 m³.

Tabla 5.15.

Volumen de hormigón en compuertas

Elemento	Dimensiones	Volumen (m³)	Nº de compuertas	Total (m³)
Muros laterales	8 × 21.5 × 7 m	2408	2	4816
Muros centrales	2.25 × 17.5 × 7 m	826.9	2	1653.8
Elementos secundarios	barras, apoyos	40.6	2	81.2
Total por compuerta	-	3275.5	2	6551

E14- Compuerta metálica

La cantidad se definió por número de vanos. El proyecto considera dos estructuras de compuertas, cada una con 4 vanos.

Tabla 5.16.

Cantidad de compuertas metálicas

Concepto	Unid.	Cálculo	Cantidad
Compuerta metálica por vano	U	2 compuertas $\times$ 4 vanos	8 U

E15- Pasamanos metálicos galvanizados

La longitud se tomó del plano de planta de las compuertas (barandas en ambos bordes). Para cada estructura se considera 13.65 m por lado y dos lados; el proyecto tiene dos estructuras.

Tabla 5.17.

Longitud de pasamanos

Concepto	Unid.	Cálculo	Cantidad
Pasamanos galvanizado	m	13.65 m $\times$ 2 lados $\times$ 2 compuertas	54.60 m

E16- Rejilla metálica de seguridad

Se instala una rejilla por vano.

Tabla 5.18.

Cantidad de rejillas

Concepto	Unid.	Cálculo	Cantidad
Rejilla de seguridad por vano	U	2 compuertas $\times$ 4 vanos	8 U

E17- Achique con bomba de agua portátil durante construcción

Para control de agua en excavaciones y en la etapa de montaje se programó 90 días por compuerta con bomba portátil.

Tabla 5.19.

Días de achique

Concepto	Unid.	Cálculo	Cantidad
Achique con bomba portátil	día	90 días/compuerta $\times$ 2 compuertas	180 días

5.3.3 Cantidades de obra – Sección Puente

Las cantidades de obra correspondientes al puente del Bypass Norte se obtuvieron a partir de los planos estructurales y memorias de cálculo, considerando las dimensiones geométricas de la superestructura, los estribos y los elementos de apoyo. Los volúmenes y superficies fueron determinados mediante prismas de excavación, áreas de sección y cálculos de superficies vistas, lo que permitió establecer las cantidades de excavación, relleno, hormigones, acero de refuerzo, encofrados y acabados. A continuación, se detallan las tablas de cantidades por cada ítem.

E18 – Excavación con máquina y desalojo

La excavación del puente se calculó en función de un prisma definido por las dimensiones de la cimentación, considerando el ancho, largo y profundidad del estribo. El volumen total estimado asciende a 690.30 m³.

Tabla 5.20.*Excavación con máquina y desalojo para el puente*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Excavación con máquina y desalojo	m ³	5.90 m (ancho) × 13 m (largo) × 4.50 m (prof.)	690.30

E19 – Relleno y compactado con material de mejoramiento

El relleno con material de mejoramiento se determinó a partir de los volúmenes de cimentación, relleno superior y ajustes adicionales en los estribos. En conjunto, la cantidad total corresponde a 715.14 m³.

Tabla 5.21.*Relleno y compactado con material de mejoramiento en el puente*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Relleno y compactado con material de mejoramiento	m ³	Relleno superior (523.80) + cimentación (30.24) + ajustes A1–A2 (161.10)	715.14

E21 – Hormigón estructural premezclado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

El hormigón estructural corresponde a la losa del tablero y los empotramientos laterales, calculado según las dimensiones geométricas. El volumen total es de 94.75 m³.

Tabla 5.22.*Hormigón estructural en losa del puente*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
----------	--------	---------------------	----------

Hormigón estructural	m ³	Losa: 35.60 m × 12 m × 0.21 m = 89.71 m ³ ;	94.75
premezclado 280 kg/cm²		Empotramiento: 1 × 12 × 0.21 m	

E22 – Hormigón simple/ciclópeo $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

El hormigón simple ciclópeo se destinó a los estribos del puente, calculado en base a las áreas de sección y el ancho de la estructura. El volumen asciende a 117.60 m³.

Tabla 5.23.

Hormigón simple ciclópeo en estribos del puente

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Hormigón simple/ciclópeo	m ³	Áreas de sección A1 (5.39 m ²), A2 (3.96	117.60
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$		m ²), A3 (0.45 m ²) × 12 m	

E23 – Hormigón simple – Barrera de contención

Las barreras de contención se calcularon mediante el área de la sección transversal multiplicada por la longitud total del elemento. El volumen es de 15.25 m³.

Tabla 5.24.

Hormigón simple en barreras de contención del puente

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Hormigón simple – barrera de	m ³	Área 0.28 m ² × longitud 54.47	15.25
contención		m	

E25– Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El acero de refuerzo se calculó con base en el peso de estribos y losa del tablero. El total es de 24680.32 kg.

Tabla 5.25.

Acero de refuerzo para el puente

Descripción	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Acero de refuerzo $f_y = 4200$	kg	Estribos 10914.08 kg + Losa	24680.32
kg/cm²		13766.25 kg	

E26 – Pintura anticorrosiva en vigas/barandas

La pintura anticorrosiva se calculó a partir del área desarrollada de las barandas. El área total corresponde a 270.17 m².

Tabla 5.26.

Pintura anticorrosiva en barandas del puente

Descripción	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Pintura anticorrosiva en	m ²	Longitud 54.47 m × altura	270.17
vigas/barandas		equivalente 2.48 m	

E29 – Encofrados y apuntalamientos

Los encofrados y apuntalamientos fueron estimados en función de las superficies vistas de estribos y losa, incluyendo laterales y diafragmas. La superficie total es de 920 m².

Tabla 5.27.

Encofrados y apuntalamientos en el puente

Descripción	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Encofrados y apuntalamientos	m ²	Estribo: 492.80 m ² + Losa: 427.20 m ² + Diafragmas: 117.60 m ²	920

5.3.4 Cantidades de Obra-Protección de Puente C.

Las cantidades de obra correspondientes a la protección del puente se calcularon considerando los trabajos de excavación, relleno, enrocado y colocación de geotextil en los estribos, pilas y márgenes. Para ello se tomó en cuenta la longitud total del puente, así como la influencia aguas arriba y aguas abajo (25 m en cada dirección), con el fin de garantizar la estabilidad hidráulica y estructural del sistema.

E30- Excavación para estribos con máquina y desalojo

La excavación en los estribos corresponde al volumen requerido para alcanzar la cota de fundación, considerando dos estribos y la longitud del puente.

Tabla 5.28.

Excavación para estribos con máquina y desalojo

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Excavación para estribos con máquina y desalojo	m ³	Área de estribo × profundidad × 2 (estribos)	493.60

E31- Excavación para pilas con máquina y desalojo

El volumen de excavación en las pilas se calculó hasta la cota de cimentación, considerando dos pilas centrales.

Tabla 5.29.*Excavación para pilas con máquina y desalojo*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Excavación para pilas con máquina y desalojo	m ³	Área de pila × profundidad × 2 (pilas)	225.36

E32- Excavación para márgenes con máquina y desalojo

En los márgenes, la excavación se calculó en función del área necesaria de acceso y la longitud de protección de 50 m (25 m aguas arriba y 25 m aguas abajo).

Tabla 5.30.*Excavación para márgenes con máquina y desalojo*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Excavación para márgenes con máquina y desalojo	m ³	Área requerida de margen × longitud 50 m	789.00

E33- Enrocado D50=15 cm en estribos

El enrocado en estribos se determinó multiplicando el área en planta por el espesor de la capa, considerando dos estribos.

Tabla 5.31.*Enrocado D50=15 cm en estribos*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Enrocado D50=15 cm en estribos	m ³	Área estribo × espesor × 2	46.90

E34- Enrocado D50=15 cm en pilas

En pilas, el enrocado corresponde al área de la base de cimentación por el espesor, multiplicado por el número de pilas.

Tabla 5.32.

Enrocado D50=15 cm en pilas

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Enrocado D50=15 cm en pilas	m ³	Área de pila × espesor × 2	22,24

E35- Enrocado D50=15 cm en márgenes

El enrocado en márgenes se obtuvo del área requerida multiplicada por el espesor y la longitud de 50 m.

Tabla 5.33.

Enrocado D50=15 cm en márgenes

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Enrocado D50=15 cm en márgenes	m ³	Área margen × espesor × 50 m	205.50

E36- Relleno compactado para estribos

El relleno en estribos corresponde al volumen necesario para restituir los niveles de fundación en ambos estribos.

Tabla 5.34.

Relleno compactado para estribos

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
----------	--------	---------------------	----------

Relleno compactado para estribos	m ³	Área de relleno × longitud puente × 2	318.00
---	----------------	---------------------------------------	--------

E37- Relleno compactado para pilas

El relleno en pilas corresponde al volumen requerido alrededor de cada pila, considerando la longitud total del puente.

Tabla 5.35.

Relleno compactado para pilas

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Relleno compactado para pilas	m ³	Área de relleno × longitud puente × 2	142.40

E38- Relleno compactado para márgenes

El relleno en márgenes se determinó en función del área a rellenar multiplicada por la longitud de 50 m.

Tabla 5.36.

Relleno compactado para márgenes

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Relleno compactado para márgenes	m ³	Área margen × longitud 50 m	557.50

E39- Geotextil no tejido en estribos

El geotextil en estribos se colocó sobre el área de fundación de cada estribo, considerando dos estructuras.

Tabla 5.37.*Geotextil no tejido en estribos*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Geotextil no tejido en estribos	m ²	Área cubierta por geotextil × 2	101.96

E40- Geotextil no tejido en pilas

En las pilas se estimó el área cubierta en la base de fundación donde se colocó el geotextil.

Tabla 5.38.*Geotextil no tejido en pilas*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Geotextil no tejido en pilas	m ²	Área de pila cubierta × 2	26.60

E41- Geotextil no tejido en márgenes

Para los márgenes, el área de geotextil se obtuvo de la superficie requerida multiplicada por 50 m de longitud (aguas arriba y abajo).

Tabla 5.39.*Geotextil no tejido en márgenes*

Concepto	Unidad	Criterio de cálculo	Cantidad
Geotextil no tejido en márgenes	m ²	Área margen cubierta × 50 m	922

5.4 Valoración integral del costo del proyecto

La valoración económica integral del proyecto permite establecer con claridad la inversión requerida para la ejecución de todas las obras diseñadas, comprendiendo el bypass de regulación, la compuerta de control, el puente principal y las protecciones del Puente 4. Con base en el análisis detallado de cantidades de obra y precios unitarios vigentes, se obtuvo un costo subtotal de 60908528.57 USD, al que se adiciona el 12% correspondiente al IVA, alcanzando un valor final de 68217551.99 USD. Este monto refleja no solo la magnitud de la infraestructura planteada, sino también el compromiso con soluciones hidráulicas y estructurales de largo plazo.

5.5 Cronograma de obra

El cronograma detallado de ejecución de la obra se presenta en la sección de Anexos E.

Capítulo 6

6. Conclusiones y recomendaciones

6.1 Conclusiones

El estudio permitió caracterizar el comportamiento hidrológico de las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande, aplicando el modelo lluvia–escorrentía HEC-HMS. Con ello se estimaron caudales máximos que representan de manera adecuada los eventos de precipitación extrema en la zona. La integración de información topográfica, de uso y tipo de suelo, junto con los datos hidrometeorológicos disponibles y la normativa local, aportó una visión confiable del funcionamiento hídrico, lo que constituye una base sólida para la planificación de medidas de control de inundaciones.

El análisis hidráulico mediante el software HEC-RAS permitió comprender la dinámica de las crecidas en el área urbana de Chone, mostrando los tramos de mayor vulnerabilidad en los ríos Garrapata, Mosquito y Grande. A través de los mapas de inundación generados se identificaron con claridad las zonas críticas, información que resulta clave para priorizar intervenciones y orientar la toma de decisiones de las autoridades locales.

El diseño del Bypass Norte se desarrolló considerando criterios hidráulicos, geotécnicos y estructurales. En el modelo hidráulico se comprobó que la obra disminuye tirantes y velocidades, lo que refleja su eficacia en el control de caudales extremos. El análisis geotécnico garantizó la estabilidad de taludes y la seguridad de la sección propuesta, mientras que el diseño estructural del puente resolvió la continuidad de la vía interrumpida por el canal, complementando la solución integral.

Los resultados alcanzados confirman que el Bypass Norte reducirá de manera significativa el riesgo de inundaciones en Chone. Además de proteger la infraestructura y las zonas urbanas aledañas, el proyecto representa un beneficio social y económico al aumentar la seguridad de la población y fortalecer su resiliencia frente a eventos hidrometeorológicos extremos. Con ello se

cubre una necesidad histórica de regulación en la cuenca del río Garrapata, que hasta ahora no contaba con una obra de control específica.

El presente trabajo también resalta el valor de aplicar conjuntamente herramientas de modelación hidrológica, hidráulica y geotécnica. El uso combinado de estas metodologías permitió diagnosticar con mayor realismo la problemática, sustentar las decisiones de diseño y proponer una solución viable que prioriza la eficiencia y la sostenibilidad. Este enfoque puede servir como referencia para proyectos similares en otras ciudades del país que enfrentan riesgos recurrentes de inundación.

Finalmente, la obra propuesta no debe entenderse únicamente como una medida estructural de control, sino como un proyecto estratégico que fortalece la seguridad hídrica de Chone y contribuye a su desarrollo sostenible. Su implementación permitirá reducir pérdidas económicas, proteger vidas humanas y mejorar la planificación territorial, aportando además a la preparación frente a los escenarios de variabilidad y cambio climático que afectan a la región.

6.2 Recomendaciones

Se sugiere que en futuros estudios se ejecuten levantamientos topográficos y batimétricos con mayor densidad de puntos y tecnología de vanguardia, lo que permitirá mejorar la representación del terreno y mejorar los modelos hidrológicos e hidráulicos. Una cartografía más detallada de los cauces y sus alrededores brindaría mayor realismo al momento de proyectar obras complementarias y reduciría los márgenes de error en las simulaciones de crecidas.

Es conveniente extender el análisis hidrológico hacia la zona sur de Chone, donde ya existen obras de regulación, con el fin de establecer comparaciones entre la respuesta de las diferentes subcuencas. Este contraste facilitaría la priorización de intervenciones en los tramos más críticos y proporcionaría criterios técnicos para evaluar la efectividad conjunta de los bypass norte y sur en la reducción del riesgo de inundaciones.

Desde el ámbito ambiental, se recomienda integrar medidas de forestación en los taludes y zonas de descarga del bypass. La implementación de coberturas vegetales nativas no solo reduciría procesos de erosión y socavación, sino que también aportaría a la restauración ecológica del entorno ribereño. Estas acciones deben ir acompañadas de un plan de monitoreo ambiental que evalúe de manera periódica la calidad del agua y el impacto de la obra sobre los ecosistemas locales.

Se sugiere desarrollar campañas de educación y sensibilización comunitaria permanente sobre el manejo de residuos y la importancia de mantener limpios los cauces y sumideros urbanos. La experiencia demuestra que la acumulación de desechos sólidos en riberas y canales limita la capacidad de evacuación, agravando los efectos de las inundaciones. La participación ciudadana constituye un complemento indispensable a las medidas estructurales para lograr una gestión integral del riesgo.

En relación con el diseño estructural, se recomienda evaluar alternativas de materiales sostenibles y técnicas constructivas que reduzcan la huella ambiental de la obra. El uso de aditivos ecológicos o la incorporación de materiales reciclados en elementos no estructurales podría representar una contribución adicional a la economía circular y a la eficiencia en los recursos empleados.

Finalmente, es necesario establecer un programa de seguimiento y mantenimiento periódico del bypass una vez en operación. Este debe incluir inspecciones rutinarias de taludes, control de sedimentación, limpieza de vegetación invasiva y verificación del comportamiento estructural del puente. La sostenibilidad de la solución planteada dependerá en gran medida de una gestión continua que asegure la funcionalidad de la infraestructura en el largo plazo.

7. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition*. AASHTO.
- Ackers, P., & White, W. (1993). Sediment Transport in open channels: Ackers and White update. Technical Note. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 101(4), 247–249.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1680/iwtme.1993.25490>
- Agency, E. E. (2009). *Water resources across Europe — confronting water scarcity and drought: Vol. 2/2009* (EEA Report). Office for Official Publications of the European Communities. <https://www.eea.europa.eu/publications/water-resources-across-europe>
- Akan, A. O. (2006). *Open channel hydraulics*. Elsevier/BH, ISBN: 9780750668576.
- Almeida, G., & Rodríguez, J. F. (2011). Effects of turbulence on sediment transport: experimental and numerical analysis. *Water Resources Research*, 47, W03515.
<https://doi.org/10.1029/2010WR009112>
- Almeida, R., Santos, R., & Costa, A. (2023). Urban flood management under climate change: Challenges and opportunities. *Journal of Environmental Management*, 335, 117667.
<https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.117667>
- American Association of State Highway, & Officials, T. (2004). *Drainage Manual* (4th ed.). AASHTO.
- Aparicio Jiménez, F. (2015). *Hidrología aplicada*. Alfaomega.
- Aparicio Mijares, F. J. (2011). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa, ISBN: 9789681830144.
- Aravena, R. (2009). *Obras hidráulicas urbanas: Experiencias en América Latina*. CEPAL.
- Ariza, F., & López, J. (2016). *Topografía aplicada al movimiento de tierras*. Editorial Académica Española.
- Asquith, W. H., & Roussel, M. C. (2007). *Estimation of flood frequency and magnitude in rural basins*. U.S. Geological Survey.

Autodesk. (2023). *Autodesk Civil 3D 2023 Help: Material Volume Table and Cross Section Analysis*. <https://help.autodesk.com/view/CIV3D/2023/ENU>

Bakhmetev, B. A. (1965). *Hydraulics of Open Channels*. McGraw-Hill.

Bank, W. (2023). *Rural road infrastructure design under climate change*. World Bank.

Bendix, J. (2000). Precipitation dynamics in Ecuador and northern Peru during El Niño 1997/98. *Geographica Helvetica*, 55(1), 13–24. <https://doi.org/10.5194/gh-55-13-2000>

Blodgett, J. C., & McConaughty, C. E. (1986). Rock riprap design for protection of stream channels near highway structures. In *Water-Resources Investigation Report* (pp. 86–4128). US Geological Survey, Sacramento, California, USA.

Bonilla, C., Johnson, O., & Parsons, J. E. (2016). Hydrological modeling in low relief coastal watersheds: Challenges and opportunities. *Hydrology Research*, 47(4), 631–643. <https://doi.org/10.2166/nh.2015.018>

Breusers, H. N. C., & Raudkivi, A. J. (2006). *Scouring, Hydraulic Structures Design Manual No.2*. International Association of Hydraulic Research, Taylor & Francis, ISBN: 9061919835.

Cai, W., Santoso, A., Wang, G., Yeh, S. W., An, S. I., Cobb, K. M., & Wu, L. (2020). Changing El Niño–Southern Oscillation in a warming climate. *Nature Reviews Earth & Environment*, 1(3), 142–161. <https://doi.org/10.1038/s43017-020-0049-7>

Céleri, R., Ballari, D., Campozano, L., & Bendix, J. (2014). Tropical Pacific SST influences on spatio-temporal patterns of precipitation in Ecuador. *Proceedings of the III International Conference on ENSO*.

Celleri, R., Buytaert, W., Paredes, J., Molina, A., & Feyen, J. (2017). Understanding hydrological processes in Andean ecosystems: Progress and challenges. *Water Resources Research*, 53(6), 4549–4566. <https://doi.org/10.1002/2016WR020398>

- Celleri, R., Willems, P., Buytaert, W., & Feyen, J. (2010). Space–time rainfall variability in the Paute basin, Ecuadorian Andes. *Hydrology and Earth System Sciences*, 14(8), 1321–1331. <https://doi.org/10.5194/hess-14-1321-2010>
- Chitale, S. V. (1988). *River Behaviour, Management and Training*. Central Board of Irrigation and Power.
- Chone, G. A. D. (GAD) M. de. (2021). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) del cantón Chone*. GAD Chone.
- Chone, G. A. D. (GAD) M. de. (2023). *Informe ambiental del cantón Chone*. GAD Chone.
- Chone, G. A. D. (2021). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT) Chone*. Gobierno Autónomo Descentralizado Chone.
- Chone, G. A. D. (2023a). *Plan de gestión de riesgos hídricos en comunidades rurales*. Gobierno Autónomo Descentralizado Chone.
- Chone, G. A. D. (2023b). *Plan de gestión de riesgos hídricos en comunidades rurales*. Gobierno Autónomo Descentralizado Chone.
- Chone, G. A. D. (2023c). *Plan de gestión de riesgos hídricos en comunidades rurales*. Gobierno Autónomo Descentralizado Chone.
- Chone, G. A. D. M. del C. (2015). *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Chone (PDOT)*. GAD Chone.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hydrology*. McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (2010). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill.
- CIRIA, CUR, & CETMEF. (2007). *The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)*. CIRIA.
- Climsystems Ltd. (2014). *Guidelines for Return Periods*. Climsystems Ltd. <https://help.climsystems.com/docs/simclim-ar6/GuidelinesforReturnPeriods.html>

- Conesa Fernández-Vítora, V. (2010). *Guía metodológica para la evaluación del impacto ambiental* (4th ed.). Mundi-Prensa.
- Cormier, N. (2008). *Túnel aliviador del Maldonado: Una solución hidráulica para Buenos Aires*. Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires, Secretaría de Obras Públicas.
- Cowan, W. L. (1956). *Estimating hydraulic roughness coefficients*. Agricultural Research Service, U.S. Dept. of Agriculture.
- Dey, S., & Raikar, R. V. (2007). Clear-water scour at piers in sand beds with an armor layer of gravels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 133(6), 703–711.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2007\)133:6\(703\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:6(703))
- Dingman, S. L. (2015). *Physical Hydrology* (3rd edition, Ed.). Waveland Press.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil Strength and Slope Stability*. John Wiley & Sons.
- Eagleson, P. S. (1970). *Dynamic hydrology*. McGraw-Hill.
- Ecuador, M. de T. y O. P. del. (2003). *Normas de Diseño Geométrico de Carreteras*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
- Ecuador, M. de T. y O. P. del. (2013). *Norma Ecuatoriana Vial – NEVI, Volumen 3: Hidrología e Hidráulica*. MTOP.
- Ecuador, M. del A. del. (2015). *Guía metodológica para la elaboración de estudios de impacto ambiental y planes de manejo ambiental*. MAE.
- Escarameia, M. (1998). *River and Channel Revetments: A Design Manual*. Thomas Telford.
<https://doi.org/10.1680/rcraadm.25955>
- Espinoza, J. C., & al., et. (2018). Hydroclimate of the Andes and Amazon basin in a changing climate. *Frontiers in Earth Science*, 6, 26. <https://doi.org/10.3389/feart.2018.00026>
- (FAO), F. and A. O. of the U. N. (2010). *Guía para la descripción de suelos*. FAO.
- FHWA. (2005). *Hydraulic Design Series No. 5 (HDS-5)*. U.S. Department of Transportation.

FHWA. (2012). Evaluating Scour at Bridges. In *HEC-18, FHWA-HIF-12-003* (p. 340). U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Eds. (Ameson, L.A.; Zevenbergen, L.W; Lagasse, P.F.; Clopper, P.E.

(FHWA), F. H. A. (2005a). *Hydraulic Design Series No. 5 (HDS-5): Hydraulic Design of Highway Culverts*. U.S. Department of Transportation, FHWA.

(FHWA), F. H. A. (2005b). *Hydraulic Design Series No. 5: Hydraulic Design of Highway Culverts (3rd ed.)*. U.S. Department of Transportation.

Froehlich, D. C. (1988). Analysis of Onsite Measurements of Scour at Piers. *Proceedings of the National Conference on Hydraulic Engineering*, 534–539.

García, M. (2008). *Sedimentation engineering: processes, measurements, modeling, and practice*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110, ISBN:0784408149.

Garde, R. J., & Ranga Raju, K. G. (1985). *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*. Wiley Eastern Limited.

Goodell, C. (2014). *Breaking the HEC-RAS code*. h2ls.

Guevara, E., Cortés, J., & Zambrano, M. (2018). Caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas como herramienta para la gestión integrada del recurso hídrico. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 18(34), 111–127.

<https://doi.org/10.22395/rium.v18n34a8>

Gupta, H., & Martínez, G. (2020). Flood risk management in Latin America. *Journal of Flood Risk Management*, 13(2), 456–470. <https://doi.org/10.1111/jfr3.12654>

Gupta, R. S. (1995). *Hydrology and Hydraulic Systems*. Waveland Press.

Gupta, V. K., & Waymire, E. (1990). A statistical analysis of extreme rainfall. *Water Resources Research*, 26(4), 897–912.

- Hawkins, R. H. (1993). Asymptotic determination of runoff curve numbers from data. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 119(2), 334–345.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(1993\)119:2\(334\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(1993)119:2(334))
- Henderson, F. M. (1966). *Open Channel Flow*. Macmillan.
- Hengl, T., & al., et. (2017). *SoilGrids250m: Global gridded soil information*. PLOS ONE.
- Hernández, J., & Pardo, M. (2019). *Curve number method in tropical basins*. Revista Ingeniería Hidráulica en México.
- Hershfield, D. M. (1961). Rainfall frequency atlas of the United States. *Technical Paper No. 40*, Weather Bureau.
- Hurd, M. K. (2010). *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press.
- INAMHI. (2019a). *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para Ecuador*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INAMHI. (2019b). *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para Ecuador*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INAMHI. (2021). *Boletín climático anual 2021*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INAMHI. (2023). *Atlas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) del Ecuador*. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- INEC. (2022). *Censo poblacional de Chone 2022*. Instituto Nacional de Estadística y Censos.
- (INEC), I. N. de E. y C. (2022). *Encuesta de Superficie y Producción Agropecuaria Continua (ESPAC) 2022*. INEC. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/encuesta-de-superficie-y-produccion-agropecuaria-continua-espac/>
- International Organization for Standardization (ISO). (2011). *ISO 772:2011 Hydrometry — Vocabulary and symbols*. ISO. <https://www.iso.org/standard/41035.html>

- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (1975). *Mecánica de Suelos, tomo 3 : flujo de agua en suelos*. Limusa.
- Knight, D. W., Demetriou, J. D., & Hamed, M. E. (1984). Boundary shear in smooth rectangular channels. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 110(4), 405–422.
- Kothyari, U. C., Garde, R. J., & Ranga Raju, K. G. (1992). Temporal variation of scour around circular bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(8), 1091–1106.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1992\)118:8\(1091\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1992)118:8(1091))
- Kottegoda, N. T., & Rosso, R. (2003). *Statistics, Probability, and Reliability for Civil and Environmental Engineers*. McGraw-Hill.
- Lagasse, P. F., Clopeer, P. E., Zevenbergen, L. W., & Ruff, J. F. (2006). *NCHRAP Report 568: Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control* (p. 226). National Cooperative Highway Research Program, Transport Research Board.
- Leopold, L. B., Clarke, F. E., Hanshaw, B. B., & Balsley, J. R. (1971). *A Procedure for Evaluating Environmental Impact*. U.S. Geological Survey.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. H. (1982). *Hydrology for engineers*. McGraw-Hill.
- MAATE. (2020). *Informe del estado del ambiente en Ecuador*. Ministerio de Ambiente, Agua y Transición Ecológica.
- (MAG), M. de A. y G. (2021a). *Anuario estadístico agropecuario del Ecuador 2021*. MAG.
<https://www.agricultura.gob.ec/>
- (MAG), M. de A. y G. (2021b). *Clasificación de suelos del Ecuador y grupos hidrológicos*. MAG.
- Maidment, D. R. (1993). *Handbook of hydrology*. McGraw-Hill.
- Maza Álvarez, J., & Lara Zaragoza, S. (2014). *Hidráulica Fluvial*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- McCuen, R. H. (1982). *A guide to hydrologic analysis using SCS methods*. Prentice-Hall.
- Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2000). *Bridge Scour*. Water Resources Publications.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)*. MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2023). *Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro Sísmico, Parte 1 (NEC-SE-DS)*. MIDUVI.
- Mockus, V. (1957). *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology*. USDA Soil Conservation Service.
- Montes, C., & Gómez, R. (2018). *IDF curves adjustment under tropical rainfall*. Hydrological Sciences Journal.
- Mora, A., & González, J. (2018). Modelación hidráulica aplicada al diseño de obras de drenaje en infraestructura vial. *Revista Ingeniería y Región*, 16(2), 45–58.
<https://doi.org/10.25054/22161325.1684>
- Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel, R. D., & Veith, T. L. (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the ASABE*, 50(3), 885–900.
<https://doi.org/10.13031/2013.23153>
- (MTOP), M. de T. y O. P. (2012). *Manual de Carreteras: Obras Hidráulicas*. MTOP.
- (MTOP), M. de T. y O. P. (2013). *Normas Ecuatorianas de Vialidad (NEVI), Volumen 3*. MTOP.
- Mutunga, K., & Mbuvi, J. (2011). *Soil and water conservation manual for Kenya*. SWC.
- Norman, S. A., & al., et. (2001). Two-dimensional modeling of floodplains. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(11), 959–967. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2001\)127:11\(959\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:11(959))

- Novotny, V. (2003). *Water Quality: Diffuse Pollution and Watershed Management*. Wiley.
- Organization, W. M. (2008). *Guide to Hydrological Practices* (6th edition, Ed.; Issue WMO-No. 168). World Meteorological Organization.
- https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=5544
- Ortiz-Moya, F. (2015). Multipurpose dam operation in Ecuador: La Esperanza. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(3). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WR.1943-5452.0000469](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000469)
- Parker, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 28(4), 417–436. <https://doi.org/10.1080/00221689009499058>
- Peña, A., & Patiño, J. (2019). Calibración de modelos hidrológicos con indicadores de desempeño. *Revista Colombiana de Ingeniería*, 29, 35–48.
- Pilgrim, D. H., & Cordery, I. (1993). *Flood Hydrology*. Wiley.
- Ponce, V. M., & Yevjevich, V. (1978). Muskingum-Cunge method with variable parameters. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 104(HY12), 1663–1667.
- Portilla, J. (2018). *Hidrología aplicada a cuencas ecuatorianas*. Escuela Politécnica Nacional.
- Ramírez, J. E., & Mejía, A. M. (2011). *Hidráulica de canales*. Universidad Nacional de Colombia.
- Ramsar Convention Secretariat. (2013). *The Ramsar Convention Manual: A guide to the Convention on Wetlands (Ramsar, Iran, 1971)* (6th ed., Ed.). Ramsar Convention Secretariat.
- Raudkivi, A. J. (1990a). *Loose Boundary Hydraulics* (3rd ed.). Pergamon Press.
- Raudkivi, A. J. (1990b). *Loose Boundary Hydraulics* (3rd ed.). Pergamon Press.
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (2001). *Evaluating Scour at Bridges* (4th ed.). Federal Highway Administration (FHWA).

Riesgos, S. N. de G. de. (2023). *Informe Anual de Gestión*. Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos del Ecuador. <https://www.gestionriesgos.gob.ec>

Ritter, W. F. (1967). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill.

Ross, J., Brown, C., & Jones, D. (2018). Advances in hydrological modelling under climate variability. *Hydrological Processes*, 32(12), 1751–1764. <https://doi.org/10.1002/hyp.11500>

S, S. C., & 1972. (n.d.). *Soil Conservation Service, USDA*. Washington, D.C.

Schwab, G. O., Fangmeier, D. D., Elliot, W. J., & Frevert, R. K. (1993). *Soil and Water Conservation Engineering*. Wiley.

Secretariat, R. C. (2000). *The Ramsar Convention Manual*. Ramsar.

(SENAGUA), S. N. del A. (2014). *Directrices técnicas para cálculo de caudales de diseño, determinación de secciones y estabilidad de estructuras*. SENAGUA.

(Senagua), S. N. del A. (2016). *Informe de gestión y planificación hídrica: Represa Río Grande*. Senagua.

SENPLADES. (2020). *Plan Nacional de Desarrollo*. SENPLADES.

Service, U. N. R. C. (2004). *National Engineering Handbook, Part 630: Hydrology (Chapter 9 – Hydrologic Soil-Cover Complexes)*. U.S. Department of Agriculture. <https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-08/NEH630ch9.pdf>

Service, U. S. C. (1972). *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology*. U.S. Department of Agriculture.

Takahashi, K., & Martínez, A. (2018). The very strong coastal El Niño in 2015–2016 and its societal impacts in northern Peru. *Climate Dynamics*, 52, 1461–1476. <https://doi.org/10.1007/s00382-018-4228-6>

Taly, N. (1998). *Design of Modern Highway Bridges*. McGraw-Hill.

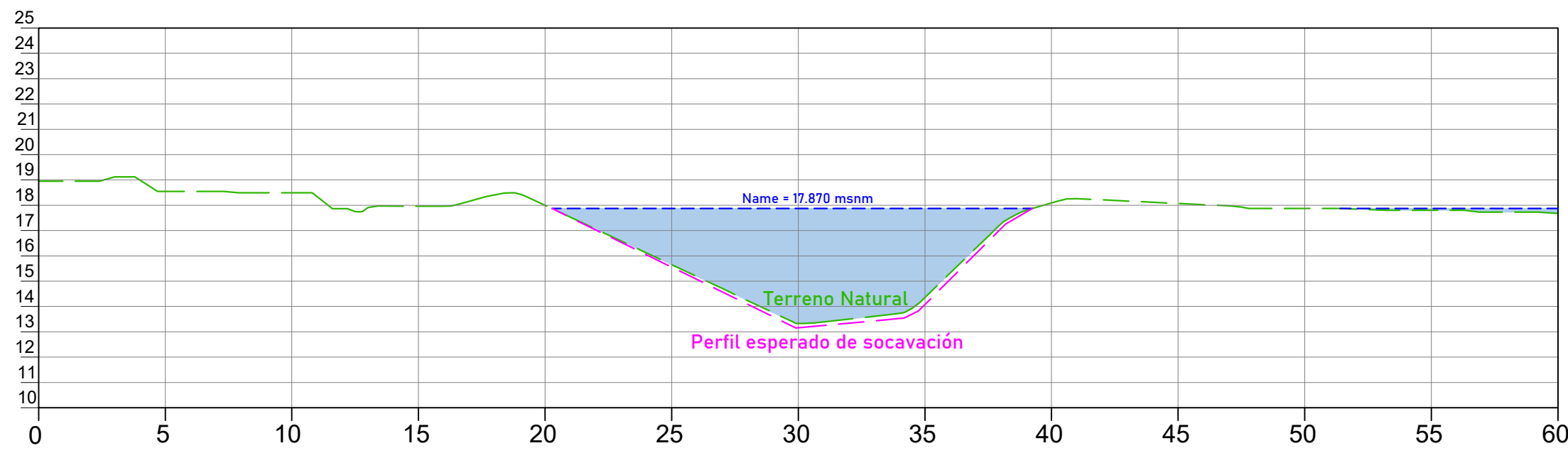
Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons.

- Terzidis, G. A., & Srivastava, A. (2009). A Direct Method for Normal Depth Calculation in Trapezoidal Channels. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 135(1), 74–77. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(2009\)135:1\(74\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2009)135:1(74))
- (UACDC), U. A. & C. D. C. (2010). *The G-Cans Project: Tokyo's Flood Control System*. UACDC Publications.
- U.S. Soil Conservation Service. (1972). *National Engineering Handbook, Section 4: Hydrology*. U.S. Department of Agriculture.
- USACE. (1990). *HEC-HMS Technical Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers.
- USACE. (2016). *HEC-RAS River Analysis System, User's Manual*. U.S. Army Corps of Engineers.
- (USBR), U. S. B. of R. (1987). *Design of Small Canal Structures*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Velásquez-Intriago, D., & al., et. (2023). Sedimentation and storage capacity loss in La Esperanza dam. *Water*, 15, 345. <https://doi.org/10.3390/w15020345>
- Viessmann, W., & Lewis, G. L. (2002). *Introduction to Hydrology* (5th edition, Ed.). TBS.
- Villacís, M. (2001). The influence of ENSO on the hydrology of Ecuador. *Hydrological Sciences Journal*, 46(3), 425–437. <https://doi.org/10.1080/02626660109492838>
- Vogel, R. (2006). *The Metropolitan Area Outer Underground Discharge Channel (G-Cans Project)*, Japan. Ministry of Land, Infrastructure and Transport.
- Wurbs, R. A., & James, W. P. (2002). *Water Resources Engineering*. Prentice Hall.
- Yalin, M. S. (1992). *River Mechanics*. Pergamon Press.
- Zanaga, D., & al., et. (2022). Global high-resolution land cover mapping and its applications. *Remote Sensing*, 14, 177. <https://doi.org/10.3390/rs14010177>

Zhang, Y., & Schaap, M. G. (2019). Estimation of saturated hydraulic conductivity with pedotransfer functions: A review. *Journal of Hydrology*, 575, 1011–1030.

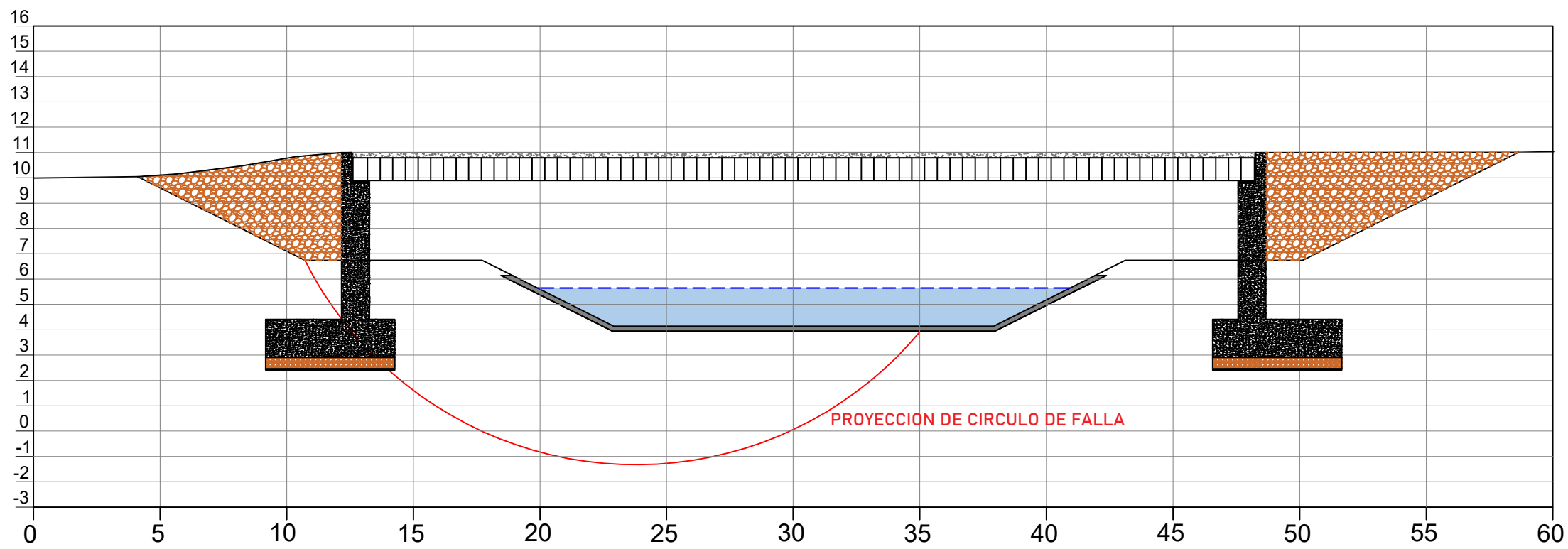
<https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.05.058>

Anexo A: Planos



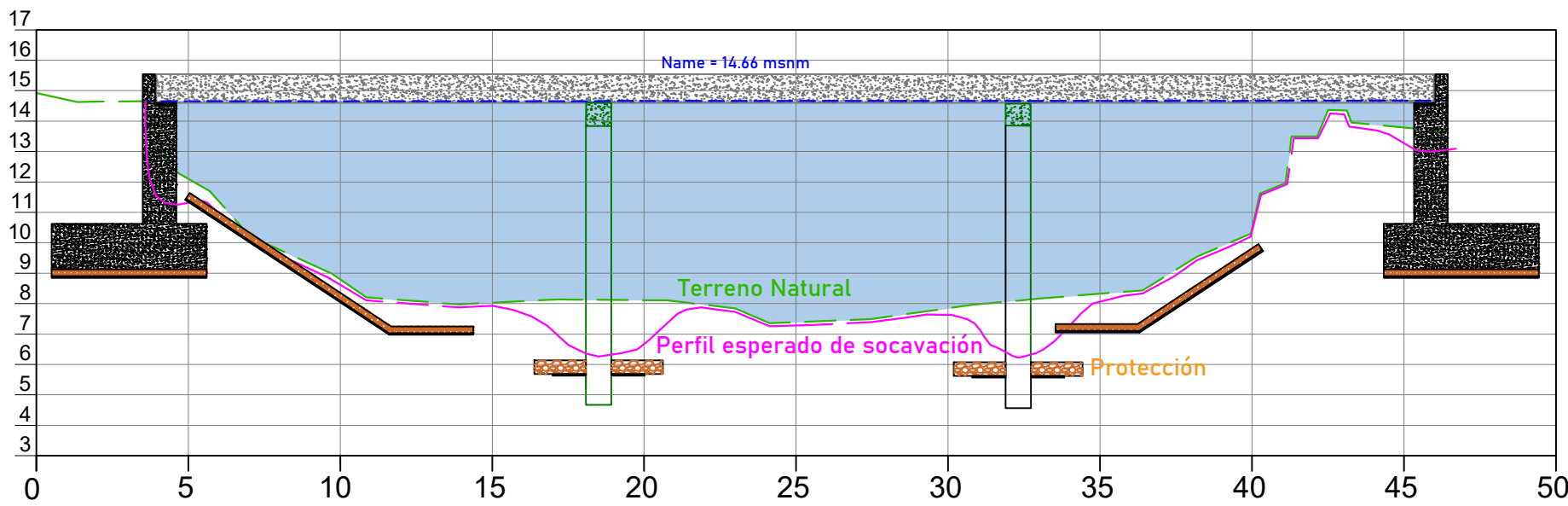
Sección 3+560 - Río Garrapata

Escala 1:200



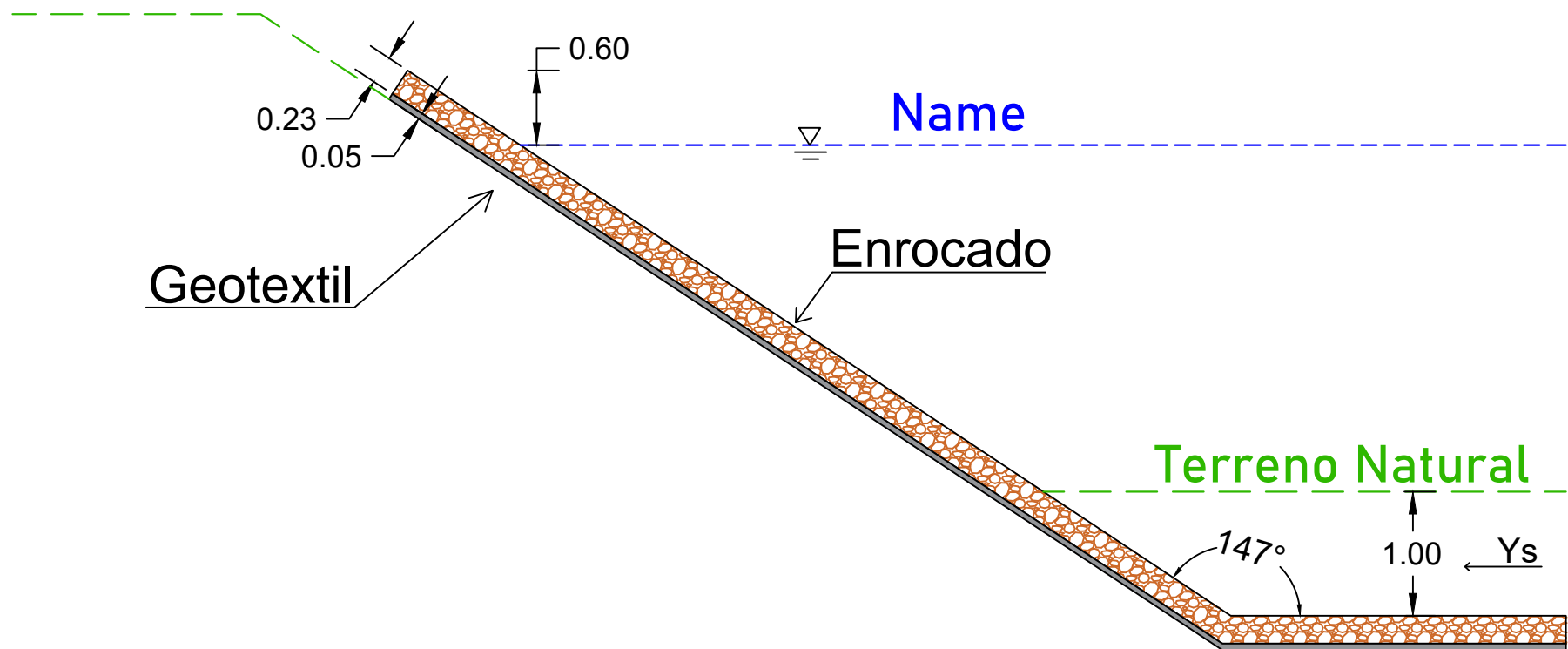
Sección 6+860 - Bypass Norte

Escala 1:200



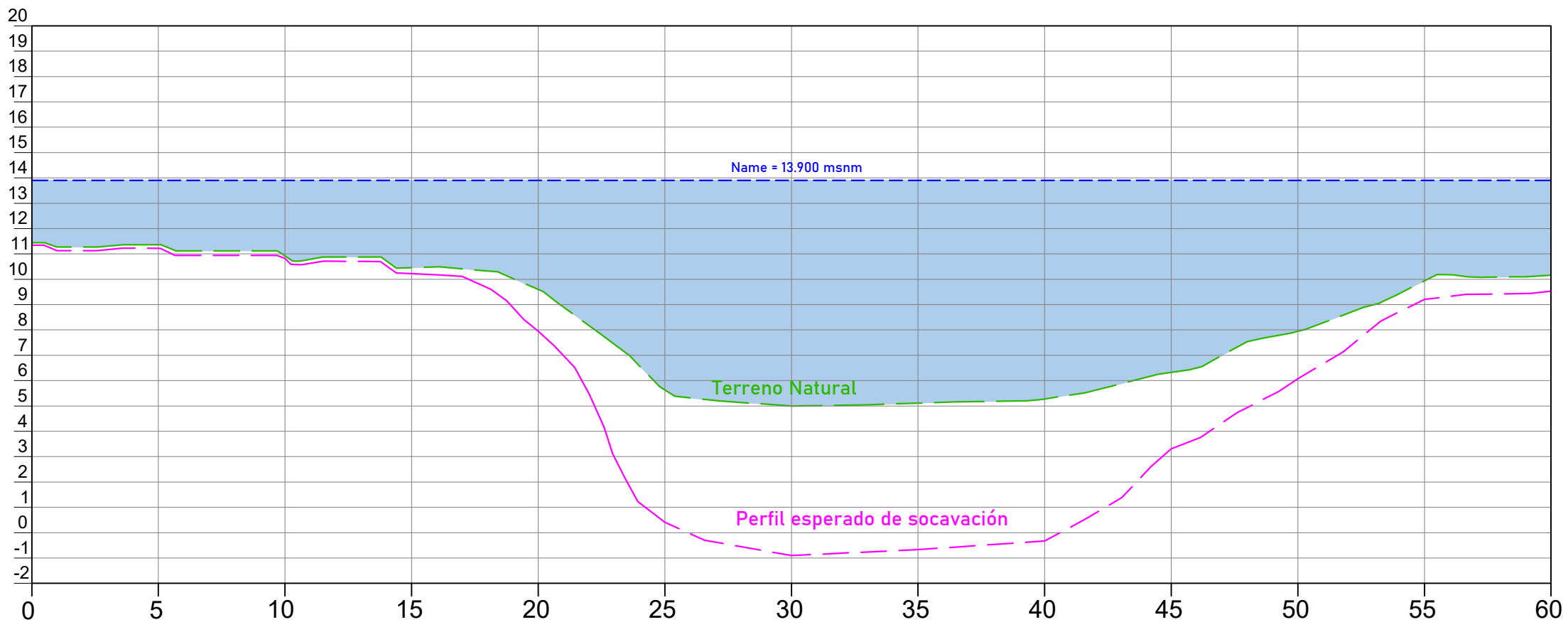
Sección 3+500 - Río Chone (Urbano) - Puente 4

Escala 1:200



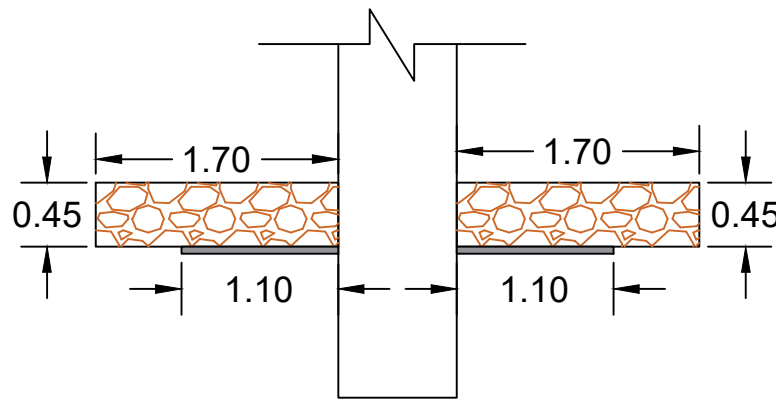
Protección en Margenes

Escala 1:400



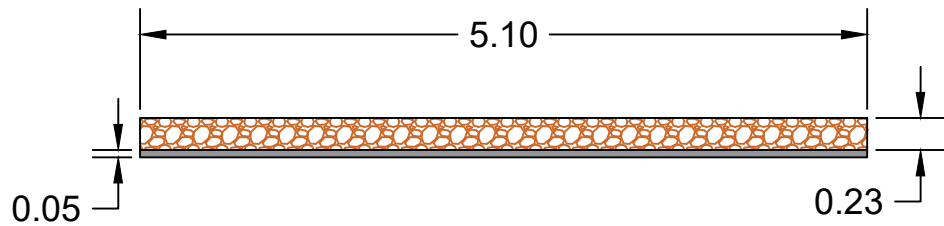
Sección 22+910 - Río Chone (Rural)

Escala 1:200



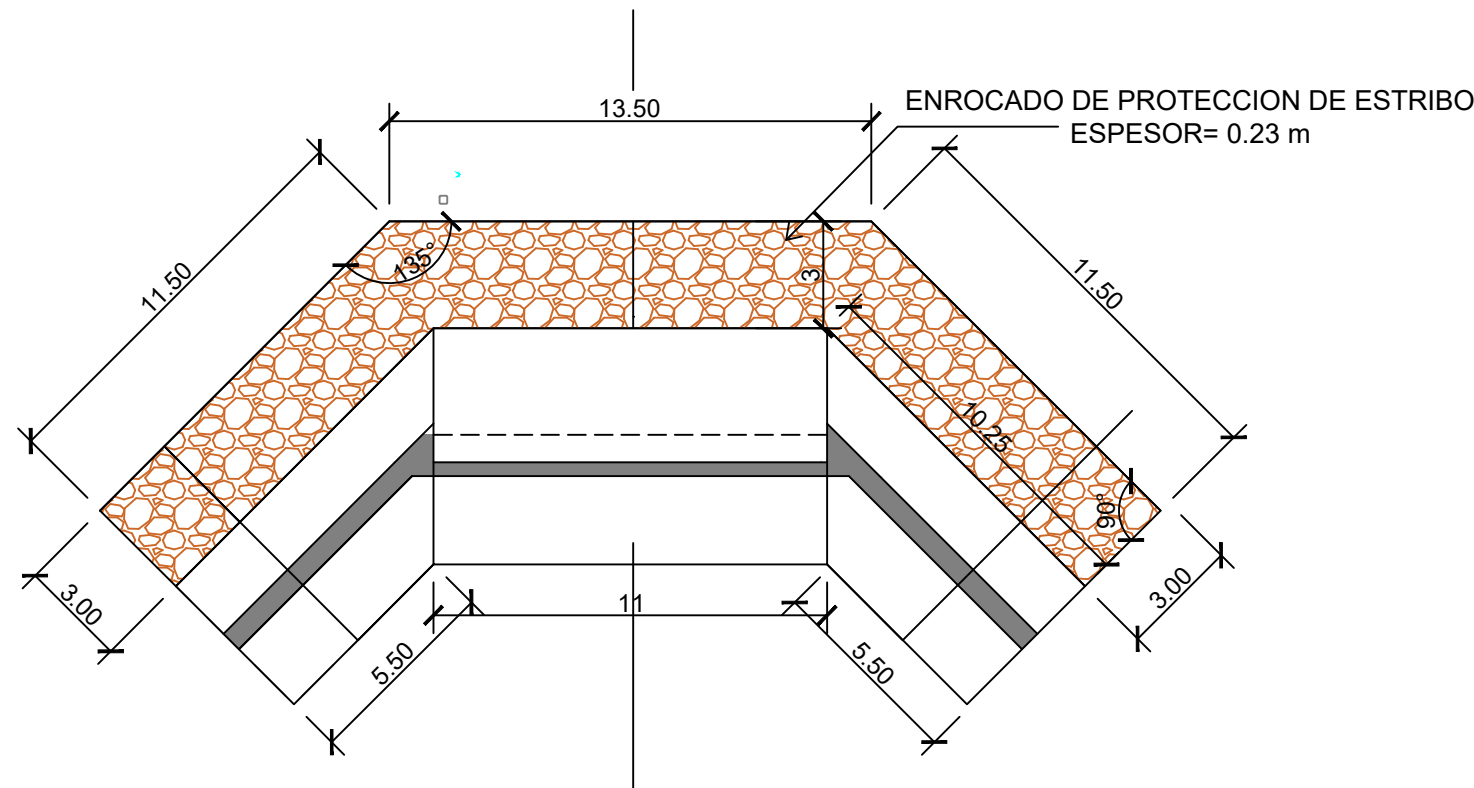
Protección de Pilas

Escala 1:400



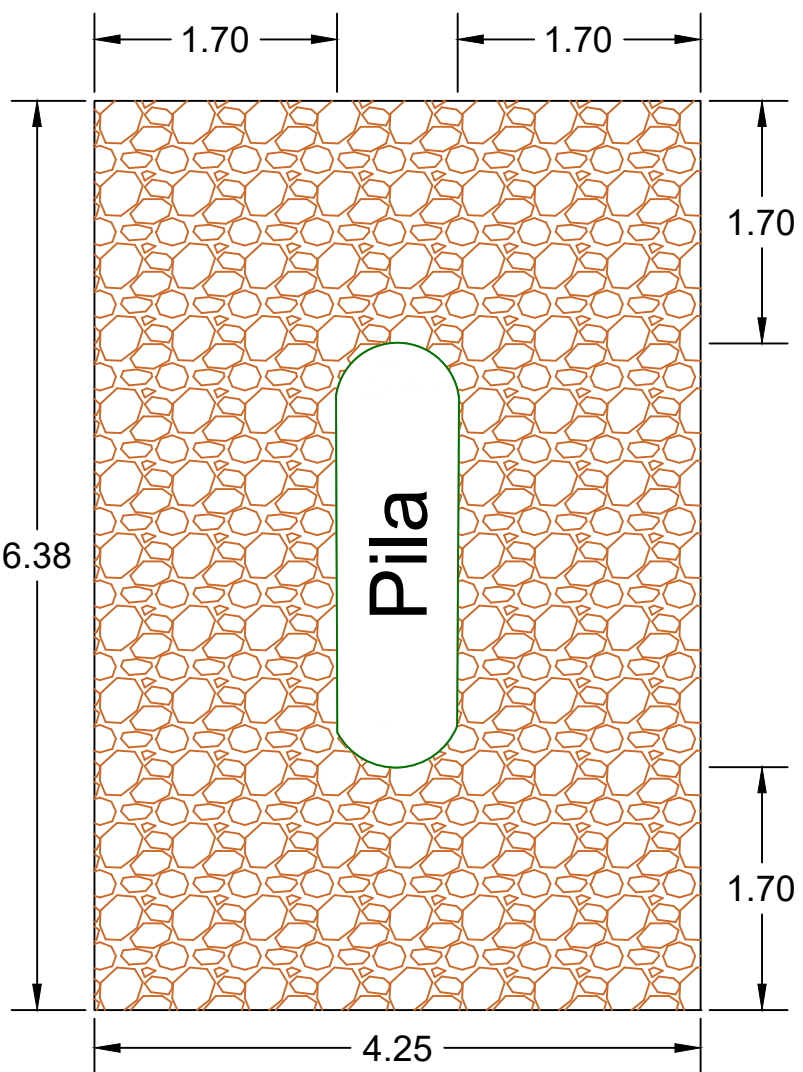
Protección de Estribos

Escala 1:400



Protección de Estribos - Vista en Planta

Escala 1:200

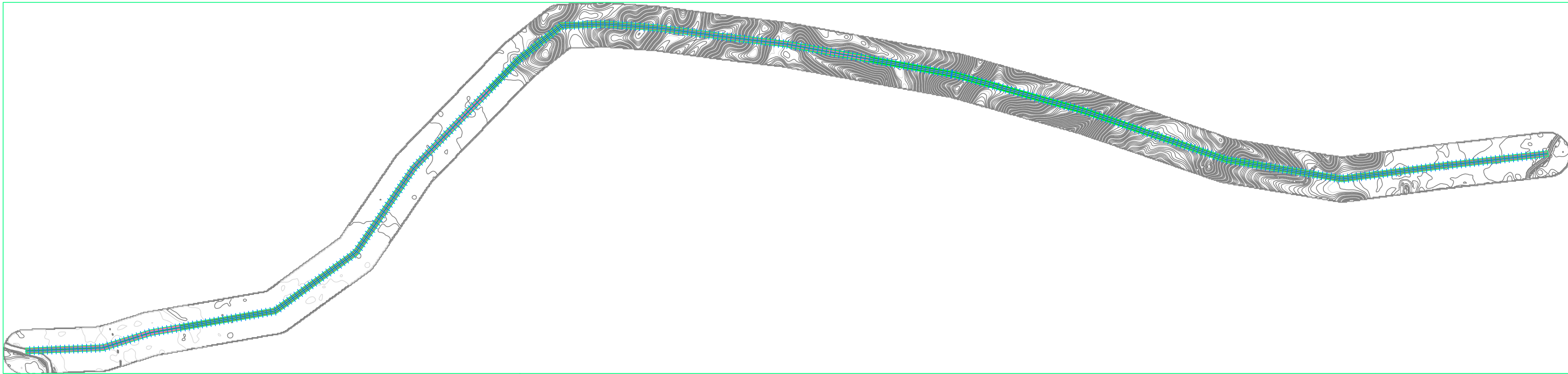


Protección de Pilas - Vista en Planta

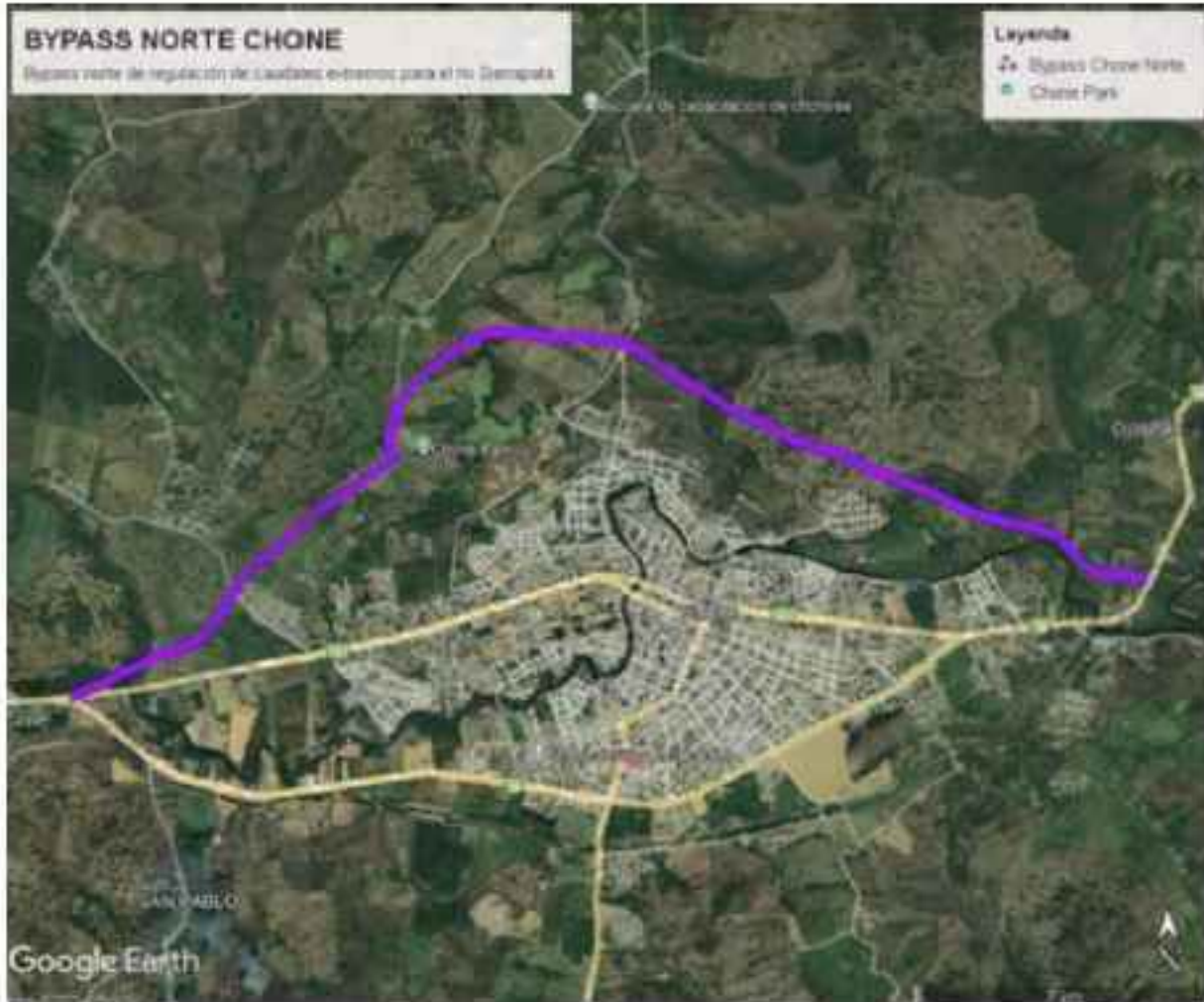
Escala 1:400

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE BYPASS NORTE DE REGULACIÓN DE CAUDALES EXTREMOS DEL RÍO GARRAPATA, CHONE, MANABÍ			
CONTENIDO: SECCIONES HIDRAULICAS - SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN			
Tutor de Materia Integradora: Ph. D. Mijail Arias	Estudiantes: María Cecilia León Paladines Michael Israel Márquez Reyes		Fecha de entrega: AGO/07/2025
Profesor de Materia Integradora: Msc. Ingrid Orta			Lámina: 1/1
		Escala: INDICADAS	

Vista en Planta
Escala 1:125000



UBICACIÓN



ESPECIFICACIONES

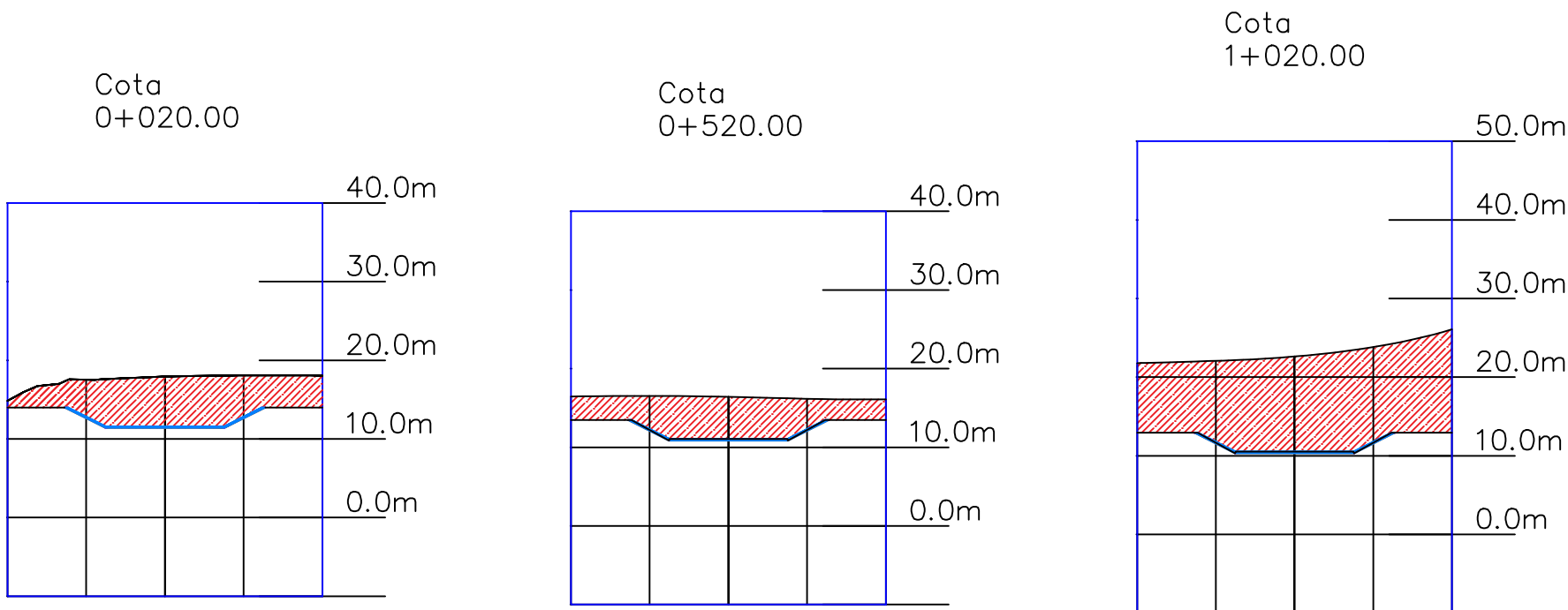
- El perfil longitudinal corresponde al canal trapezoidal con base de 15,00 m, altura de 2,70 m y taludes 2:1 (H:V).
- El corte se realizará en capas, siguiendo las cotas definidas en el diseño hidráulico del bypass.
- El relleno será ejecutado con material tipo III, compactado en capas de 20 cm hasta alcanzar el 95 % del Proctor estándar.
- El volumen de corte y relleno se calculó por secciones transversales cada 20 m.
- Todo el material no apto deberá ser retirado y reemplazado conforme a criterio de la Fiscalización.

OBSERVACIONES

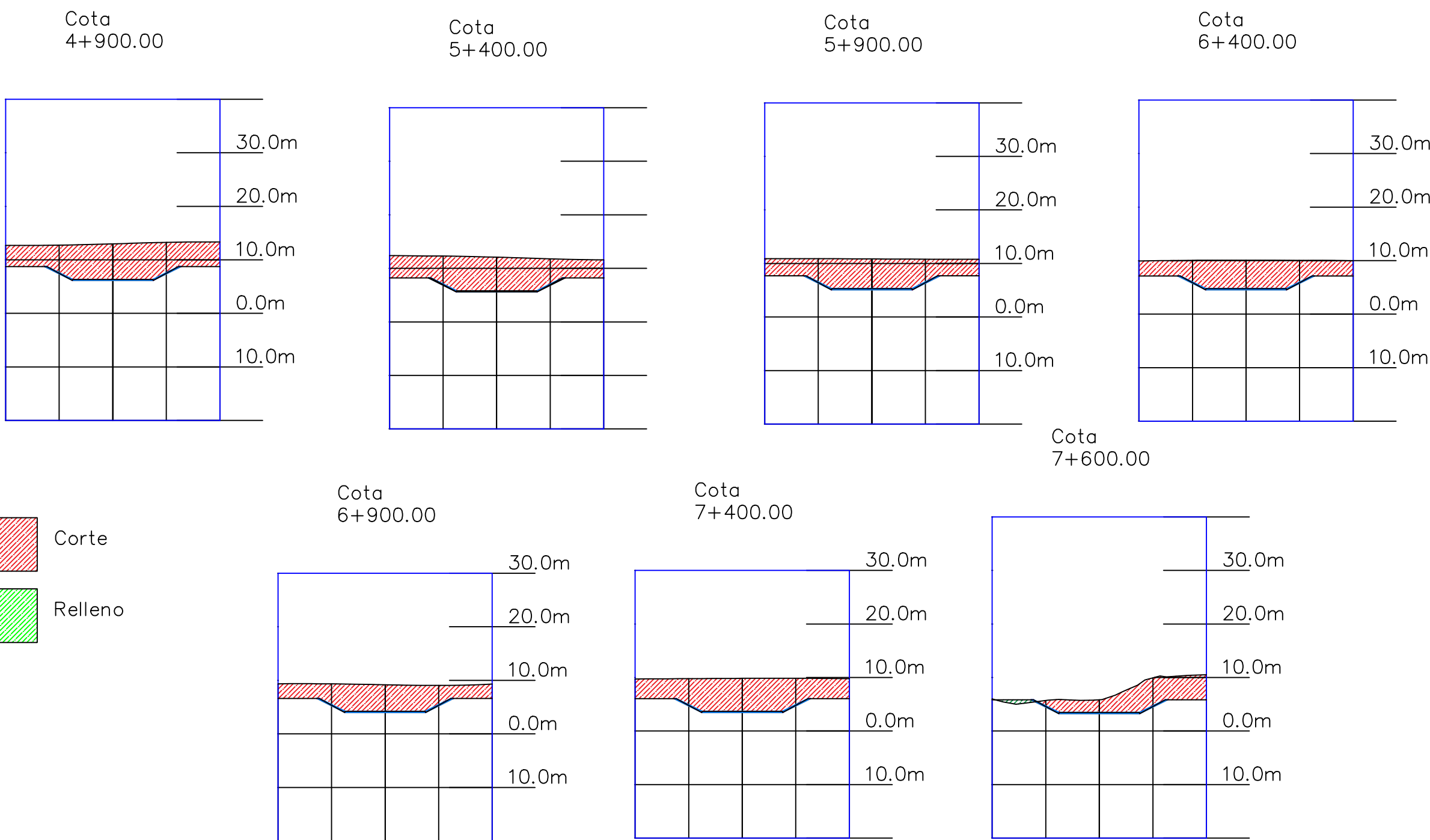
- Los volúmenes están expresados en metros cúbicos, y fueron obtenidos por interpolación entre secciones transversales proyectadas.
- La ejecución de cortes o rellenos fuera del eje del canal debe ser autorizado por la Fiscalización.
- Las cotas del terreno natural se obtuvieron del modelo digital generado a partir del levantamiento topográfico suministrado por el Cliente.
- Las áreas de relleno mayor a 2.0 m deberán tener control de densidad y compactación por ensayo de campo.
- Todos los trabajos deberán ajustarse al diseño aprobado del documento técnico del proyecto.

Secciones de corte/relleno
Escala 1:8000

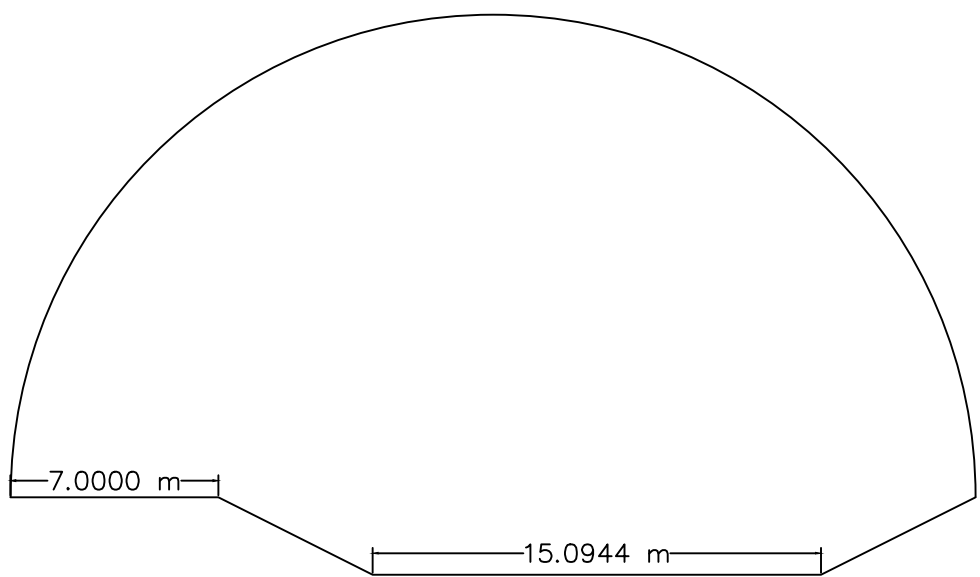
Tramo 1



Tramo 2



Sección Propuesta Túnel
Escala 1:1500

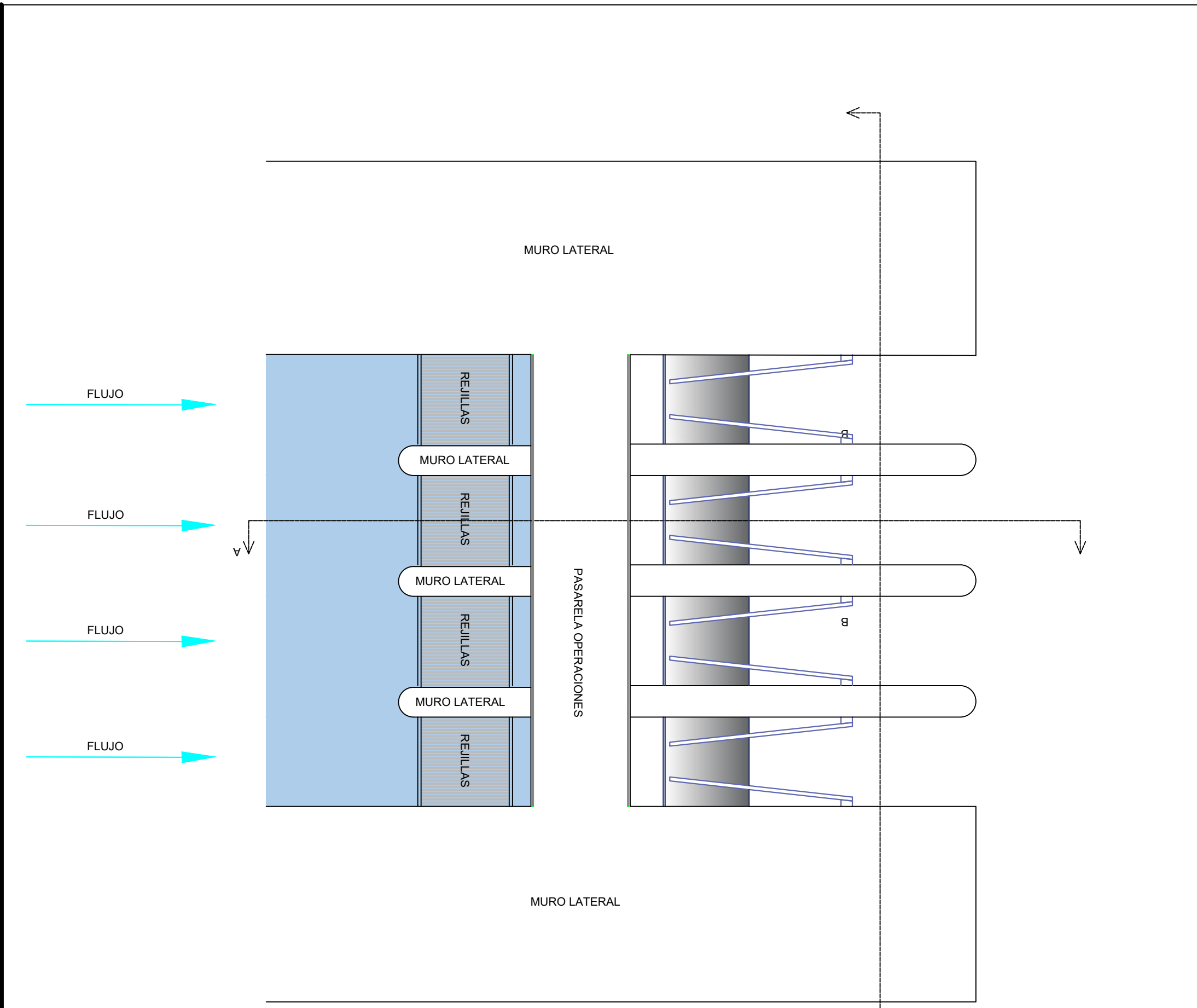


ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

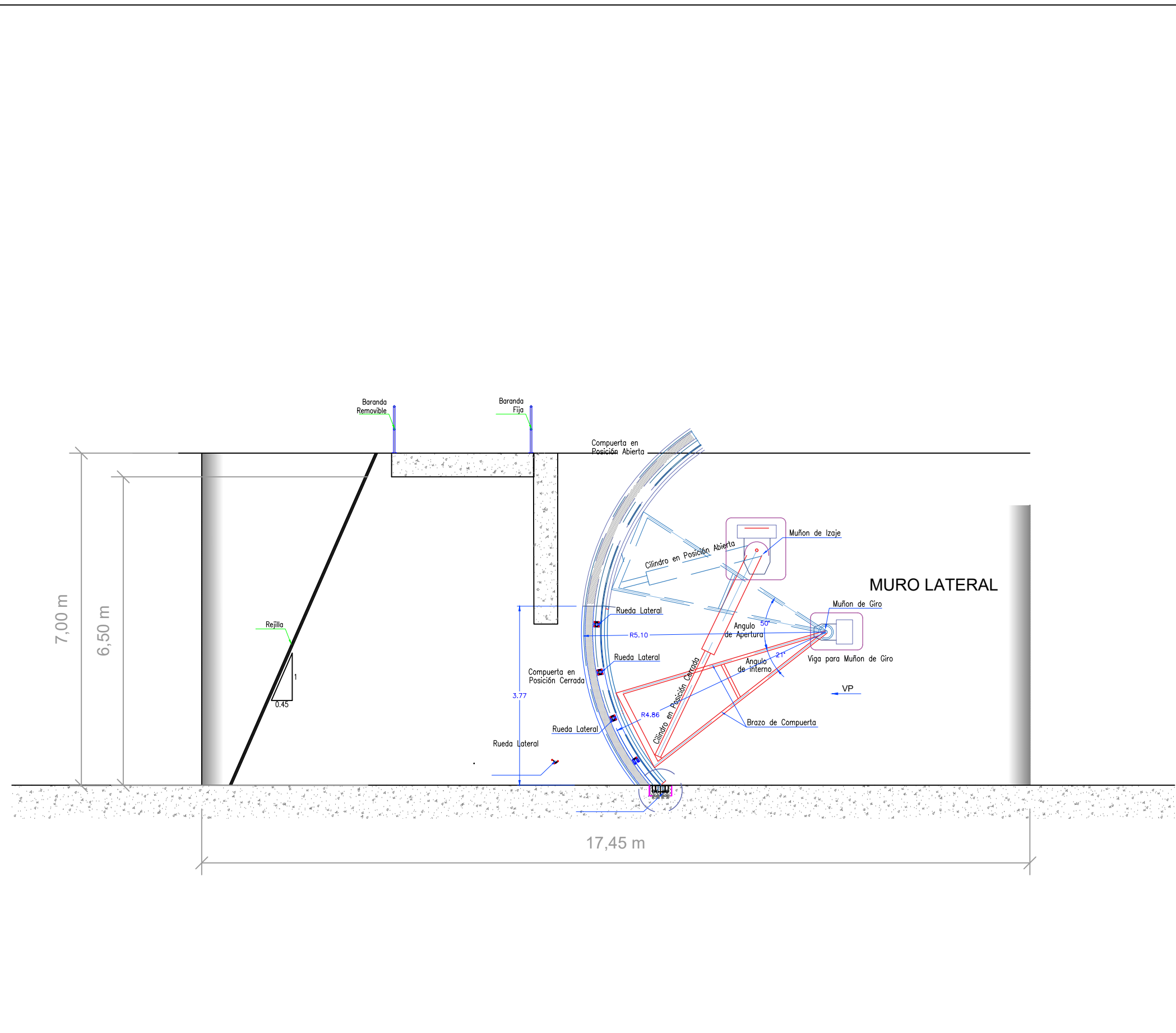
PROYECTO:
DISEÑO DE BYPASS NORTE DE REGULACIÓN DE CAUDALES EXTREMOS DEL RÍO GARRAPATA, CHONE, MANABÍ

CONTENIDO:
PERFIL LONGITUDINAL Y VOLÚMENES DE CORTE/RELLENO

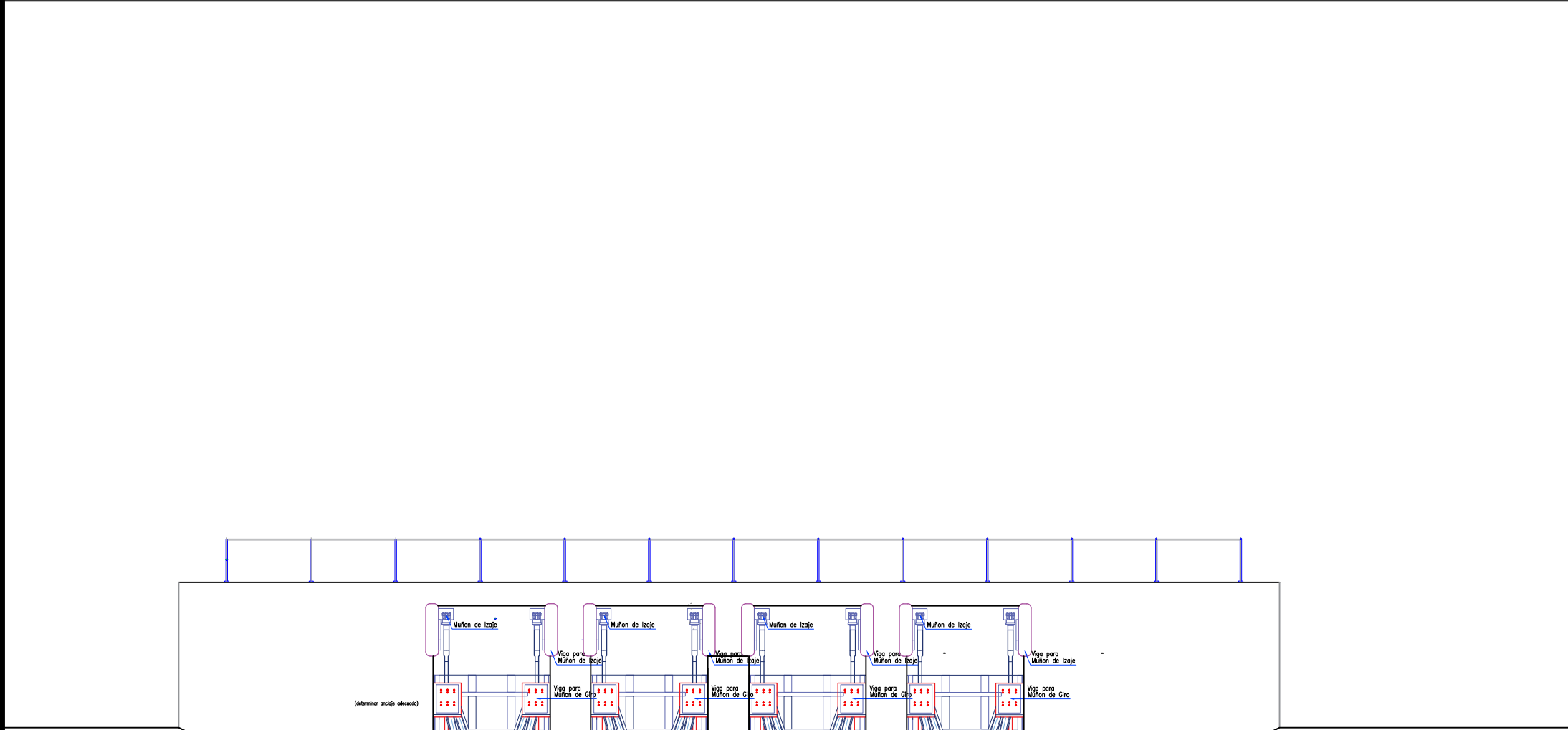
Tutor de Materia Integradora: Ph.D. Mijaíl Arias	Estudiantes: María Cecilia León Paladines Michael Israel Márquez Reyes	Fecha de entrega: AGO/07/2025
Profesor de Materia Integradora: Msc. Ingrid Orta		Lámina: 1/1
		Escala: INDICADAS



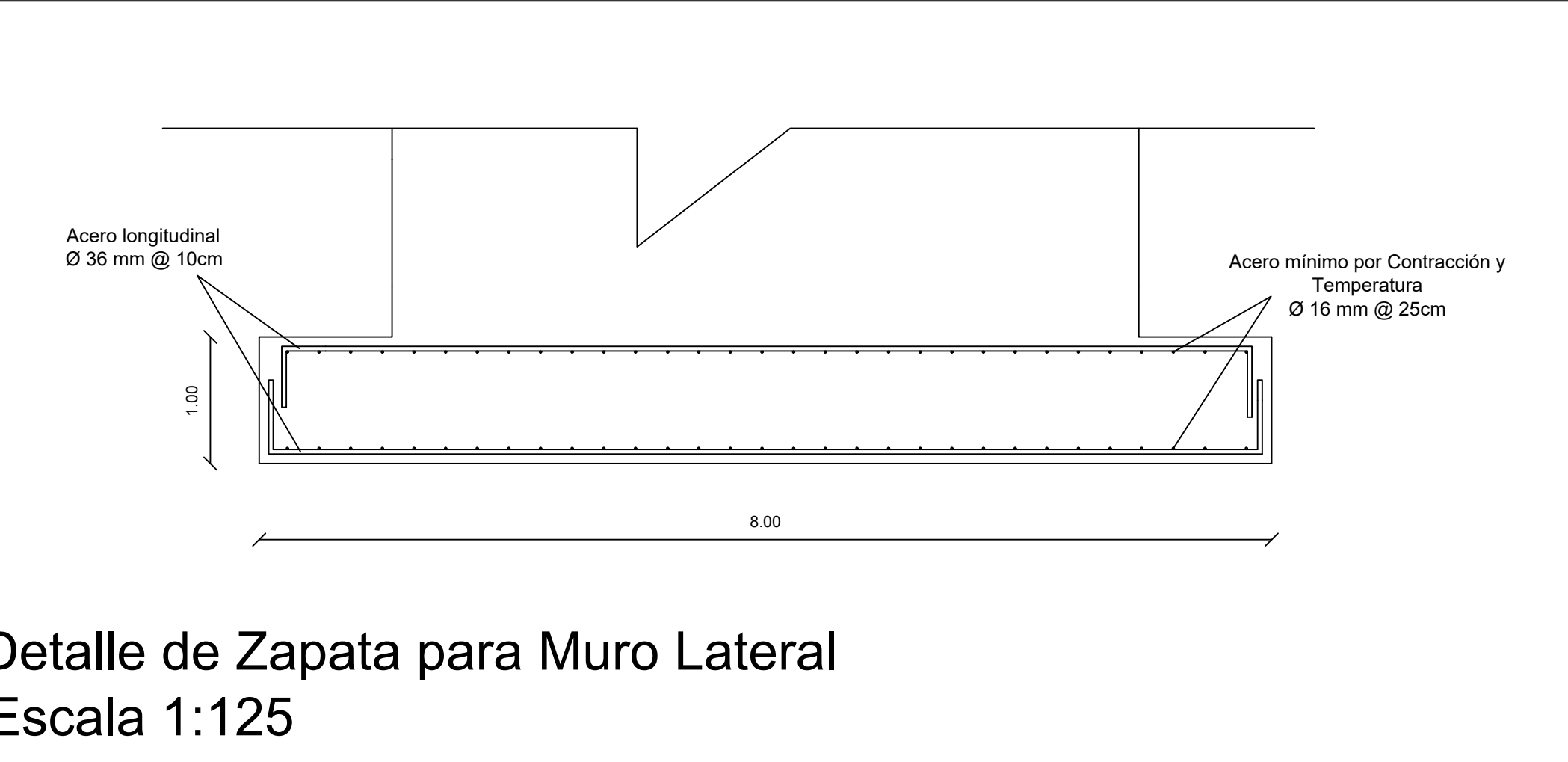
Vista en Planta Sección de Compuertas
Escala 1:350



Corte Lateral de Sección de Compuertas
Escala 1:250



Detalle de Transversal para Muros Laterales de Compuertas
Escala 1:350



Detalle de Zapata para Muro Lateral
Escala 1:125

UBICACIÓN

ESPECIFICACIONES

Materiales

Hormigón de Zapatas: 280 kg/cm²
Acero de refuerzo: 4200 kg/cm²
Peso Específico Hormigón: 2300 kg/m³

Características de Suelo:

Suelo de Arena Limosa SM o ML
Peso Específico del Suelo: 19.5 kN/m³
Ángulo de fricción interna: 30°
Capacidad Portante: 200 kPa

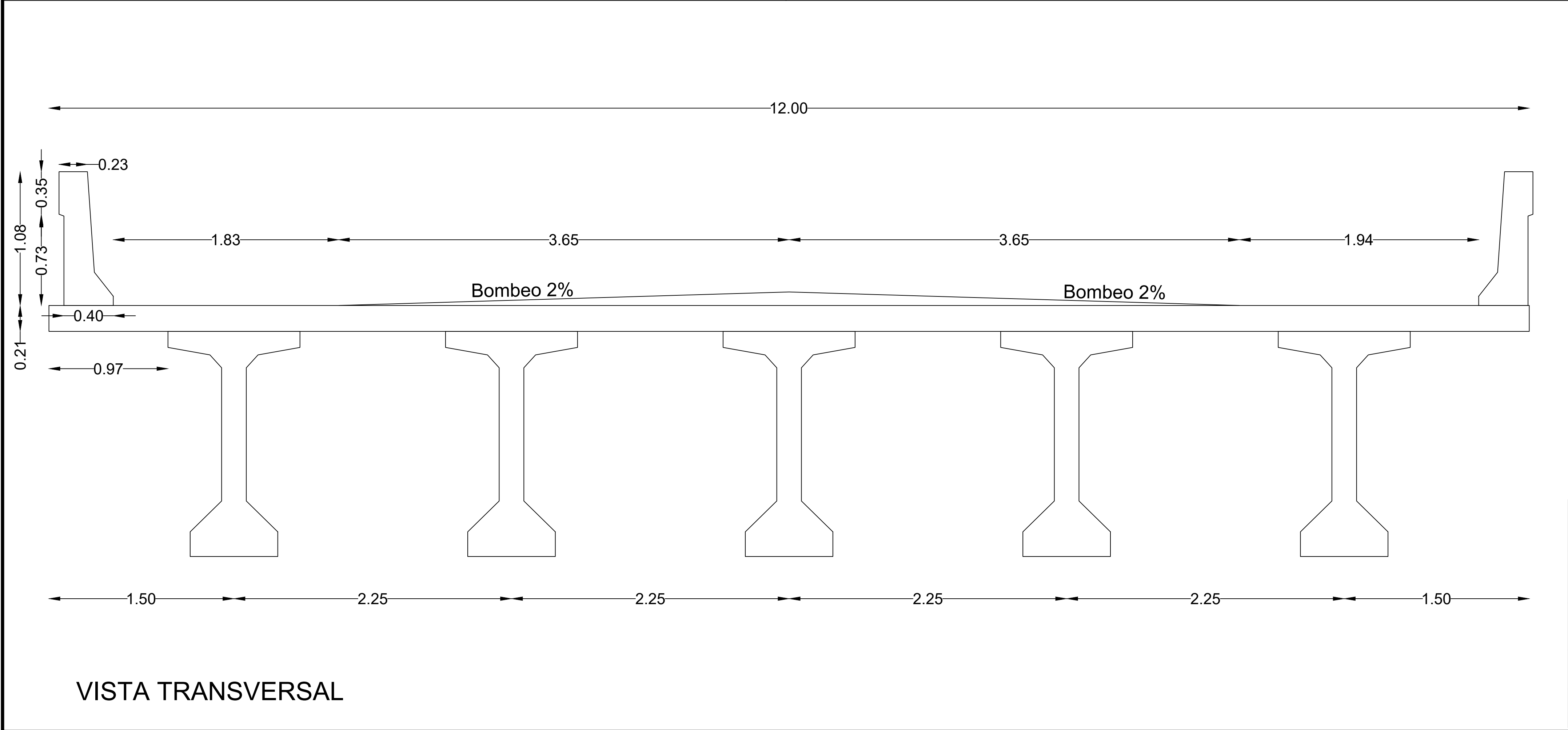
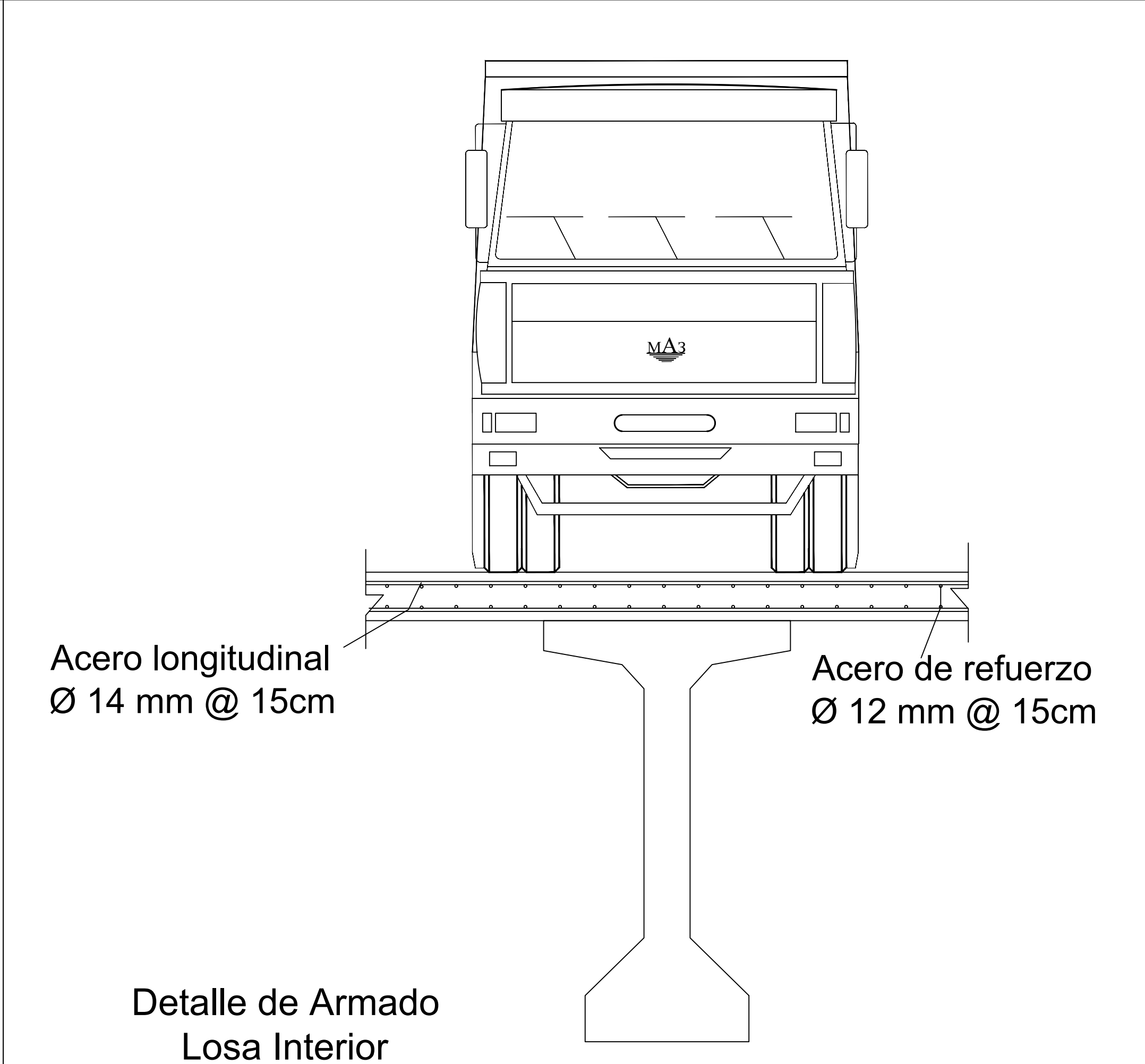
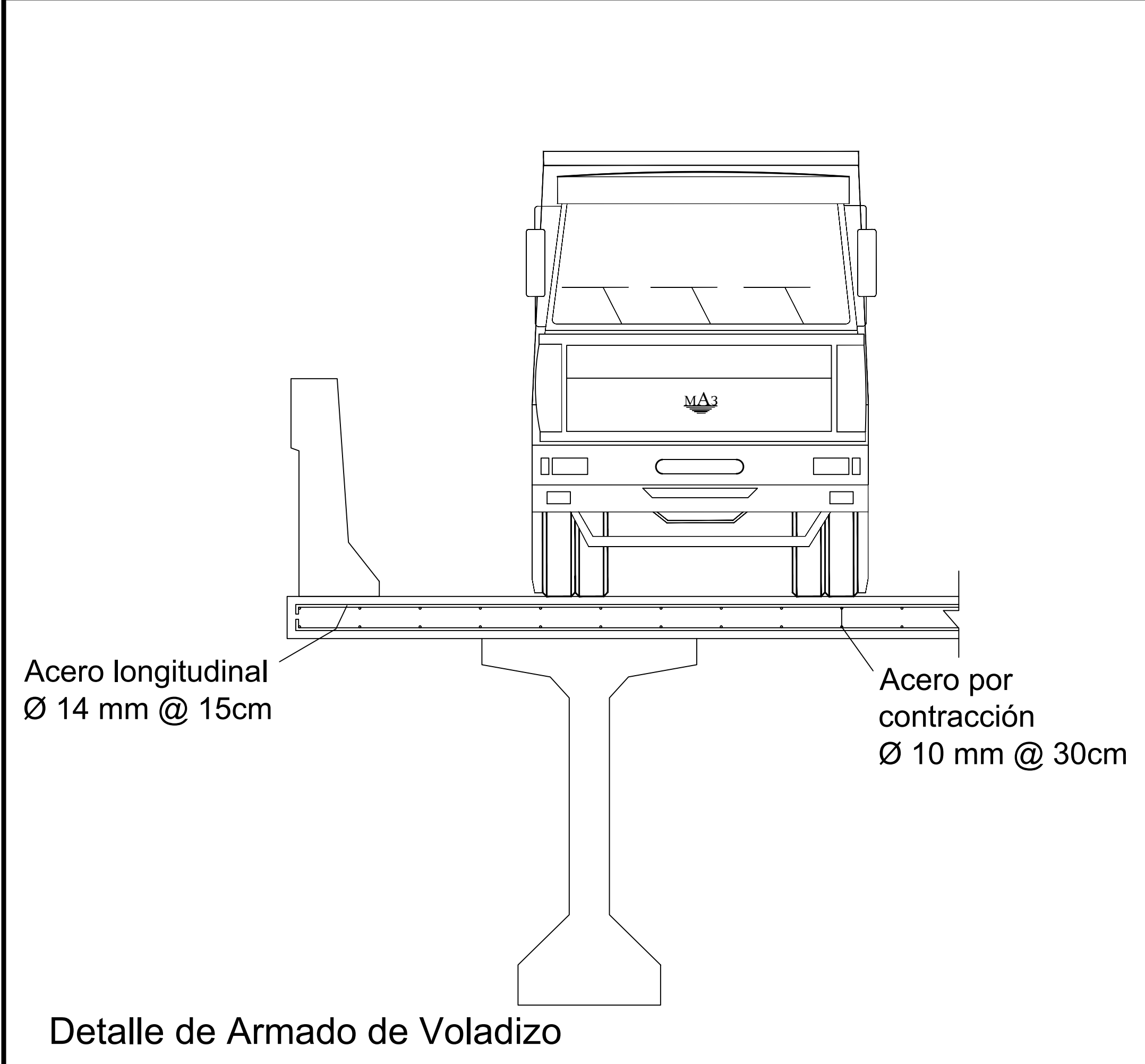
Dimensiones

Recubrimiento de Zapatas: 7.5 cm
Armado se especifica en plano
Altura de Muro Lateral: 7 m
Ancho de Muro Lateral: 5.9 m
Altura de Muro Lateral de Compuertas: 5.9 m
Ancho de Muro Lateral de Compuertas: 5.9 m

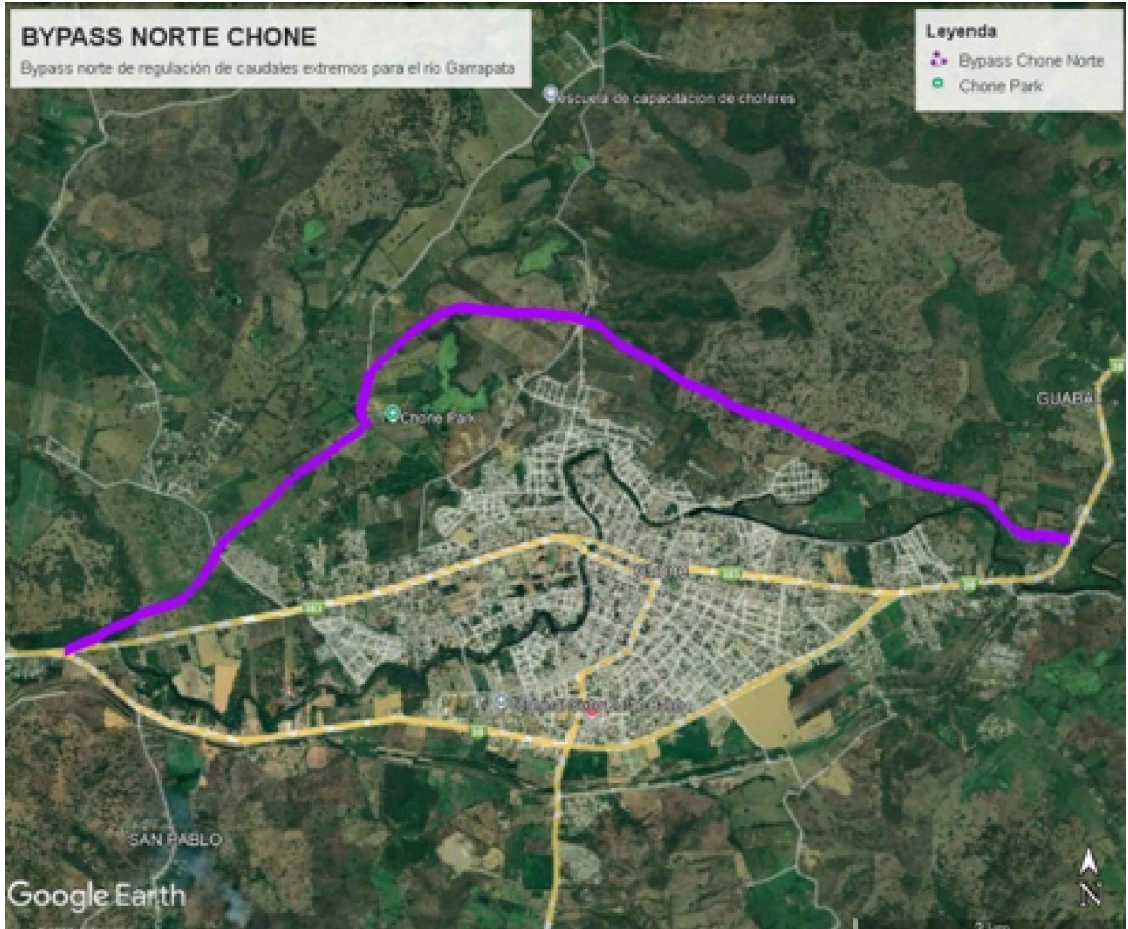
OBSERVACIONES

- El constructor deberá asegurarse de que las dimensiones que se utilicen en la elaboración del diseño concuerden con las expuestas en este plano estructural.
- Se deberá corroborar las especificaciones de los materiales a utilizarse, esto quedará a cargo de los residentes y fiscalizadores encargados de la obra.
- Las separaciones deberán ser correctamente corroboradas, estas deben ser las mismas que se especifican en este plano.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA			
PROYECTO: DISEÑO DE BYPASS NORTE DE REGULACIÓN DE CAUDALES EXTREMOS DEL RÍO GARRAPATA, CHONE, MANABÍ			
CONTENIDO: DISEÑO Y DETALLE DE COMPUERTAS			
Tutor de Materia Integradora: Ph.D. Mijaíl Arias	Estudiantes: María Cecilia León Paladines Michael Israel Márquez Reyes	Fecha de entrega: AGO/2025	
Profesor de Materia Integradora: Msc. Ingrid Orta		Lámina: A1	Escala: INDICADA



UBICACIÓN



ESPECIFICACIONES

Materiales:
Hormigón para vigas y losa: 280 kg/cm²
Hormigón para estribo y pila: 210 kg/cm²
Acero de refuerzo: 4200 kg/cm²
Peso Específico Hormigón: 2300 kg/m³
Acero de Torones: 270 ksi
Peso Específico Asfalto: 2200 kg/m³

Secciones y Recubrimientos: Vigas

Viga Tipo Trabe AASHTO VI - Dimensiones se especifican en plano

Recubrimiento de Viga: 4cm

Armado de Viga se especifica en plano

Losa

Espesor de Losa : 20 cm

Espesor para mantenimiento : 1 cm

Recubrimiento : 4 cm

Armado se especifica en planos

Armado se especifica en planos

Estribo

Dimensiones se especifican en plano

Recubrimiento en pantalla: 4cm

Recubrimiento en zapata: 7,5 cm

Armado se especifica en plano

OBSERVACIONES

- El constructor deberá asegurarse de que las dimensiones que se utilicen en la elaboración del diseño concuerden con las expuestas en este plano estructural.
- Se deberá corroborar las especificaciones de los materiales a utilizarse, esto quedará a cargo de los residentes y fiscalizadores encargados de la obra.
- Las separaciones deberán ser correctamente corroboradas, estas deben ser las mismas que se especifican en este plano.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:

BYPASS EN PUENTE DE RÍO GARRAPATA- CHONE - MANABÍ

CONTENIDO:

DISEÑO DE LOSA Y DETALLE DE ARMADO

Tutor de Materia Integradora:

Ph.D. Mijail Arias

Estudiantes:

María Cecilia León Paladines
Michael Israel Marquéz Reyes

Fecha de entrega:

AGO/2025

Profesor de Materia Integradora:

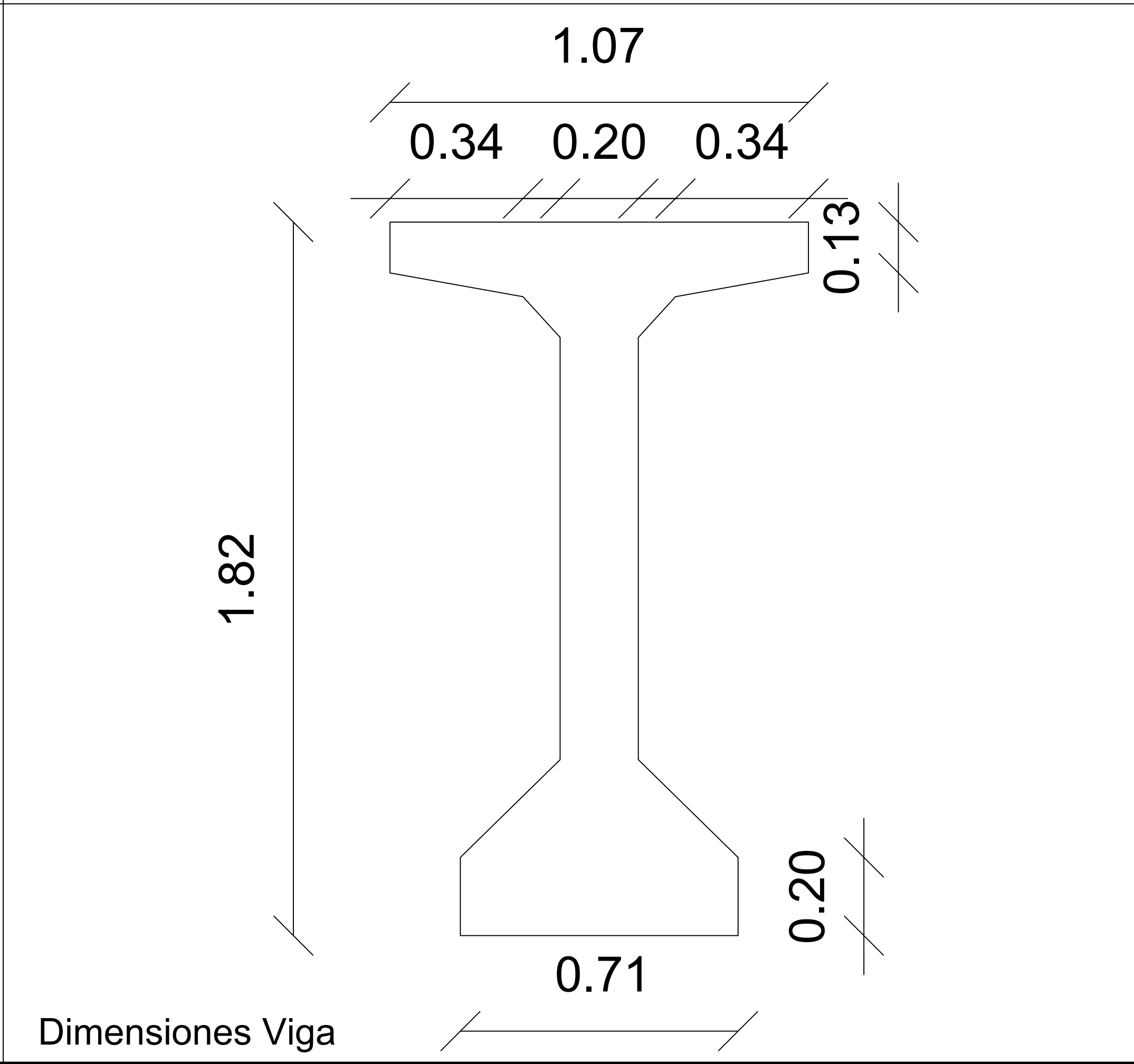
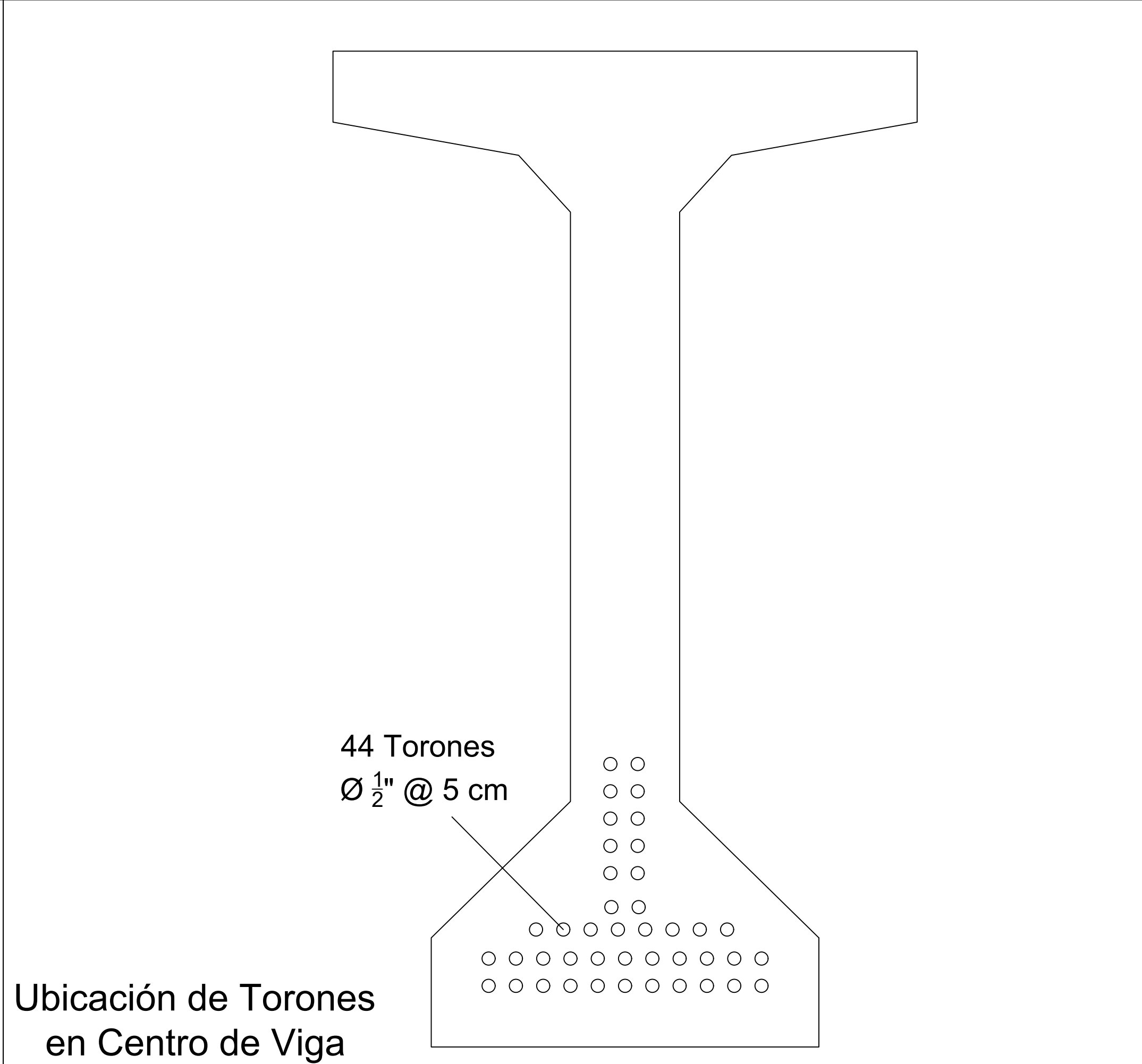
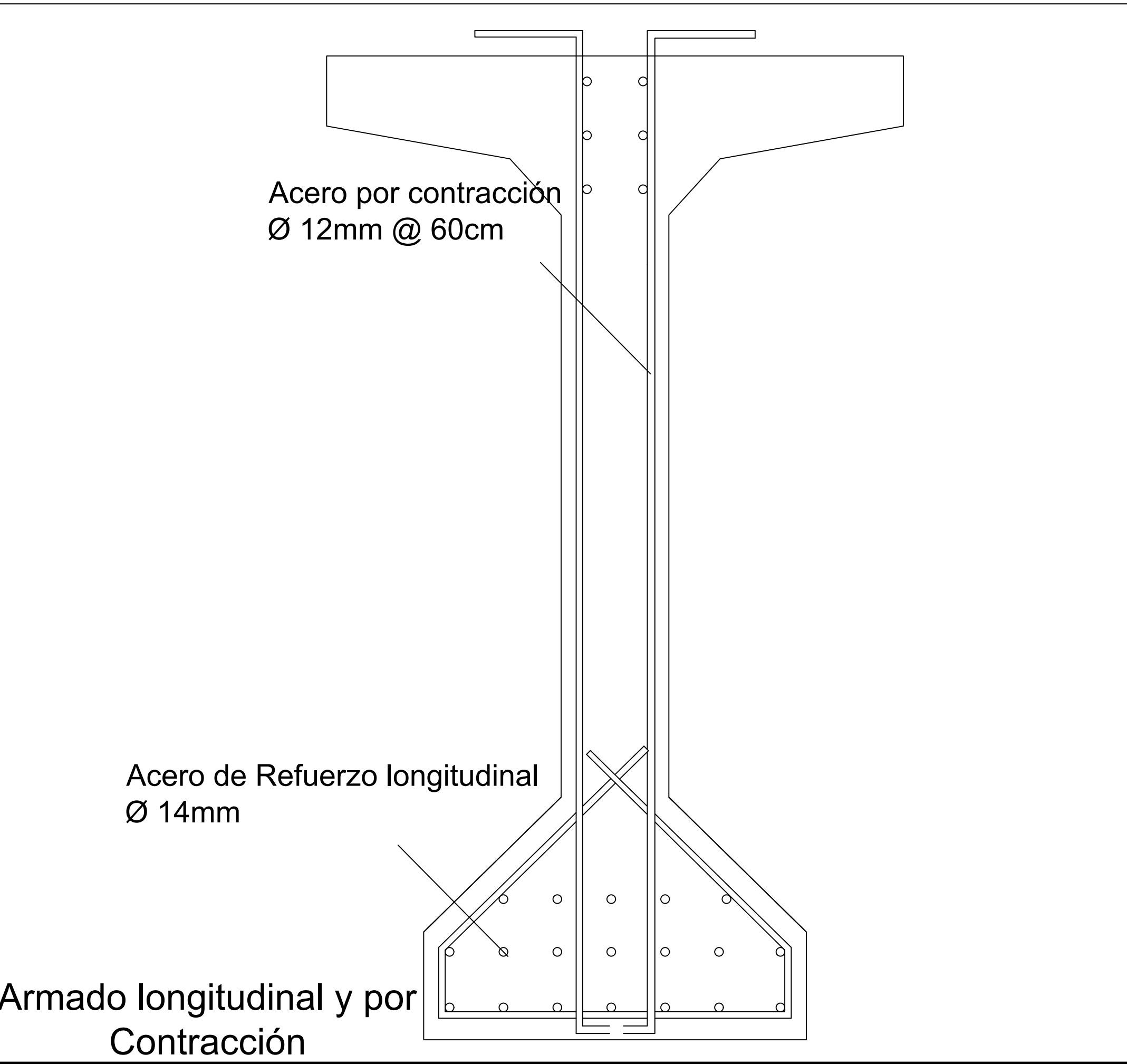
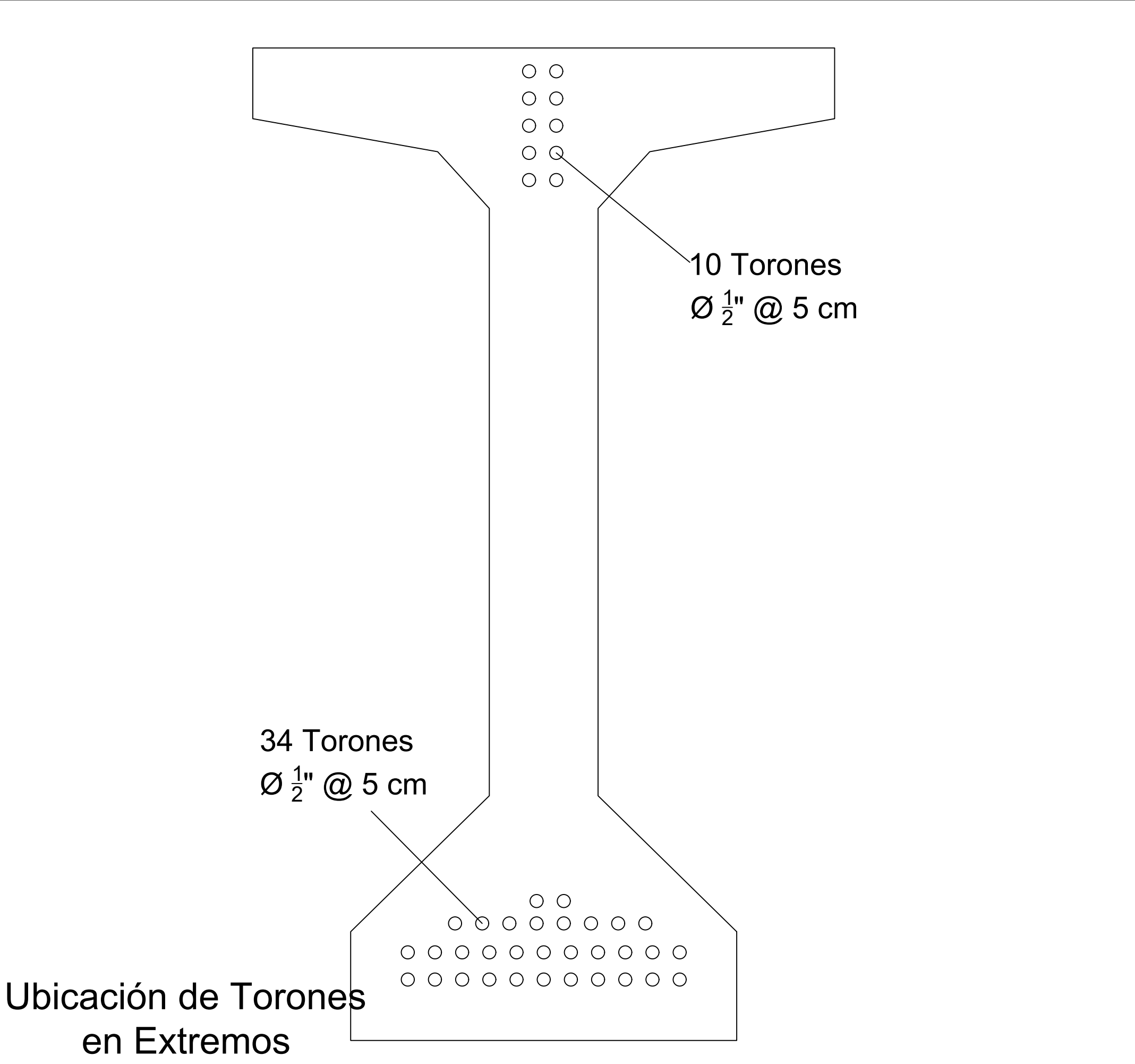
Msc. Ingrid Orta

Lámina:

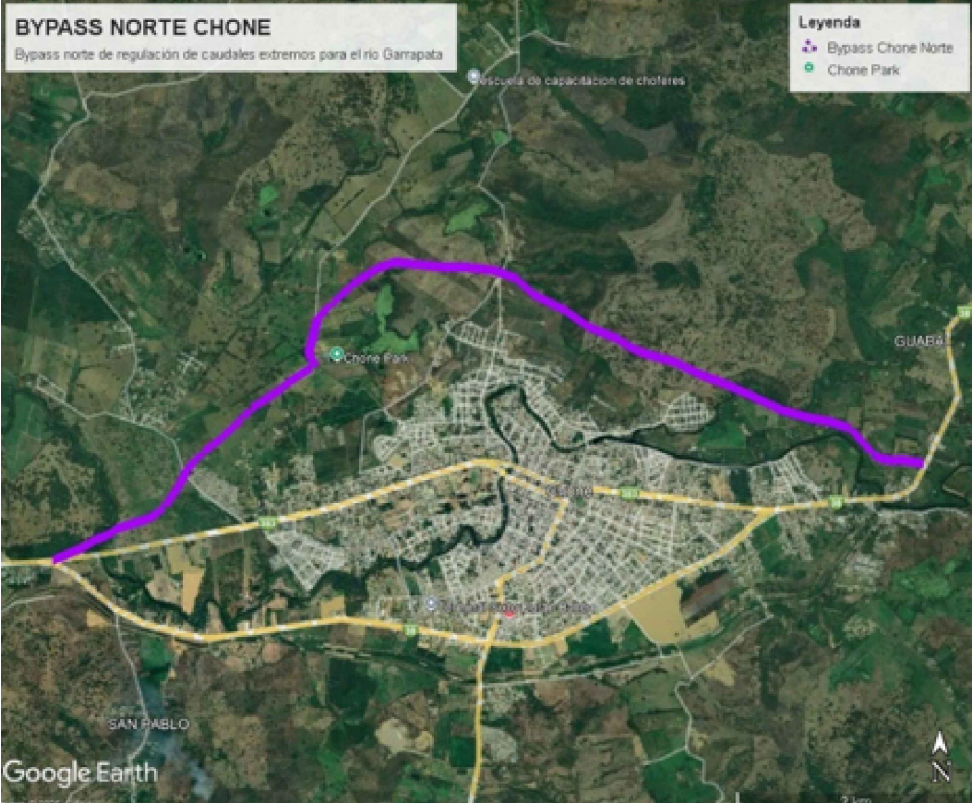
A1

Escala:

REF



UBICACIÓN



ESPECIFICACIONES

Materiales:
Hormigón para vigas y losa: 280 kg/cm2
Hormigón para estribo y pila: 210 kg/cm2
Acero de refuerzo: 4200 kg/cm2
Peso Específico Hormigón: 2300 kg/m3
Acero de Torones: 270 ksi
Peso Específico Asfalto: 2200 kg/m3

Secciones y Recubrimientos: Vigas

Viga Tipo Trabe AASHTO VI - Dimensiones se especifican en plano
Recubrimiento de Viga: 4cm
Armado de Viga se especifica en plano

Espesor de Losa : 20 cm
Espesor para mantenimiento : 1 cm

Losa
Recubrimiento : 4 cm
Armado se especifica en planos
Armado se especifica en planos

Estribo
Dimensiones se especifican en plano
Recubrimiento en pantalla: 4cm
Recubrimiento en zapata: 7,5 cm
Armado se especifica en plano

OBSERVACIONES

- El constructor deberá asegurarse de que las dimensiones que se utilicen en la elaboración del diseño concuerden con las expuestas en este plano estructural.
- Se deberá corroborar las especificaciones de los materiales a utilizarse, esto quedará a cargo de los residentes y fiscalizadores encargados de la obra.
- Las separaciones deberán ser correctamente corroboradas, estas deben ser las mismas que se especifican en este plano.

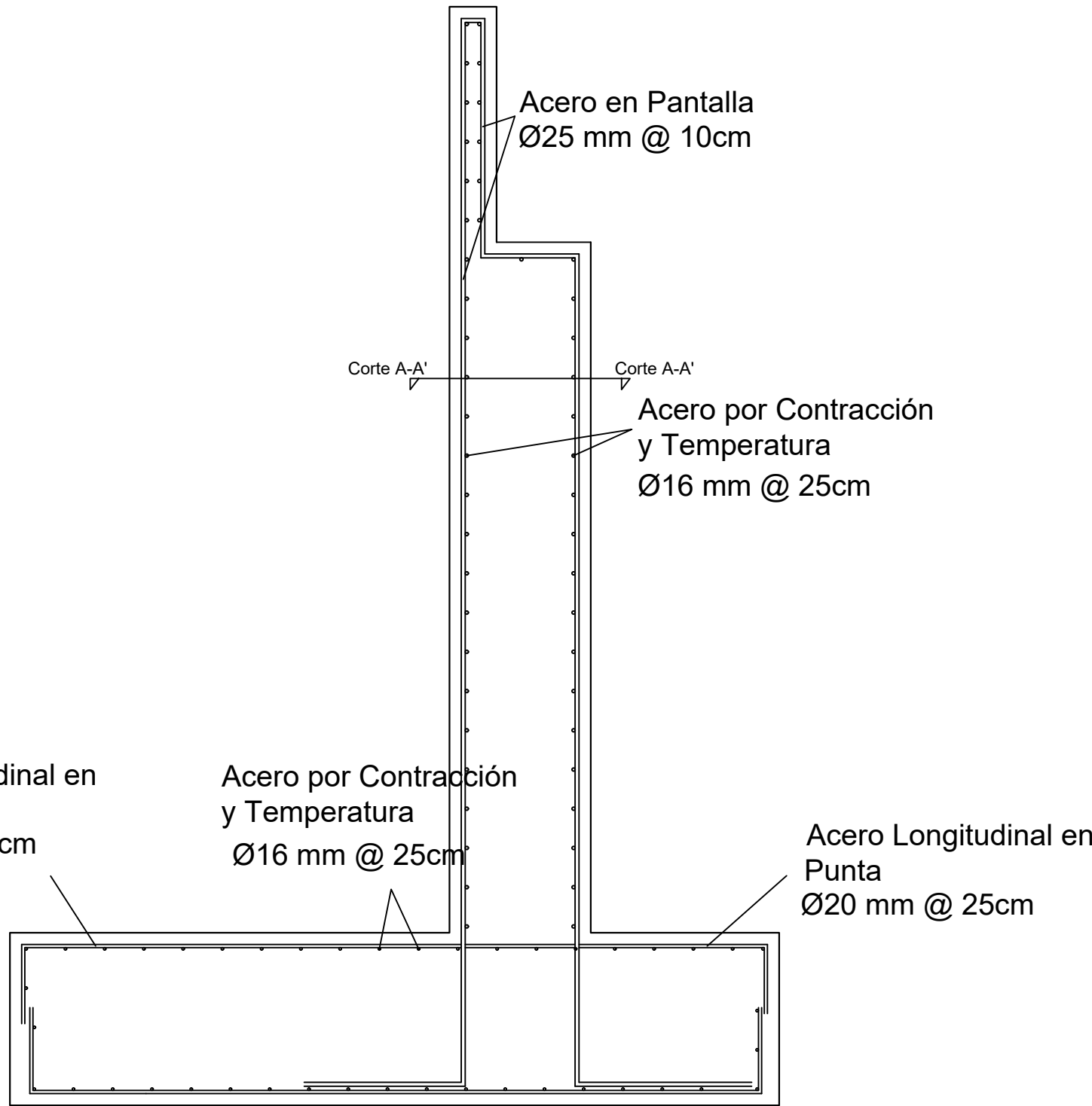
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

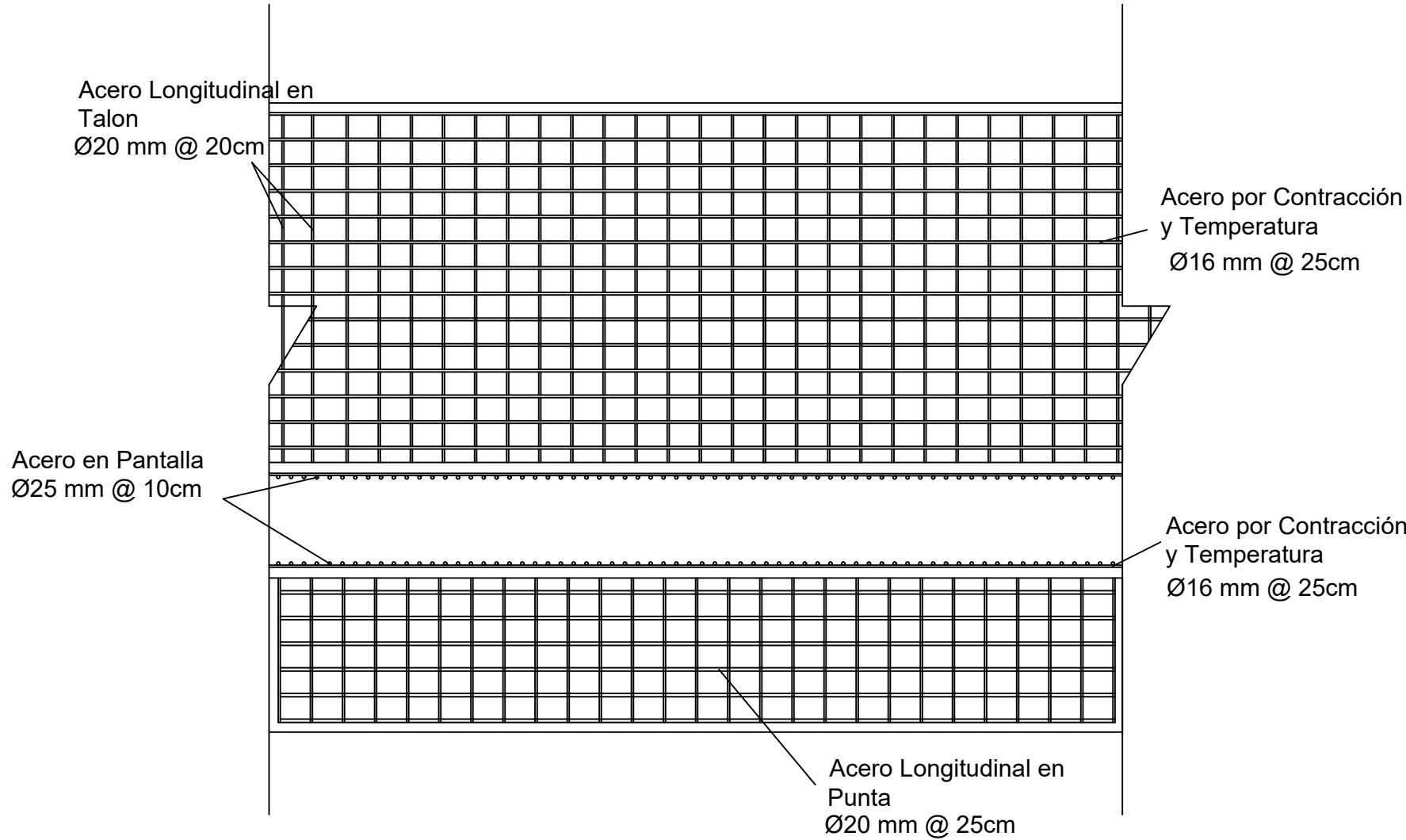
PROYECTO:
BYPASS EN PUENTE DE RÍO GARRAPATA- CHONE - MANABÍ

CONTENIDO:
DISEÑO DE VIGA Y DETALLE DE ARMADO

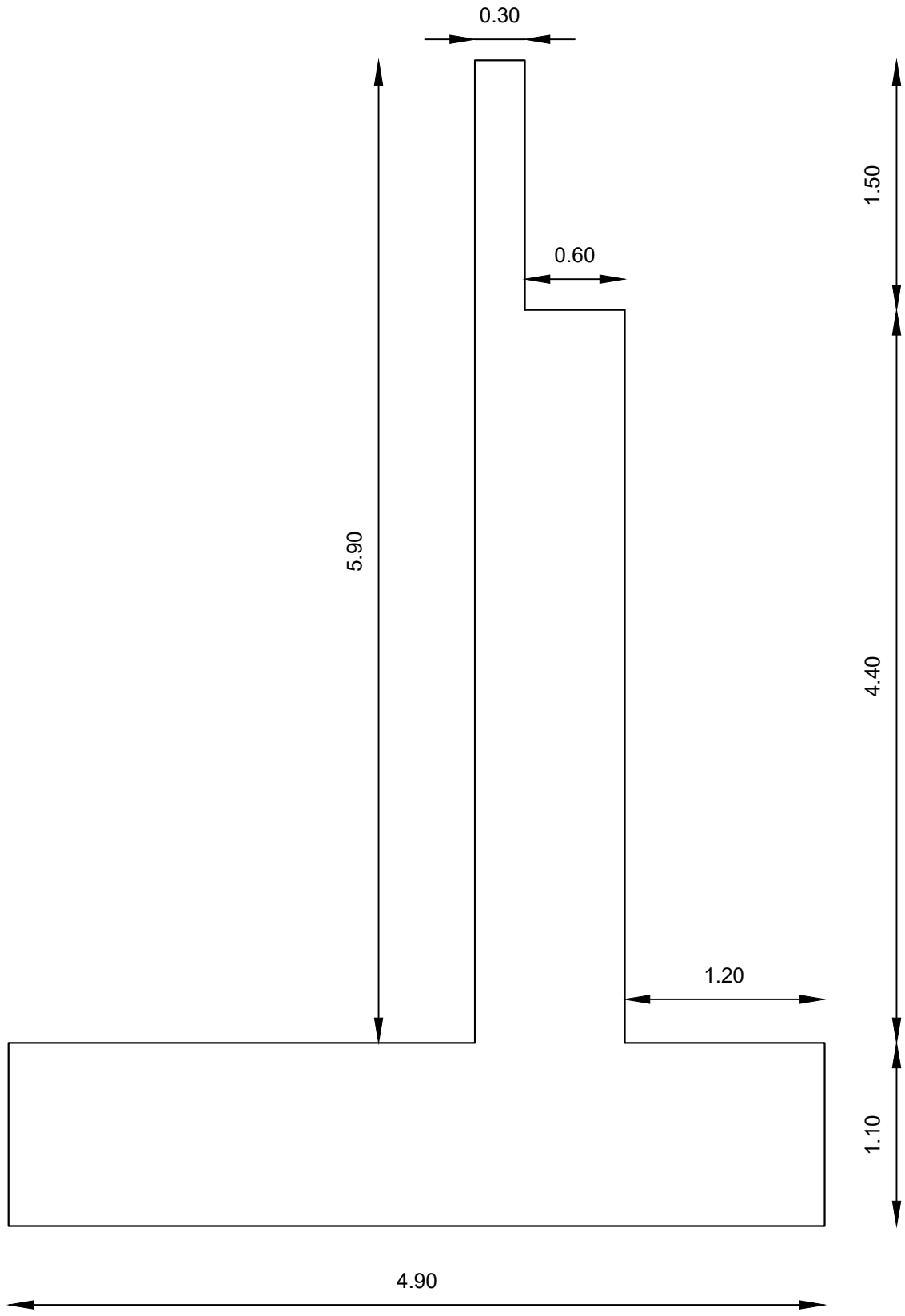
Tutor de Materia Integradora: Ph.D. Mijail Arias	Estudiantes: María Cecilia León Paladines Michael Israel Marquéz Reyes	Fecha de entrega: AGO/2025
Profesor de Materia Integradora: Msc. Ingrid Orta	Lámina: A1	Escala: REF



DETALLE TRANSVERSAL - ESTRIBO
ESCALA 1:35

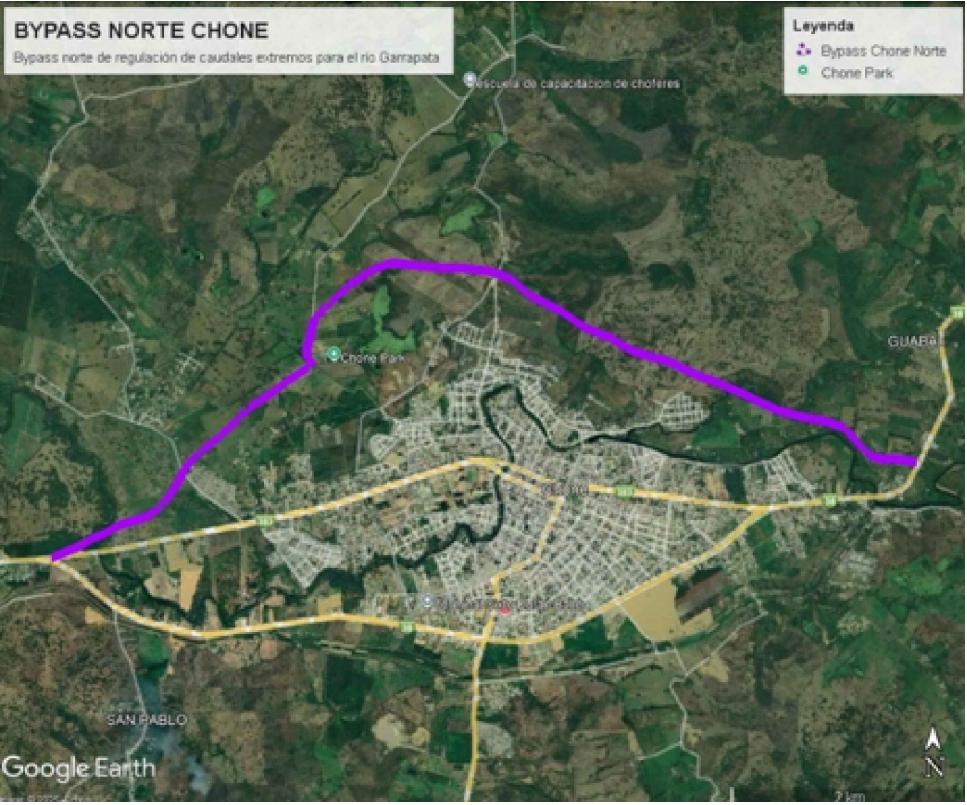


CORTE A-A'
ESCALA 1:45



DIMENSIONES DE ESTRIBO
ESCALA 1:35

UBICACIÓN



ESPECIFICACIONES

Materiales:
Hormigón para vigas y losa: 280 kg/cm2
Hormigón para estribo y pila: 210 kg/cm2
Acero de refuerzo: 4200 kg/cm2
Peso Específico Hormigón: 2300 kg/m3
Acero de Torones: 270 ksi
Peso Específico Asfalto: 2200 kg/m3

Secciones y Recubrimientos: Vigas

Viga Tipo Trabe AASHTO VI - Dimensiones se especifican en plano
Recubrimiento de Viga: 4cm
Armado de Viga se especifica en plano

Losa
Espesor de Losa : 20 cm
Espesor para mantenimiento : 1 cm
Recubrimiento : 4 cm
Armado se especifica en planos
Armado se especifica en planos

Estribo
Dimensiones se especifican en plano
Recubrimiento en pantalla: 4cm
Recubrimiento en zapata: 7,5 cm
Armado se especifica en plano

OBSERVACIONES

- El constructor deberá asegurarse de que las dimensiones que se utilicen en la elaboración del diseño concuerden con las expuestas en este plano estructural.
- Se deberá corroborar las especificaciones de los materiales a utilizarse, esto quedará a cargo de los residentes y fiscalizadores encargados de la obra.
- Las separaciones deberán ser correctamente corroboradas, estas deben ser las mismas que se especifican en este plano.

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

PROYECTO:
DISEÑO DE BYPASS NORTE DE REGULACIÓN DE CAUDALES EXTREMOS DEL RÍO GARRAPATA, CHONE, MANABÍ

CONTENIDO:
DISEÑO DE ESTRIBO Y DETALLE DE ARMADO

Tutor de Materia Integradora: Ph.D. Mijail Arias	Estudiantes: María Cecilia León Paladines Michael Israel Márquez Reyes	Fecha de entrega: AGO/2025
Profesor de Materia Integradora: Msc. Ingrid Orta		Lámina: A1
		Escala: INDICADA

Anexo B:

Especificaciones

Técnicas

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

E01. Limpieza del terreno con máquina

Descripción

Corresponde a la limpieza del área de implantación de la obra, mediante el uso de retroexcavadora y apoyo manual con herramientas menores. El trabajo consiste en la remoción de maleza, basura, capa vegetal suelta y materiales superficiales que interfieran con la nivelación inicial del terreno. La ejecución se realizará únicamente en las zonas señaladas en planos y bajo supervisión de la fiscalización.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora de 75 HP.

Herramientas menores (palas, picos, barretas).

Personal: maestro mayor, chofer profesional de equipo pesado y peón.

Procedimiento de trabajo

Se delimitará previamente el área de intervención y se coordinará con la supervisión para iniciar la limpieza. La retroexcavadora ejecutará el retiro de la capa vegetal y materiales sueltos, mientras que el personal de apoyo realizará labores complementarias de acopio y recolección manual. El material retirado se cargará en volquetas o se depositará en zonas definidas, según indicaciones. El terreno deberá quedar libre de obstrucciones, listo para posteriores replanteos o excavaciones.

Medición y forma de pago

La medición se hará por metro cuadrado (m²) de superficie efectivamente limpiada. El precio unitario incluye el uso de maquinaria, herramientas menores, mano de obra, transporte

interno y todos los costos necesarios para la correcta ejecución y disposición del material extraído, conforme a las instrucciones de la fiscalización.

E02. Nivelación y replanteo de puntos con equipo topográfico

Descripción

Consiste en el levantamiento, nivelación y replanteo de puntos de control topográfico que permiten ubicar con precisión los ejes y cotas de la obra. La actividad se ejecuta utilizando equipo topográfico de precisión, estacas y materiales auxiliares, asegurando que la infraestructura proyectada se construya conforme a lo indicado en los planos.

Equipo mínimo y materiales

Estación total o nivel automático con accesorios (trípodes, prismas, jalones).

Estacas de madera y material de señalización.

Herramientas menores para hincado de estacas.

Personal: maestro mayor, topógrafo y peón de apoyo.

Procedimiento de trabajo

Se verificará la referencia inicial (benchmarks o BM) y a partir de estos se realizará el replanteo de ejes, alineaciones y niveles de acuerdo con el diseño aprobado. Las estacas se colocarán en puntos clave, se marcarán con pintura o señalizaciones claras, y se registrarán en un croquis para control. El topógrafo será responsable de comprobar la precisión de las mediciones y de entregar la información validada a la fiscalización antes de iniciar movimientos de tierra o cimentaciones.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará en forma global (ml/Global), considerando el trabajo de nivelación y replanteo completo. El precio unitario incluye el uso del equipo topográfico, estacas, herramientas menores, mano de obra calificada y todo costo necesario para la correcta ejecución del rubro, conforme a la fiscalización.

E03. Excavación con máquina y desalojo

Descripción

Comprende la excavación mecánica en material común para la construcción de estribos, pilas o márgenes, con retiro y transporte del material a botadero autorizado. La actividad implica el uso de retroexcavadora para la extracción y cargue del suelo, así como de volquetas para su acarreo, siguiendo las profundidades y secciones establecidas en los planos de diseño.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora de 75 HP.

Volqueta de 9 m³.

Herramientas menores de apoyo.

Combustible para equipos.

Personal: maestro mayor, chofer profesional y peón.

Procedimiento de trabajo

Previo a la excavación, se marcarán los límites del área a intervenir. La retroexcavadora removerá el material hasta alcanzar la cota indicada, cuidando la estabilidad de los taludes y evitando sobre excavaciones. El material extraído se cargará directamente en volquetas para su disposición en botaderos aprobados por la fiscalización. El personal de apoyo garantizará el retiro

de material suelto y la limpieza de la zona excavada, verificando que quede lista para la colocación de rellenos, enrocados o cimentaciones según corresponda.

Medición y forma de pago

La medición se hará en metros cúbicos (m³) de material excavado y retirado. El precio unitario incluye excavación, cargue, transporte, descarga en botadero autorizado, consumo de combustible, equipos, mano de obra, herramientas menores y cualquier gasto necesario para la correcta ejecución de la actividad.

E04. Relleno y compactado con material de mejoramiento (m³)

Descripción

El relleno con material de mejoramiento se aplica en las zonas donde se requiere uniformizar la subrasante y garantizar la estabilidad de la infraestructura. Para ello se utiliza un suelo seleccionado, libre de materia orgánica y partículas inadecuadas, que se coloca en capas sucesivas hasta alcanzar las cotas de proyecto. Cada capa debe compactarse al nivel de densidad especificado, de manera que se obtenga un terreno firme y homogéneo.

Equipo mínimo y materiales

Apisonador o plancha vibratoria.

Herramientas manuales de apoyo.

Material de mejoramiento previamente aprobado.

Agua para control de humedad.

Procedimiento de trabajo

Se prepara la superficie de fundación, eliminando material suelto o inestable. El relleno se coloca en capas no mayores a 20 cm, distribuyéndose de forma uniforme. Antes de compactar,

cada capa se humedece hasta llegar al contenido óptimo de agua. La compactación se realiza con equipo vibratorio hasta alcanzar el 95% del Proctor modificado, controlado mediante ensayos de densidad in situ. El proceso se repite hasta lograr la altura indicada en planos.

Medición y forma de pago

La unidad de medida es el metro cúbico (m^3) de relleno compactado y aprobado. El precio cubre suministro del material, acarreo, colocación, control de humedad, compactación, pruebas de calidad, uso de equipo, mano de obra y demás insumos necesarios.

E05. Conformación y perfilado de taludes (m^2)

Descripción

El perfilado de taludes tiene como finalidad estabilizar los cortes o rellenos, dando forma a las pendientes definidas en el diseño. La labor comprende la excavación o retiro de material sobrante, el alisado de la superficie y la compactación ligera en los sectores donde se requiera, garantizando así que los taludes se mantengan seguros y estables frente a la acción de la lluvia y el escurrimiento superficial.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora o motoniveladora.

Compactador manual.

Herramientas menores.

Estacas y cuerdas para replanteo.

Procedimiento de trabajo

Se replantea en campo la geometría del talud con apoyo de estacas y cuerdas de referencia. Posteriormente se efectúan los cortes o rellenos necesarios con maquinaria. Una vez obtenida la

pendiente definida en planos, se procede al acabado manual y, de ser necesario, se compacta suavemente la superficie. Durante la ejecución, la fiscalización verificará que la inclinación obtenida corresponda al diseño y que no existan zonas con riesgo de desprendimiento.

Medición y forma de pago

La medición se realiza por metro cuadrado (m²) de talud conformado. El precio incluye replanteo, excavación o relleno, perfilado, acabados, equipo, mano de obra y herramientas menores.

E06. Relleno compactado con sub-base clase 3 (m³)

Descripción

La sub-base granular clase 3 se utiliza como capa de soporte en fundaciones y estructuras de pavimento. Este material debe cumplir con las especificaciones de granulometría y resistencia del MTOP, garantizando un comportamiento adecuado frente a cargas. La colocación se realiza en capas de espesor controlado, asegurando la compactación necesaria para alcanzar la densidad especificada en laboratorio.

Equipo mínimo y materiales

Rodillo liso o plancha vibratoria.

Herramientas manuales de apoyo.

Sub-base clase 3 aprobada.

Agua para humedecimiento.

Procedimiento de trabajo

El material se coloca sobre la superficie preparada, distribuyéndose en capas no mayores a 20 cm. Cada capa se riega con la humedad óptima y se compacta hasta alcanzar la densidad

exigida. La uniformidad de la compactación se comprueba mediante ensayos in situ. De ser necesario, se repite el proceso hasta completar el espesor proyectado.

Medición y forma de pago

La medición corresponde al volumen en metro cúbico (m^3) de sub-base colocado y compactado. El pago incluye el suministro y acarreo del material, la nivelación, el riego, la compactación, los ensayos de control y todos los recursos empleados.

E07. Hormigón simple $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (m^3)

Descripción

El hormigón simple de 210 kg/cm^2 se utiliza en elementos estructurales y no estructurales que no requieren refuerzo. La actividad incluye el suministro de la mezcla, su colocación en el encofrado y el curado correspondiente. La mezcla deberá cumplir con las proporciones y resistencia definidas en el diseño estructural, utilizando agregados limpios y agua apta para construcción.

Equipo mínimo y materiales

Vibradores internos.

Herramientas manuales para nivelación y acabado.

Hormigón premezclado con resistencia de 210 kg/cm^2 .

Agua para curado.

Procedimiento de trabajo

El hormigón se transporta hasta el sitio de colocación y se vierte en capas sucesivas dentro del encofrado limpio. Durante el vaciado se utiliza vibrador de inmersión para eliminar vacíos y

asegurar homogeneidad. Una vez nivelada la superficie, se inicia el curado manteniendo el elemento húmedo o aplicando membranas de curado durante un período mínimo de siete días.

Medición y forma de pago

Se mide por metro cúbico (m³) de hormigón colocado y curado. El precio incluye el costo de la mezcla, transporte, encofrado limpio, vibrado, curado, mano de obra y equipos utilizados.

E08. Malla electrosoldada (m²)

Descripción

La malla electrosoldada se utiliza como refuerzo en losas, muros y otros elementos de hormigón, siguiendo lo indicado en los planos estructurales. La actividad comprende el suministro, corte, doblado, colocación y amarre de la malla en su posición definitiva, cuidando siempre el recubrimiento de hormigón establecido en el diseño.

Equipo mínimo y materiales

Herramientas menores para corte, doblado y amarre.

Malla electrosoldada de acuerdo con planos y normas ASTM.

Alambre galvanizado N° 18 para amarres.

Procedimiento de trabajo

Las mallas se ajustan en dimensiones de acuerdo con el diseño, se trasladan a su ubicación final y se colocan sobre apoyos o separadores para mantener el recubrimiento. Las uniones y traslapes se aseguran con alambre de amarre, verificando rigidez antes del vaciado de hormigón. La fiscalización revisará su posición y anclaje antes de autorizar la colocación del concreto.

Medición y forma de pago

La unidad de medida es el metro cuadrado (m²) de malla instalada y aprobada. El pago incluye la provisión de material, transporte, corte, doblado, colocación, amarres, herramientas, equipos y mano de obra.

E09. Juntas de dilatación con sellado elástico

Descripción

El trabajo consiste en la formación y sellado de juntas de dilatación en los elementos de concreto del canal, con el propósito de permitir los movimientos producidos por cambios de temperatura o retracciones propias del material. El sellante utilizado es de tipo elástico, aplicado sobre un cordón de respaldo que asegura el buen comportamiento de la junta. La limpieza y preparación previa de las superficies es fundamental para garantizar adherencia y durabilidad.

Equipo y materiales

Cortadora de juntas con disco diamantado.

Compresor de aire o soplador.

Herramientas menores.

Generador para equipos eléctricos.

Sellante elástico de poliuretano.

Cordón de polietileno (*backer rod*).

Imprimante y cinta de enmascarar.

Procedimiento de trabajo

Se inicia con el corte en el concreto según las dimensiones indicadas en planos. Una vez ejecutado, se limpia la junta con aire a presión para eliminar polvo y residuos. Luego se coloca el cordón de respaldo en el fondo, se aplica el imprimante y posteriormente se coloca el sellante con

pistola, rellenando de manera uniforme. Finalmente, se retira la cinta de protección para dejar un acabado limpio.

Medición y forma de pago

La medición será en metros cuadrados (m^2) de junta ejecutada. El pago incluirá la preparación, el suministro de materiales, la mano de obra y la colocación completa, una vez aprobado por la fiscalización.

E10. Enrocado o escollera de protección colocada en seco

Descripción

Este ítem corresponde a la colocación de piedra de escollera en los taludes y márgenes del canal, con la finalidad de evitar procesos erosivos. El material pétreo se dispone en seco, con piezas seleccionadas y de dimensiones adecuadas para que exista estabilidad y trabazón entre ellas, cumpliendo con la sección prevista en el diseño.

Equipo y materiales

Retroexcavadora de 120 HP.

Cargador frontal.

Volquetas de 10–12 m^3 .

Compactador manual tipo plancha.

Herramientas menores.

Rocas de escollera según granulometría especificada.

Procedimiento de trabajo

El material es transportado al sitio y descargado en la zona de trabajo. La colocación puede realizarse de forma manual o con maquinaria, cuidando siempre que las piezas queden bien asentadas. Las piedras se dispondrán en capas y se buscará el mayor contacto entre ellas, evitando vacíos. Para mejorar la estabilidad, se compacta la capa superficial con plancha vibratoria.

Medición y forma de pago

La unidad de medida es el metro cúbico (m³) colocado. El pago incluye la extracción, transporte, colocación y compactación del enrocado, previa aprobación de la fiscalización.

E11. Transporte de material excedente a botadero autorizado

Descripción

Se refiere al traslado del material sobrante de las excavaciones hacia un botadero autorizado. El transporte se realiza en volquetas de 10 m³ de capacidad, cumpliendo las rutas y distancias indicadas en el plan de obra, bajo las disposiciones ambientales establecidas.

Equipo y materiales

Volqueta de 10 m³.

Operador de volqueta.

Procedimiento de trabajo

El material es cargado en las volquetas y trasladado al botadero en recorridos que no deben superar la capacidad máxima autorizada. En caso de ser necesario, se emplearán coberturas para evitar la pérdida de material en el trayecto. La descarga se hace en las áreas señaladas por la fiscalización.

Medición y forma de pago

La medición será por metro cúbico por kilómetro (m^3/km) transportado. El pago incluye acarreo, operación y descarga en el sitio autorizado.

E12. Descarga y disposición de material en botadero

Descripción

Incluye la descarga, nivelación y acomodo final del material excedente en el botadero autorizado. Esta actividad asegura un correcto manejo ambiental del material sobrante y el cumplimiento de la normativa de disposición.

Equipo y materiales

Volqueta de 10 m^3 .

Herramientas menores para nivelación.

Personal de apoyo en maniobras.

Procedimiento de trabajo

Al llegar la volqueta al botadero, se procede a la descarga bajo supervisión del personal asignado. El material se acomoda de forma que se mantenga uniforme y estable, evitando acumulaciones irregulares. En todo momento se cumplen las instrucciones de la fiscalización y las condiciones ambientales establecidas.

Medición y forma de pago

La unidad de medida es el metro cúbico (m^3) dispuesto en el botadero. El pago se efectuará por volumen depositado, incluyendo transporte final y maniobra de descarga.

E13. Excavación manual para cimentación de compuerta

Descripción

Este rubro considera la excavación manual en terrenos naturales destinada a la cimentación de la compuerta de regulación. Se efectúa en secciones delimitadas, con cotas, alineaciones y profundidades ajustadas al diseño aprobado.

Equipo y materiales

Herramientas manuales (palas, picos, barretas).

Estacas y cordeles de replanteo.

Procedimiento de trabajo

Se ejecuta primero el trazo de los ejes de cimentación, luego se procede con la excavación manual hasta alcanzar la profundidad indicada en planos. Las paredes deben quedar estables y el fondo nivelado. El material extraído se retira a sitios de acarreo interno. Antes de continuar con el armado o vaciado, la fiscalización verificará las dimensiones y cotas alcanzadas.

Medición y forma de pago

La medición será por metro cúbico (m^3) excavado. El pago incluye mano de obra, herramientas y retiro del material producto de la excavación.

E14. Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Descripción

Consiste en el suministro, habilitado y colocación del acero de refuerzo estructural con límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Las barras serán cortadas, dobladas y amarradas según los detalles constructivos de los planos, garantizando recubrimientos y traslapes de acuerdo a lo especificado.

Equipo y materiales

Acero corrugado grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$).

Alambre negro para amarres.

Herramientas menores.

Procedimiento de trabajo

El acero es llevado a obra, cortado y doblado según los planos estructurales. Posteriormente se coloca en su posición final y se asegura con alambre. La correcta ubicación será verificada por la fiscalización antes del colado de concreto, controlando también los recubrimientos.

Medición y forma de pago

Se medirá en kilogramos (kg) de acero colocado. El pago incluye el suministro, habilitado, transporte y disposición en obra.

E15. Concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Descripción

Se refiere al suministro, transporte y colocación de concreto con resistencia característica de 280 kg/cm^2 , destinado a cimentaciones y estructuras. El concreto debe cumplir con las especificaciones técnicas vigentes y presentar uniformidad en su colocación.

Equipo y materiales

Concreto premezclado $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$.

Bomba de concreto.

Vibrador mecánico de aguja.

Herramientas menores.

Procedimiento de trabajo

El concreto es vaciado en los encofrados previamente preparados y limpiados. Durante la colocación se emplea vibrador para asegurar la compactación y evitar segregación. Una vez finalizado, se inicia el curado manteniendo la superficie húmeda durante el tiempo requerido, asegurando la resistencia final del material.

Medición y forma de pago

La medición será en metros cúbicos (m³) colocados en obra. El pago considera el suministro, transporte, vaciado, vibrado y curado inicial del concreto.

E16. Fabricación y montaje de compuerta metálica

Descripción

Corresponde a la fabricación, suministro, transporte y montaje de compuertas metálicas para el bypass, elaboradas conforme a los planos estructurales aprobados. Las compuertas deben cumplir con las dimensiones y espesores establecidos, incluyendo herrajes, bisagras y guías para su adecuado funcionamiento hidráulico. Se consideran también los tratamientos anticorrosivos especificados para garantizar su durabilidad.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: soldadora, esmeril angular, herramientas menores.

Materiales: planchas de acero estructural, pernos de fijación, bisagras, guías metálicas, pintura anticorrosiva.

Procedimiento de trabajo

La fabricación se realiza en taller con corte, armado y soldadura de las piezas. Posteriormente se transportan a la obra para su instalación, utilizando grúa o cabrestante para el

montaje. Se fijan las guías y herrajes, y se comprueba la movilidad de la compuerta. Finalmente se aplica la pintura protectora.

Medición y forma de pago

La medición se hará por unidad (U) de compuerta fabricada, instalada y en funcionamiento. El pago incluirá materiales, mano de obra, equipos y transporte hasta la aprobación de la fiscalización.

E17. Colocación de pasamanos metálicos galvanizados

Descripción

Se refiere a la colocación de pasamanos metálicos galvanizados para las estructuras del proyecto, cuya función principal es la seguridad de los usuarios y del personal de operación. Los pasamanos deben cumplir con las dimensiones establecidas en los planos y con el proceso de galvanizado en caliente para protección contra la corrosión.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: soldadora eléctrica, herramientas menores.

Materiales: perfiles de acero galvanizado, electrodos, pernos de fijación.

Procedimiento de trabajo

El proceso inicia con el corte y adecuación de los perfiles según planos, seguido de su armado y fijación mediante soldadura o pernos. Posteriormente se revisa la firmeza de la instalación y el acabado de la superficie galvanizada.

Medición y forma de pago

La medición se hará por metro lineal (ml) de pasamanos colocado. El pago incluirá materiales, equipos, mano de obra y transporte, conforme a la aceptación de la fiscalización.

E18. Instalación de rejillas metálicas

Descripción

Este ítem comprende la instalación de rejillas metálicas de protección en las obras del bypass, destinadas a evitar el ingreso de sólidos y objetos que puedan interferir en el funcionamiento de las compuertas.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: soldadora eléctrica, esmeril angular, herramientas menores.

Materiales: parrillas metálicas electrosoldadas, marcos de acero, pernos de anclaje, pintura anticorrosiva.

Procedimiento de trabajo

Las rejillas se fabrican en taller y se transportan hasta la obra. Se colocan en los puntos definidos en planos y se fijan mediante pernos o soldadura. Luego se aplican capas de pintura anticorrosiva para proteger el acero.

Medición y forma de pago

Se medirá por unidad (U) de rejilla instalada en su sitio. El pago cubrirá materiales, equipos, mano de obra y transporte, bajo la aprobación de la fiscalización.

E19. Sellado de juntas con neopreno

Descripción

Este rubro comprende el suministro y colocación de sellos de neopreno en las juntas de las estructuras de concreto, con el objetivo de garantizar impermeabilidad y flexibilidad. El neopreno protege las estructuras frente a filtraciones y pequeños movimientos.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: pistola aplicadora de sellador, espátulas, herramientas menores.

Materiales: sellos de neopreno, cordón de respaldo, primer, sellador de poliuretano.

Procedimiento de trabajo

Primero se limpian las superficies de las juntas, retirando polvo y residuos. Se coloca el cordón de respaldo y se aplica el primer. Luego, con pistola aplicadora, se inyecta el sellador de poliuretano, cuidando la continuidad. Se revisa la adherencia y estanqueidad antes de la aprobación final.

Medición y forma de pago

La medición se hará por metro lineal (ml) de junta sellada. El pago incluirá materiales, mano de obra, equipos y transporte, conforme a la aceptación de la fiscalización.

E20. Bombeo de agua para achique

Descripción

Incluye las operaciones de bombeo de agua para mantener las excavaciones y frentes de trabajo en condiciones secas durante la construcción. Se ejecuta con bombas portátiles de succión y descarga adecuadas para caudales medios.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: bomba portátil de 3" con mangueras de succión y descarga.

Materiales: combustible y lubricantes para la operación.

Procedimiento de trabajo

Se ubica la bomba en un sitio estable y se conectan las mangueras de succión y descarga. Se procede al achique continuo hasta lograr un nivel adecuado para trabajar en seco. Se realiza mantenimiento básico a la bomba, garantizando su funcionamiento durante la jornada.

Medición y forma de pago

La medición se hará por jornada (J) de bombeo efectuada. El pago reconocerá el uso del equipo, operador, combustible y transporte, validado por la fiscalización.

E21. Movimiento de tierras – Excavación con máquina y desalojo

Descripción y método

Se realizará la excavación y retiro de material en el área del puente empleando retroexcavadora y volqueta, complementado con herramientas menores. La operación contempla la remoción controlada de suelos de fundación y su acarreo fuera de la zona de trabajo, evitando afectaciones en la plataforma o estructuras adyacentes. La ejecución se ajustará a los planos y lineamientos del proyecto, asegurando la conformidad de las cotas y niveles establecidos.

Equipo y materiales

Retroexcavadora de 75 Hp.

Volqueta de 3 m³.

Herramientas menores para apoyo manual.

Combustible para operación de maquinaria.

Medida y pago

Se medirá en metros cúbicos (m³) de material efectivamente excavado y desalojado. El precio incluirá maquinaria, operadores, combustible, herramientas auxiliares, carguío, transporte y todos los costos necesarios para completar la actividad.

E22. Movimiento de tierras – Relleno y compactado con material de mejoramiento

Descripción y método

Consiste en el relleno de las excavaciones mediante el uso de material de mejoramiento seleccionado y su compactación en capas sucesivas. La labor incluye la colocación, humectación o secado del material y la compactación mecánica con pisón, hasta alcanzar la densidad especificada en planos y normativa. En el caso del puente, el relleno se ejecuta en zonas críticas de apoyo, garantizando estabilidad y uniformidad de la fundación.

Equipo y materiales

Apisonador vertical.

Herramientas menores para nivelación.

Combustible para equipos.

Material de mejoramiento (relleno seleccionado).

Agua para control de humedad.

Medida y pago

Se cuantificará en metros cúbicos (m^3) de relleno colocado y compactado. El precio incluirá suministro de material, agua, equipos, mano de obra, transporte y todos los gastos necesarios para cumplir con la densidad especificada.

E23. Protección de estribo con escollera D50 = 15 cm

Descripción y método

Se ejecutará la protección de estribos del puente mediante la colocación de roca de escollera con diámetro medio D50 = 15 cm en seco. La colocación se realizará con retroexcavadora para descarga y minicargador para la distribución final, asegurando un acomodo estable que evite erosión en la cimentación. Esta protección constituye un elemento fundamental para la seguridad del estribo frente a socavación por acción hidráulica.

Equipo y materiales

Retroexcavadora de 0,8 m³.

Herramientas menores de apoyo.

Roca de escollera D50 = 15 cm (suministro en obra).

Minicargador para acomodo y distribución.

Medida y pago

El volumen será medido en metros cúbicos (m³) de roca colocada en sitio. El precio incluirá suministro, acarreo interno, colocación con maquinaria y personal, así como todos los costos directos e indirectos necesarios para la correcta ejecución.

E24. Hormigón para losa $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Descripción

Este ítem corresponde al suministro, transporte, colocación y curado del hormigón estructural con resistencia característica $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, destinado a la conformación de la losa del puente. La dosificación, mezcla y colocación deberán realizarse de acuerdo con lo establecido en las normas de diseño estructural y bajo la supervisión de la fiscalización. El vaciado se efectuará de manera continua, evitando juntas frías y garantizando la adecuada compactación y acabado superficial.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: vibradores de aguja, formaleas metálicas, mezcladora, herramientas menores.

Materiales: cemento Portland, agregados finos y gruesos, agua potable, aditivos según especificación del diseño.

Procedimiento de trabajo

Previo al vaciado, se deberá comprobar la limpieza y el correcto encofrado de la superficie de apoyo. El hormigón será preparado con la dosificación indicada y transportado en condiciones que eviten segregación. Una vez colocado, se compactará con vibradores de aguja, cuidando la homogeneidad de la mezcla y la eliminación de vacíos. El acabado superficial deberá cumplir con lo indicado en los planos, procediendo posteriormente al curado con agua o membranas químicas durante el tiempo necesario para garantizar la resistencia proyectada.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará en metros cúbicos (m^3) de hormigón colocado y curado satisfactoriamente en la losa, conforme a planos y especificaciones. El pago incluirá materiales, equipos, mano de obra y transporte, quedando a entera conformidad de la fiscalización.

E25. Hormigón para estribos y cimentaciones $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$

Descripción

Se refiere a la provisión y colocación de hormigón con resistencia característica $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, destinado a los elementos masivos del puente como estribos y cimentaciones. Este hormigón está diseñado para resistir cargas estructurales y de servicio, garantizando estabilidad y durabilidad.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: mezcladora, vibradores de aguja, grúa o winche de izaje, herramientas menores.

Materiales: cemento Portland, agregados naturales, agua potable, aditivos de control de fraguado cuando se requiera.

Procedimiento de trabajo

Las superficies de contacto deberán limpiarse de material suelto y humedecerse antes de colocar el concreto. El vaciado será continuo y en capas, con compactación por vibración interna. En los estribos se colocará de acuerdo con el armado de refuerzo previsto en los planos, verificando alineación y verticalidad. Para las cimentaciones, se deberá garantizar que la excavación esté libre de agua o lodo antes del vaciado. El curado será obligatorio durante un período no menor a siete días.

Medición y forma de pago

La unidad de medida será el metro cúbico (m^3) de hormigón colocado en estribos y cimentaciones. El precio incluirá suministro, transporte, encofrado, colocación, vibrado, curado y todos los insumos necesarios, de acuerdo con las instrucciones de la fiscalización.

E26. Hormigón para barreras de seguridad $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Descripción

Consiste en la preparación, transporte y colocación de hormigón estructural de resistencia $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para la conformación de las barreras de seguridad del puente. Estas barreras cumplen la función de protección vehicular y peatonal, por lo que deben ejecutarse siguiendo las dimensiones y detalles de los planos aprobados.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: mezcladora, formaletas metálicas o de madera, vibradores, herramientas menores.

Materiales: cemento Portland, agregados, agua potable, aditivos según diseño de mezcla.

Procedimiento de trabajo

Las formaletas deberán colocarse firmemente alineadas y aceitarse previamente para evitar adherencias. El hormigón será vaciado en capas con vibrado controlado para impedir segregación.

Posterior al desencofrado, se realizará el acabado superficial con herramientas manuales, garantizando uniformidad y resistencia. El curado se hará de inmediato mediante riego o membranas.

Medición y forma de pago

La medición se hará en metros cúbicos (m^3) de barreras ejecutadas y curadas de conformidad con los planos. El pago cubrirá suministro de materiales, equipos, mano de obra y transporte, según lo aprobado por la fiscalización.

E27. Viga pretensada tipo AASHTO IV (35 m, $f'_c=450 \text{ kg/cm}^2$)

Descripción

Se contempla la fabricación, transporte, izado y colocación de vigas pretensadas tipo AASHTO IV de 35 metros de longitud, elaboradas con hormigón de resistencia $f'_c=450 \text{ kg/cm}^2$. Estas vigas son elementos principales de la superestructura del puente y deberán cumplir con las especificaciones técnicas de pretensado, garantizando su resistencia y durabilidad.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: grúa de gran capacidad, gatos de pretensado, camiones de transporte especial, vibradores, herramientas de montaje.

Materiales: hormigón de alta resistencia, cables o torones de acero para pretensado, anclajes, ductos y accesorios.

Procedimiento de trabajo

La fabricación se realizará en planta especializada, con control de calidad de cada lote. Una vez fraguado el hormigón y alcanzada la resistencia mínima, se ejecutará el tensado de los cables

según diseño. El transporte hasta el sitio de obra se hará en vehículos adecuados y el montaje con grúas certificadas, cuidando la alineación y nivelación de la viga en su posición final.

Medición y forma de pago

Se medirá por unidad (U) de viga pretensada fabricada, transportada y montada en el sitio de obra. El pago incluirá materiales, equipos, transporte, montaje y personal técnico especializado, a satisfacción de la fiscalización.

E28. Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ Grado 60

Descripción

Este rubro corresponde al suministro, corte, figurado, doblado, colocación y amarre del acero de refuerzo de grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), utilizado en cimentaciones, estribos y demás elementos estructurales del puente. El acero deberá cumplir con normas ASTM y las dimensiones de los planos de construcción.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: cortadoras, dobladoras, alicates, herramientas de amarre.

Materiales: barras de acero de refuerzo Grado 60 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, alambre recocido para amarres.

Procedimiento de trabajo

El acero será cortado y doblado según planos estructurales, almacenado bajo condiciones adecuadas para evitar corrosión. Su colocación deberá respetar las separaciones y recubrimientos de concreto especificados. Los amarres se realizarán con alambre recocido en intersecciones, garantizando la rigidez del armado durante el vaciado del hormigón.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará en kilogramos (kg) de acero colocado en la estructura, de acuerdo con los planos y detalles aprobados. El pago incluirá materiales, transporte, corte, figurado, doblado y colocación en obra, a satisfacción de la fiscalización.

E29. Pintura de protección de vigas y barandas (m²)

Descripción

Este ítem corresponde a la aplicación de pintura de protección sobre las vigas y barandas metálicas del puente, con el fin de prevenir el deterioro por corrosión y alargar la vida útil de los elementos estructurales. La pintura se aplicará sobre superficies previamente limpiadas y tratadas, garantizando la correcta adherencia del recubrimiento.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: herramientas menores de aplicación, brochas, rodillos y equipos de seguridad.

Materiales: pintura anticorrosiva de alta resistencia, thinner para dilución y limpieza, y lijas de grano medio y fino para preparación de superficies.

Procedimiento de trabajo

Las superficies metálicas serán limpiadas hasta eliminar residuos de óxido, grasas o impurezas. Posteriormente, se procederá al lijado y preparación de la superficie para asegurar una base adecuada. La pintura será aplicada en capas uniformes siguiendo las especificaciones del fabricante, cuidando la cobertura total de la superficie y la correcta adherencia del material.

Medición y forma de pago

Se medirá por metro cuadrado (m²) de superficie pintada. El pago incluirá la preparación de superficie, materiales, mano de obra, equipos y aplicación de la pintura, todo a satisfacción de la fiscalización.

E30. Costos adicionales y accesorios de pintura (m²)

Descripción

Se contempla el suministro y aplicación de insumos complementarios necesarios para garantizar el acabado final en las superficies metálicas tratadas. Incluye lijado, aplicación de productos de limpieza y uso de aditivos que aseguren la protección y durabilidad de las vigas y barandas.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: herramientas menores de pintura y limpieza.

Materiales: thinner, lijas N°80 y N°100, y pintura anticorrosiva como refuerzo de protección.

Procedimiento de trabajo

Se realizarán actividades de preparación mediante lijado en distintas granulometrías, con posterior aplicación de productos de limpieza para eliminar restos de polvo y partículas. Finalmente, se aplicarán capas adicionales de pintura protectora en zonas críticas o de mayor exposición ambiental.

Medición y forma de pago

Se medirá por metro cuadrado (m²) de superficie tratada. El pago comprenderá la provisión de insumos, herramientas, mano de obra y transporte de materiales, bajo aprobación de la fiscalización.

E31. Junta de dilatación premoldeada Tipo III (ml)

Descripción

Este ítem se refiere a la provisión e instalación de juntas de dilatación premoldeadas Tipo III, que permiten absorber los movimientos estructurales generados por cambios de temperatura, cargas de servicio o retracción del hormigón. Estas juntas garantizan la continuidad del tablero y la seguridad de los usuarios.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: cortadora de hormigón, herramientas menores y equipo de seguridad.

Materiales: junta premoldeada Tipo III.

Procedimiento de trabajo

Se realizará el corte del pavimento o losa en los tramos definidos, asegurando una superficie limpia y adecuada para la colocación de la junta. Posteriormente, se instalará la junta premoldeada, verificando su alineación y sellado. Los trabajos deberán cumplir con las tolerancias de diseño y las normas de calidad establecidas.

Medición y forma de pago

Se medirá por metro lineal (ml) de junta instalada. El pago incluirá materiales, corte, colocación, mano de obra, equipos y transporte, a satisfacción de la fiscalización.

E32. Pernos y anclajes (un)

Descripción

Contempla el suministro y colocación de pernos y anclajes de acero corrugado con resina epóxica, destinados a la fijación de elementos estructurales y accesorios del puente. Estos componentes aseguran la transmisión de cargas y el correcto comportamiento estructural.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: martillo neumático, equipo de inyección de resina y herramientas menores.

Materiales: varilla corrugada de 18 mm y resina epóxica para anclaje.

Procedimiento de trabajo

Se perforará la superficie en los puntos señalados en planos, cuidando las dimensiones y profundidades requeridas. Posteriormente, se procederá a la inyección de resina epóxica y colocación de los pernos, asegurando el llenado completo y la fijación adecuada. El proceso será supervisado para garantizar la resistencia de los anclajes.

Medición y forma de pago

Se medirá por unidad (un) de perno colocado. El pago incluirá suministro de materiales, perforación, resina, colocación y mano de obra calificada.

E33. Obras provisionales, encofrados y apuntalamientos (m²)

Descripción

Es la construcción, montaje y retiro de encofrados y sistemas de apuntalamiento necesarios para el vaciado de hormigón en la superestructura del puente. Estas estructuras temporales garantizan la correcta geometría y estabilidad durante el proceso constructivo.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: herramientas menores, equipos de montaje y nivelación.

Materiales: tableros de encofrado contrachapado y sistemas metálicos de apuntalamiento (puntales y vigas).

Procedimiento de trabajo

Los encofrados serán diseñados y montados según los planos del proyecto, verificando su alineación, estabilidad y capacidad portante. Los apuntalamientos se colocarán de manera que garanticen la seguridad del personal y el cumplimiento de la geometría de la estructura. Tras el

fraguado y resistencia suficiente del hormigón, los elementos temporales serán desmontados cuidadosamente.

Medición y forma de pago

Se medirá por metro cuadrado (m^2) de encofrado y apuntalamiento ejecutado. El pago comprenderá la provisión de materiales, montaje, desmontaje, transporte y mano de obra especializada.

E34. Excavación para estribos con máquina y desalojo (m^3)

Descripción

La actividad descrita corresponde a las obras de protección del puente, considerando la excavación en el área destinada a los estribos mediante el empleo de maquinaria pesada. La actividad busca preparar una fundación estable para los elementos estructurales, garantizando que el suelo quede libre de material suelto o inadecuado. Incluye la extracción del terreno hasta alcanzar las cotas de diseño, el perfilado de las paredes de la excavación y el traslado del material sobrante a sitios autorizados de disposición.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: retroexcavadora de 75 Hp, volqueta de $9 m^3$ y herramientas menores de apoyo.

Materiales: combustible necesario para el funcionamiento de los equipos de excavación y transporte.

Procedimiento de trabajo

Los trabajos se realizarán bajo un control estricto de replanteo, cuidando la estabilidad de los taludes adyacentes al área de cimentación. El material será retirado en capas sucesivas y evacuado fuera de la zona de influencia de la obra, a fin de evitar afectaciones a la plataforma de

trabajo. La excavación finalizará con la verificación de cotas y limpieza de la superficie, generando condiciones seguras y estables para la construcción del estribo.

Medición y forma de pago

Se medirá en metros cúbicos (m³) de excavación ejecutada y material desalojado. El precio unitario comprenderá la operación de maquinaria, mano de obra, combustible, herramientas y transporte, con la debida aprobación de la fiscalización.

E35. Excavación para pilas con máquina y desalojo (m³)

Descripción

El trabajo contempla la extracción del material del subsuelo hasta alcanzar las profundidades de diseño, la conformación de superficies estables para la cimentación y el retiro del material excedente hacia botaderos designados.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: retroexcavadora de 75 Hp, volqueta de 9 m³ y herramientas manuales complementarias.

Materiales: combustible y lubricantes para la operación de la maquinaria.

Procedimiento de trabajo

La excavación se ejecutará con maquinaria adecuada, garantizando un control preciso de las dimensiones y la verticalidad del área destinada a las pilas. Se deberá mantener la estabilidad de los suelos adyacentes y controlar posibles infiltraciones o desprendimientos. El material producto de la excavación será cargado en volquetas y transportado fuera de la zona de construcción, asegurando un frente de trabajo limpio y seguro para la posterior ejecución de la cimentación.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará en metros cúbicos (m³) de excavación realizada y material desalojado. El precio unitario incluirá todos los costos asociados: operación de maquinaria, mano de obra, insumos y transporte, conforme a las exigencias de la fiscalización.

E36. Excavación para márgenes con máquina y desalojo (m³)

Descripción

Esta actividad es concebida como una medida de protección para asegurar la estabilidad lateral de las estructuras del puente. La labor implica el retiro controlado de suelos en áreas críticas próximas al río, con el objetivo de dar forma a taludes estables y prevenir procesos erosivos. Incluye además el transporte del material excedente hacia botaderos autorizados, evitando que este altere las condiciones hidráulicas del cauce.

Equipo mínimo y materiales

Equipo: retroexcavadora de 75 Hp, volqueta de 9 m³ y herramientas auxiliares.

Materiales: combustible para la operación continua de la maquinaria empleada en la excavación.

Procedimiento de trabajo

La excavación será ejecutada siguiendo un trazo definido previamente, procurando que los taludes conformados presenten una pendiente estable y adecuada al diseño. El material extraído será cargado en volquetas y dispuesto en áreas establecidas, evitando su acumulación en zonas cercanas al cauce. Se prestará especial atención al control de la geometría y la compactación natural de los bordes, garantizando la durabilidad de la protección.

Medición y forma de pago

La unidad de medición será el metro cúbico (m³) de excavación efectuada, incluyendo el retiro y disposición del material. El precio unitario abarcará equipos, mano de obra, herramientas, combustible y transporte, validado por la fiscalización.

E37. Enrocado D50–15 cm en estribos

Descripción

Este ítem comprende la colocación de enrocado de piedra de cantera, con diámetros que varían entre 15 y 50 cm, en las zonas de los estribos del puente. La finalidad es proteger las fundaciones de posibles procesos erosivos generados por la acción del caudal, garantizando la estabilidad de la estructura en condiciones de avenidas.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora de 75 HP para la colocación y nivelación del material.

Herramientas manuales menores para ajustes en sitio.

Roca de cantera seleccionada, resistente y libre de impurezas, en el rango D50–15 cm.

Procedimiento de trabajo

Se inicia con la limpieza del área y la preparación de la base en los estribos. El material pétreo se transporta en volquetas y se descarga en el sector de colocación. La retroexcavadora distribuye los bloques, y el personal de obra realiza el ajuste manual para asegurar el correcto trabado entre piezas. Se controla la uniformidad de la capa y la estabilidad de la superficie protegida.

Medición y forma de pago

La medición se realizará en metros cúbicos (m³) de enrocado colocado y aceptado por la fiscalización. El precio unitario incluye la provisión del material, transporte, maquinaria, mano de obra y todos los trabajos complementarios necesarios.

E38. Enrocado D50–15 cm en pilas

Descripción

El presente ítem corresponde a la protección de las pilas del puente mediante la colocación de enrocado de piedra de cantera, con tamaño entre 15 y 50 cm. Esta protección busca contrarrestar la socavación localizada que se produce alrededor de los apoyos por efecto del flujo, asegurando la durabilidad y seguridad estructural.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora de 75 HP para colocación y nivelación del material.

Herramientas manuales menores para trabajos de ajuste.

Roca de cantera seleccionada, de 15 a 50 cm de diámetro, de buena calidad y alta resistencia.

Procedimiento de trabajo

Se prepara el terreno en torno a la pila, retirando material suelto o inestable. El enrocado se transporta en volquetas y se descarga de manera controlada alrededor del apoyo. Con la retroexcavadora se procede a su distribución inicial, mientras que el personal de obra ajusta manualmente los bloques para lograr un correcto encaje y estabilidad. Se verificará que el recubrimiento sea uniforme y que el espesor colocado cumpla con lo especificado en el diseño.

Medición y forma de pago

La medición se hará en metros cúbicos (m³) de enrocado efectivamente colocado alrededor de las pilas. El precio unitario contempla materiales, transporte, maquinaria, mano de obra y todos los trabajos complementarios que demande la actividad.

E39. Enrocado D50–15 cm en márgenes

Descripción

Se considera la ejecución de protecciones en las márgenes del cauce mediante la colocación de enrocado de cantera de tamaño entre 15 y 50 cm. Su función principal es evitar la erosión lateral generada por la corriente, protegiendo tanto las riberas como el entorno inmediato de la infraestructura proyectada.

Equipo mínimo y materiales

Retroexcavadora de 75 HP para nivelación y colocación del material.

Herramientas manuales menores para ajustes puntuales.

Roca de cantera de 15–50 cm, seleccionada, resistente y libre de material deleznable.

Procedimiento de trabajo

Se procede a limpiar y acondicionar la margen a proteger, conformando una base estable. El enrocado se transporta en volquetas hasta el sitio de obra y se coloca en capas sucesivas. La retroexcavadora realiza la distribución inicial, y posteriormente se acomoda manualmente cada bloque para garantizar una adecuada trabazón. Se verificará que las piezas más grandes se ubiquen en la base, asegurando continuidad y evitando posibles deslizamientos.

Medición y forma de pago

La medición será por metro cúbico (m³) de enrocado colocado en las márgenes. El pago incluye el suministro del material, transporte, mano de obra, uso de maquinaria y cualquier actividad necesaria para la correcta ejecución de la protección.

E40. Relleno compactado para estribos

Descripción

El relleno colocado junto a los estribos tiene como función principal garantizar su estabilidad y prolongar la vida útil de la estructura. Al generar una base firme y bien compactada, se distribuyen los esfuerzos de la superestructura hacia el terreno de forma más homogénea, reduciendo asentamientos diferenciales. Este material compactado también cumple el papel de protección al minimizar filtraciones de agua que pudieran socavar la cimentación del estribo.

Equipo mínimo y materiales

Apisonador vertical y herramientas menores.

Material de mejoramiento seleccionado, agua para humedecer el relleno y camiones para transporte.

Procedimiento de trabajo

El relleno se colocará en capas delgadas de máximo 20 cm, las cuales deberán humedecerse y compactarse de forma progresiva. Se pondrá especial cuidado en el contacto con el muro del estribo para evitar espacios vacíos. Los ensayos de densidad de campo comprobarán que se alcance como mínimo el 95 % del Proctor Modificado.

Medición y forma de pago

Se medirá en metros cúbicos (m³) de relleno terminado y compactado. El pago comprenderá la provisión de materiales, transporte, mano de obra, equipos y controles de calidad establecidos.

E41. Relleno compactado para pilas

Descripción

En el caso de las pilas, el relleno cumple un rol distinto al de los estribos, ya que actúa principalmente como un elemento de protección frente a la socavación y el arrastre de partículas alrededor de las cimentaciones. Su compactación adecuada genera un confinamiento que asegura la estabilidad lateral de las pilas y mejora la resistencia del terreno circundante frente a las sollicitaciones hidráulicas.

Equipo mínimo y materiales

Apisonador vertical, herramientas menores y camiones de acarreo.

Material granular limpio y de buena graduación, acompañado de agua para compactación.

Procedimiento de trabajo

El relleno se colocará en torno a las pilas mediante capas concéntricas de espesor controlado, compactadas sucesivamente hasta alcanzar la densidad requerida. Se controlará que el material quede firmemente adherido a la base de la pila, evitando vacíos que puedan transformarse en puntos débiles ante el paso del flujo. Los ensayos de compactación garantizarán el cumplimiento de especificaciones.

Medición y forma de pago

El volumen ejecutado se medirá en metros cúbicos (m³). El precio incluirá transporte, equipos, personal y materiales, además de las pruebas de calidad necesarias.

E42. Relleno compactado para márgenes

Descripción

En las zonas de margen del cauce, el relleno se destina a conformar taludes de seguridad que funcionen como defensa contra la erosión producida por la corriente. A diferencia de los rellenos estructurales, este tiene un propósito principalmente hidráulico y de protección ambiental, ya que ayuda a estabilizar el borde del río y a disminuir el riesgo de desbordamientos cerca del puente.

Equipo mínimo y materiales

Apisonador vertical, herramientas menores y transporte de material.

Suelo de mejoramiento resistente a la erosión, con granulometría adecuada para mantener la estabilidad del talud, y agua para compactación.

Procedimiento de trabajo

El material se extenderá en capas sucesivas y se compactará hasta alcanzar la densidad establecida en el diseño. Los taludes deberán presentar una inclinación uniforme y estable, adaptándose al cauce del río y reduciendo la exposición directa al flujo. En sectores críticos se podrá complementar con protecciones adicionales como geotextiles o escolleras de roca.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará en metros cúbicos (m³) de relleno colocado y compactado. El pago comprenderá suministro de material, transporte, equipos, mano de obra y controles técnicos exigidos en obra.

E43. Geotextil no tejido en estribos

Descripción

En los estribos del puente se requiere incorporar un geotextil no tejido como parte de las medidas de refuerzo y defensa de la estructura. Este material actúa como filtro y capa protectora frente a la acción del agua, evitando el arrastre de finos y contribuyendo a que el suelo conserve su estabilidad en la zona de apoyo de la cimentación.

Equipo mínimo y materiales

Se consideran herramientas manuales para corte y fijación. Como insumos principales se empleará geotextil de 300 g/m², alambre galvanizado para amarres y grapas de sujeción que garanticen un anclaje adecuado.

Procedimiento de trabajo

Se inicia con la limpieza del área de apoyo en los estribos, retirando material suelto. Luego se extiende el geotextil de manera uniforme, evitando pliegues y asegurando traslapes de al menos 30 cm. La fijación se realiza mediante grapas o estacas, procurando un tensado adecuado que permita un comportamiento eficiente bajo la acción hidráulica.

Medición y forma de pago

La medición se efectuará por metro cuadrado (m²) de geotextil instalado. El precio unitario comprenderá materiales, mano de obra, transporte y equipos menores, todo debidamente ejecutado y aprobado por la fiscalización.

E44. Geotextil no tejido en pilas

Descripción

En el entorno inmediato de las pilas se instalará geotextil no tejido, cuya función es reforzar la defensa contra la socavación localizada y reducir el riesgo de pérdida de material del lecho. Con ello se busca preservar la estabilidad del cimientado y prolongar la vida útil del puente en condiciones de crecidas.

Equipo mínimo y materiales

Las actividades contemplan el uso de herramientas de fijación manual, además del suministro de geotextil de 300 g/m², alambre galvanizado y grapas resistentes a la corrosión para asegurar el material en su posición.

Procedimiento de trabajo

El terreno alrededor de las pilas debe nivelarse y prepararse antes de extender el geotextil. Posteriormente, se colocan los paños ajustados a la geometría de la pila, evitando desalineaciones y fijándolos de manera firme mediante amarres y grapas. Se verificará que los traslapes y bordes queden protegidos para impedir desplazamientos durante el paso del caudal.

Medición y forma de pago

Se medirá en metros cuadrados (m²) de geotextil correctamente colocado. El pago incluirá todos los insumos, mano de obra, transporte y equipos requeridos, hasta la aceptación por parte de la fiscalización.

E45. Geotextil no tejido en márgenes

Descripción

En los márgenes del cauce se colocará geotextil no tejido como medida de control de erosión y estabilidad superficial. Su aplicación protege los taludes contra desprendimientos y deslizamientos, permitiendo que el flujo del río no deteriore la base lateral de la estructura.

Equipo mínimo y materiales

Para la ejecución se emplearán herramientas menores de instalación, junto con geotextil de 300 g/m², alambre galvanizado y estacas de fijación que mantengan la cobertura en su lugar.

Procedimiento de trabajo

El área del talud será limpiada y nivelada previamente. A continuación, se extenderán los paños de geotextil desde la parte superior hacia el pie del margen, asegurando traslapes adecuados. El anclaje se realizará con estacas y fijaciones adicionales en bordes y uniones, de manera que el material quede protegido contra el arrastre.

Medición y forma de pago

Se cuantificará en metros cuadrados (m²) de geotextil instalado en márgenes. El precio incluirá los materiales, transporte, mano de obra y equipos utilizados hasta la entrega final.

Anexo C: APUS

APUS DEL BYPASS NORTE

OBRAS PRELIMINARES					
CÓDIGO:	E01				
RUBRO:	Limpieza del terreno con máquina				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	TARIFA	COSTO HORA	REND IMIEN TO	COSTO D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,02	\$ 0,60
Herramienta menor % MO					\$ 0,05
SUBTOTAL M:					\$ 0,65
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND IMIEN TO	COSTO D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,002	\$ 0,01
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	1	\$ 5,95	\$ 5,95	0,02	\$ 0,12
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,234	\$ 0,95
SUBTOTAL N:					\$ 1,08
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECI O UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL O:					\$ -
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIF A/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

			\$
SUBTOTAL P:			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS			\$
X=(M+N+O+P)			1,73
COSTOS INDIRECTOS			\$
	10%		0,17
UTILIDAD			\$
	15%		0,26
IMPREVISTOS			\$
	2%		0,03
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			2,19
PRECIO UNITARIO			\$
			2,19

OBRAS PRELIMINARES					
CÓDIGO:	E02				
RUBRO:	Nivelación y replanteo de puntos equipo topográfico				
UNIDAD:	ml/G lobal				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Equipo topografico	1	\$ 3,90	\$ 3,90	0,08	\$ 0,31
Herramienta menor					\$ 0,03
SUBTOTAL M:					\$ 0,34
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,01	\$ 0,05
Topografo (Est. Ocup.-C1)	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,08	\$ 0,33
Peón(Est. Ocup.-D2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,08	\$ 0,32
SUBTOTAL N:					\$ 0,70
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Cemento saco de 50 Kg	Saco	0,01	\$ 8,50	0,0765	
Arena	m³	0,00	\$ 21,00	0,084	
Estacas	Unidad	0,20	\$ 0,15	0,02925	
SUBTOTAL O:					\$ 0,19
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

			\$
SUBTOTAL P:			-
			\$
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			1,23
			\$
COSTOS INDIRECTOS	10%		0,12
			\$
UTILIDAD	15%		0,18
			\$
IMPREVISTOS	2%		0,02
			\$
COSTO TOTAL DEL RUBRO			1,56
			\$
PRECIO UNITARIO			1,56

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E03				
RUBRO:	Excavación con máquina y desalojo				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,18	\$ 5,40
Volqueta 9 m³	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,18	\$ 5,76
Herramienta menor % MO					\$ 0,38
SUBTOTAL M:					\$ 11,54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	2	\$ 5,95	\$ 11,90	0,18	\$ 2,14
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,62
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible	Galón	3,17	\$ 1,85	\$ 5,8645	
SUBTOTAL O:					\$ 5,86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		25,02
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		2,50
UTILIDAD	15%	\$
		3,75
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,50
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		31,78
PRECIO UNITARIO		\$
		31,78

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E04				
RUBRO:	Relleno y compactado con material de mejoramiento				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Apisonador vertical	1	\$ 3,85	\$ 3,85	0,53	\$ 2,04
Herramienta menor % MO					\$ 0,40
SUBTOTAL M:					\$ 2,44
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Operador de equipo liviano(Est. Ocup -D2)	1	\$ 4,33	\$ 4,33	0,53	\$ 2,29
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,91
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible		Galón	0,32	\$ 1,85	0,592
Material de mejoramiento		m³	1,25	\$ 13,50	16,875
Agua		m³	0,13	\$ 3,75	0,4875
SUBTOTAL O:					\$ 17,95
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Transporte material petreo (10 Km)		m ³ /km	12,5	\$ 0,28	\$ 3,50
SUBTOTAL P:					\$ 3,50
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)					\$ 31,80
COSTOS INDIRECTOS					\$ 3,18
UTILIDAD					\$ 4,77
IMPREVISTOS					\$ 0,64
COSTO TOTAL DEL RUBRO					\$ 40,39
PRECIO UNITARIO					\$ 40,39

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E05				
RUBRO:	Conformación y perfilado de taludes				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retroexcavadora 120 HP con cuchara inclinable	1	\$ 45,00	\$ 45,00	0,02	\$ 0,90
Motoniveladora 140–170 HP	1	\$ 50,00	\$ 50,00	0,015	\$ 0,75
Compactador manual tipo plancha	1	\$ 12,00	\$ 12,00	0,03	\$ 0,36
Herramienta menor % MO	1				\$ 0,04
SUBTOTAL M:					\$ 2,05
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,002	\$ 0,01
Topógrafo (trazo y control de pendientes)	1	\$ 6,50	\$ 6,50	0,003	\$ 0,02
Operador retroexcavadora (14-C1)	1	\$ 5,95	\$ 5,95	0,02	\$ 0,12
Operador motoniveladora (14-C1)	1	\$ 5,95	\$ 5,95	0,015	\$ 0,09
Operario compactador	1	\$ 4,50	\$ 4,50	0,03	\$ 0,14
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,12	\$ 0,49
SUBTOTAL N:					\$ 0,86
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Estacas de replanteo	und	0,04	\$ 0,80	0,032	

Cuerda/nylon para trazo	m	0,05	\$ 0,02	0,001
Cal/yeso para marcado	kg	0,02	\$ 0,35	0,007
Agua para humedecimiento	L	1,00	\$ 0,00	0,001

SUBTOTAL O:

\$
0,04

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO D=C*R
Z			A	B	
Volqueta 10–12 m³ (acarreo interno ≤1 km)		h	0,01	\$ 35,00	\$ 0,35

SUBTOTAL P:

\$
0,35

TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		3,30
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		0,33
UTILIDAD	15%	\$
		0,49
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		4,19
PRECIO UNITARIO		\$
		4,19

Estructura del canal (revestimiento)					
CÓDIGO:	E06				
RUBRO:	Hormigón simple f'c=210 kg/cm²				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R
HERRAMIENTA MANUAL (5% MO)	3,0	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
BOMBA	0,1	\$ 8,00	\$ 0,64	1	\$ 0,64
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1,25"	0,4	\$ 4,53	\$ 1,63	1	\$ 1,63
SUBTOTAL M:					\$ 2,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil	1	\$ 4,35	\$ 4,35	1,5	\$ 6,53
Peón	4	\$ 2,50	\$ 10,00	1,5	\$ 15,00
SUBTOTAL N:					\$ 21,53
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO	m³	1,00	\$ 119,00	\$ 119,00	
SUBTOTAL O:					\$ 119,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		142,89
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		14,29
UTILIDAD	15%	\$
		21,43
IMPREVISTOS	2%	\$
		2,86
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		181,47
PRECIO UNITARIO		\$
		181,47

Estructura del canal (revestimiento)					
CÓDIGO:	E07				
RUBRO:	MALLA ELECTROSOLDADA				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Plancha vibroapisonadora	1	\$ 2,20	\$ 2,20	0,4	\$ 0,88
Herramienta menor % MO	1				\$ 0,21
SUBTOTAL M:					\$ 1,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	0	\$ 4,55	\$ 0,01	1,5	\$ 0,02
Operador de equipo	0	\$ 3,50	\$ 0,11	1,5	\$ 0,17
Peón(Est. Ocup -E2)	0	\$ 4,05	\$ 0,12	1,5	\$ 0,18
SUBTOTAL N:					\$ 0,36
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Malla electrosoldada	mln	0,07	\$ 22,23	\$ 1,56	
SUBTOTAL O:					\$ 1,56
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:			\$
			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			\$
			3,01
COSTOS INDIRECTOS			\$
	10%		0,30
UTILIDAD			\$
	15%		0,45
IMPREVISTOS			\$
	2%		0,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			3,82
PRECIO UNITARIO			\$
			3,82

Estructura del canal (revestimiento)						
CÓDIGO:	E08					
RUBRO:	Juntas de dilatación con sellado elástico					
UNIDAD:	m²					
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
					D=C*R	
T	A	B	C=A*B	R		
Cortadora de juntas (disco diamantado)	1	\$ 6,50	\$ 6,50	0,02	\$ 0,13	
Sopladora/compresor para limpieza de corte	1	\$ 2,20	\$ 2,20	0,01	\$ 0,02	
Generador (soporte a equipos)	1	\$ 3,00	\$ 3,00	0,02	\$ 0,06	
Herramienta menor % MO	1				\$ 0,02	
SUBTOTAL M:					\$ 0,23	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
					D=C*R	
X	A	B	C=A*B	R		
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,002	\$ 0,01	
Operador de equipo	1	\$ 3,50	\$ 3,50	0,07	\$ 0,25	
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,12	\$ 0,49	
SUBTOTAL N:					\$ 0,74	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
Y		A	B	C=A*B		
Sellante elástico de poliuretano (cartucho 600 ml)	cart	0,17	\$ 7,50	\$ 1,28		
Cordón de polietileno (backer rod) Ø10 mm	ml		1,00	\$ 0,10	\$ 0,10	
Primer/Imprimante para sellante	ml		1,00	\$ 0,05	\$ 0,05	
Cinta de enmascarar para bordes	ml	1,00	\$ 0,03	\$ 0,03		

SUBTOTAL O:				\$ 1,46
TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO D=C*R
Z		A	B	
SUBTOTAL P:				\$ -
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 2,43
COSTOS INDIRECTOS			10%	\$ 0,24
UTILIDAD			15%	\$ 0,36
IMPREVISTOS			2%	\$ 0,05
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 3,08
PRECIO UNITARIO				\$ 3,08

Transporte y disposición de excedentes					
CÓDIGO:	E9				
RUBRO:	Descarga y disposición de material en botadero autorizado				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Volqueta 10 m³ (maniobra de descarga)	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,05	\$ 1,60
SUBTOTAL M:					\$ 1,60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Chofer de volqueta	1	\$ 5,95	\$ 5,95	0,125	\$ 0,74
Peón para descarga/acom odo	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,05	\$ 0,20
SUBTOTAL N:					\$ 0,74
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
					\$ -
SUBTOTAL O:					
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
Tasa de disposición en botadero	m³	1	\$ 0,60	\$ 0,60	
SUBTOTAL P:					\$ 0,60
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)					\$ 2,94

COSTOS INDIRECTOS	10%	\$ 0,29
UTILIDAD	15%	\$ 0,44
IMPREVISTOS	2%	\$ 0,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$ 3,74
PRECIO UNITARIO		\$ 3,74

Geotextil					
CÓDIGO:	E10				
RUBRO:	Geotextil (m²)				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,06	\$ 0,19
SUBTOTAL M:					\$ 0,19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,2	\$ 0,82
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,15	\$ 0,61
SUBTOTAL N:					\$ 1,52
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Geotextil NT 300 g/m² (con 5% merma)		m²	1,05	\$ 2,80	2,94
Alambre negro #16		kg	0,02	\$ 1,50	0,03
Grapas/estacas de sujeción		un	2,00	\$ 0,05	0,1
SUBTOTAL O:					\$ 3,07
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Flete y manipulación (≈5% de O)	m²	1	\$ 0,15	\$ 0,15
SUBTOTAL P:				\$ 0,15
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 4,93
COSTOS INDIRECTOS				\$ 0,49
UTILIDAD				\$ 0,74
IMPREVISTOS				\$ 0,10
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 6,26
PRECIO UNITARIO				\$ 6,26

APUS DE LA COMPUERTA DE CONTROL

Cimentación y Estructura					
CÓDIGO:	E11				
RUBRO:	Excavación manual de cimentación para compuerta				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	1	\$ 1,50	\$ 1,50	0,3	\$ 0,45
SUBTOTAL M:					\$ 0,45
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Oficial de obra	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,1	\$ 0,46
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,3	\$ 1,22
SUBTOTAL N:					\$ 1,67
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Estacas y cordel	gl	1,00	\$ 0,20	\$ 0,20	
SUBTOTAL O:					\$ 0,20
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
N		A	B	C=A*B	
Z					
Acarreo interno de material excavado	m³	1	\$ 0,40	\$ 0,40	
SUBTOTAL P:					\$ 0,40

		\$
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		2,72
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		0,27
UTILIDAD	15%	\$
		0,41
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,05
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		3,45
PRECIO UNITARIO		\$
		3,45

Estructura					
CÓDIGO:	E12				
RUBRO:	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM²				
UNIDAD:	kg				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	3	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
SUBTOTAL M:					\$ 0,09
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
OPERARIO	1	\$ 5,20	\$ 5,20	0,02	\$ 0,10
OFICIAL	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,02	\$ 0,08
SUBTOTAL N:					\$ 0,19
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
ALAMBRE NEGRO #16	kg	0,02	\$ 1,50	\$ 0,03	
ACERO CORRUGADO fy =4200 kg/cm² GRADO 60	kg	1,00	\$ 1,25	\$ 1,25	
SUBTOTAL O:					\$ 1,25
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
SUBTOTAL P:					\$ -

			\$
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			1,53
COSTOS INDIRECTOS	10%		\$
			0,15
UTILIDAD	15%		\$
			0,23
IMPREVISTOS	2%		\$
			0,03
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			1,94
PRECIO UNITARIO			\$
			1,94

Cimentación y Estructura					
CÓDIGO:	E13				
RUBRO:	Hormigón F'C=280 KG/CM²				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	3	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
Bomba	0,08	\$ 8,00	\$ 0,64	1	\$ 0,64
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1,25"	0,36	\$ 4,53	\$ 1,63	1	\$ 1,63
SUBTOTAL M:					\$ 2,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	0	\$ 4,55	\$ 0,32	1,5	\$ 0,48
Peón(Est. Ocup -E2)	4	\$ 3,50	\$ 14,00	1,5	\$ 21,00
Albañil	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,5	\$ 6,08
SUBTOTAL N:					\$ 27,55
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO	m³	1,00	\$ 136,00	\$ 136,00	
SUBTOTAL O:					\$ 136,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	

SUBTOTAL P:			\$
			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			\$
			165,92
COSTOS INDIRECTOS			\$
	10%		16,59
UTILIDAD			\$
	15%		24,89
IMPREVISTOS			\$
	2%		3,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			210,72
PRECIO UNITARIO			\$
			210,72

Fabricación y montaje de compuerta					
CÓDIGO:	E14				
RUBRO:	Fabricación, suministro y montaje de compuerta metálica				
UNIDAD:	un				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Soldadora eléctrica	1	\$ 8,00	\$ 8,00	0,2	\$ 1,60
Equipo de izaje (pluma / winche)	1,000	\$ 15,00	\$ 15,00	0,1	\$ 1,50
SUBTOTAL M:					\$ 3,10
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Soldador calificado	1	\$ 6,00	\$ 6,00	0,25	\$ 1,50
Ayudante de soldador	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,25	\$ 1,01
Montajista	1	\$ 5,50	\$ 5,50	0,2	\$ 1,10
SUBTOTAL N:					\$ 3,61
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Placa acero ASTM A-36 (estructura)	kg	200,00	\$ 1,25	\$ 250,00	
	UNIDAD	1,00	\$ 300,00	\$ 300,00	
Husillo y guías Pernos, anclajes y accesorios	gl	1,00	\$ 50,00	\$ 50,00	
	m²	10,00	\$ 5,00	\$ 50,00	
SUBTOTAL O:					\$ 650,00
TRANSPORTE					

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO
Z		A	B	C=A*B
Flete y maniobra de montaje	gl	1	80	80
SUBTOTAL P:				\$ 80,00
				\$ 736,71
				\$ 73,67
				\$ 110,51
				\$ 14,73
				\$ 935,62
				\$ 935,62

Pasamanos metálicos					
CÓDIGO:	E15				
RUBRO:	Suministro y montaje de pasamanos metálicos galvanizados				
UNIDAD:	m				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPC IÓN	CAN TID AD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Soldadora eléctrica	1	\$ 8,00	\$ 8,00	0,05	\$ 0,40
Esmeril angular	1,000	\$ 4,00	\$ 4,00	0,05	\$ 0,20
SUBTOTAL M:					\$ 0,60
MANO DE OBRA					
DESCRIPC IÓN	CAN TID AD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Soldador calificado	1	\$ 6,00	\$ 6,00	0,05	\$ 0,30
Ayudante de soldador	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,05	\$ 0,20
SUBTOTAL N:					\$ 0,50
MATERIALES					
DESCRIPC IÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Perfil metálico galvanizado (2")	kg	5,00	\$ 1,50	\$ 7,50	
Electrodo / alambre soldadura	kg	0,10	\$ 2,00	\$ 0,20	
Pintura de acabado	m²	0,50	\$ 3,00	\$ 1,50	
SUBTOTAL O:					\$ 9,20
TRANSPORTE					
DESCRIPC IÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	

Transporte de perfiles	m	1	0,5	0,5
SUBTOTAL				\$
P:				0,50
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$
				10,80
COSTOS INDIRECTOS			10%	\$
				1,08
UTILIDAD			15%	\$
				1,62
IMPREVISTOS			2%	\$
				0,22
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$
				13,72
PRECIO UNITARIO				\$
				13,72

Rejillas metálicas					
CÓDIGO:	E16				
RUBRO:	Fabricación y montaje de rejilla metálica de seguridad				
UNIDAD:	un				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Soldadora	1	\$ 8,00	\$ 8,00	0,1	\$ 0,80
SUBTOTAL M:					\$ 0,80
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Soldador calificado	1	\$ 6,00	\$ 6,00	0,1	\$ 0,60
Ayudante de soldador	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,1	\$ 0,41
SUBTOTAL N:					\$ 1,01
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Marco y bastidor metálico	kg	20,00	\$ 1,25	\$ 25,00	
Rejilla electrosoldada	m²	0,50	\$ 20,00	\$ 10,00	
Pernos y accesorios	gl	1,00	\$ 5,00	\$ 5,00	
Pintura protectora	m²	1,00	\$ 3,00	\$ 3,00	
SUBTOTAL O:					\$ 43,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	

Transporte y maniobra	un	1	5	5
SUBTOTAL				\$
L P:				5,00
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$
				49,81
COSTOS INDIRECTOS		10%		\$
				4,98
UTILIDAD		15%		\$
				7,47
IMPREVISTOS		2%		\$
				1,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$
				63,25
PRECIO UNITARIO				\$
				63,25

Bomba de agua para achique					
CÓDIGO:	E17				
RUBRO:	Achique con bomba de agua portátil durante construcción				
UNIDAD:	jornada				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Bomba de agua 3"	1	\$ 20,00	\$ 20,00	1	\$ 20,00
SUBTOTAL M:					\$ 20,00
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Operador de bomba	1	\$ 5,00	\$ 5,00	1	\$ 5,00
SUBTOTAL N:					\$ 5,00
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible (gal)	gal	2,00	\$ 3,50	\$ 7,00	
Aceite lubricante	lt	0,20	\$ 5,00	\$ 1,00	
SUBTOTAL O:					\$ 8,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
Traslado de bomba a obra	gl	1	5	5	

SUBTOT		\$
AL P:		5,00
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		38,00
COSTOS INDIRECTOS		\$
	10%	3,80
UTILIDAD		\$
	15%	5,70
IMPREVISTOS		\$
	2%	0,76
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		48,26
PRECIO UNITARIO		\$
		48,26

APUS DEL PUENTE DEL BYPASS

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E18				
RUBRO:	Excavación con máquina y desalojo				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,18	\$ 5,40
Volqueta 9 m³	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,18	\$ 5,76
Herramienta menor % MO					\$ 0,38
SUBTOTAL M:					\$ 11,54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	2	\$ 5,95	\$ 11,90	0,18	\$ 2,14
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,62
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible	Galón	3,17	\$ 1,85	5,8645	
SUBTOTAL O:					\$ 5,86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

			\$
SUBTOTAL P:			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS			\$
X=(M+N+O+P)			25,02
COSTOS INDIRECTOS			\$
	10%		2,50
UTILIDAD			\$
	15%		3,75
IMPREVISTOS			\$
	2%		0,50
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			31,78
PRECIO UNITARIO			\$
			31,78

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E19				
RUBRO:	Relleno y compactado con material de mejoramiento				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Apisonador vertical	1	\$ 3,85	\$ 3,85	0,53	\$ 2,04
Herramienta menor % MO					\$ 0,40
SUBTOTAL M:					\$ 2,44
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Operador de equipo liviano(Est. Ocup -D2)	1	\$ 4,33	\$ 4,33	0,53	\$ 2,29
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,91
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible		Galón	0,32	\$ 1,85	0,592
Material de mejoramiento		m³	1,25	\$ 13,50	16,875
Agua		m³	0,13	\$ 3,75	0,4875
SUBTOTAL O:					\$ 17,95
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Transporte material petreo (10 Km)	m ³ /km	12,5	\$ 0,28	\$ 3,50
SUBTOTAL P:				\$ 3,50
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 31,80
COSTOS INDIRECTOS				\$ 3,18
UTILIDAD				\$ 4,77
IMPREVISTOS				\$ 0,64
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 40,39
PRECIO UNITARIO				\$ 40,39

Protección de estribo con escollera D50 = 15 cm					
CÓDIGO:	E20				
RUBRO:	Colocación de escollera D50=0,15 m en seco (protección de estribo)				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retroexcavadora 0,8 m³ (colocación)	1	\$ 45,00	\$ 45,00	0,07	\$ 3,15
Herramienta menor % MO	1	1,5	\$ 1,50	0,02	\$ 0,03
SUBTOTAL M:					\$ 3,18
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CAN TID AD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Operador de retro	1	\$ 5,50	\$ 5,50	0,07	\$ 0,39
Oficial de obra	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Peón(Est. Ocup - E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,15	\$ 0,61
SUBTOTAL N:					\$ 1,22
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Roca de escollera D50=15 cm (en obra)		m³	\$ 18,00	18	
SUBTOTAL O:					\$ 18,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	
Acarreo interno y distribución (minicargador)		h	0,05 \$ 20,00	\$ 1,00	

SUBTOTAL P:		\$
		1,00
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		23,40
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		2,34
UTILIDAD	15%	\$
		3,51
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,47
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		29,72
PRECIO UNITARIO		\$
		29,72

Hormigón para losa f'c=280 kg/cm²					
CÓDIGO:	E21				
RUBRO:	Hormigón estructural premezclado 280 kg/cm².				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	3	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
Bomba	0,08	\$ 8,00	\$ 0,64	1	\$ 0,64
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1,25"	0,36	\$ 4,53	\$ 1,63	1	\$ 1,63
SUBTOTAL M:					\$ 2,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	0	\$ 4,55	\$ 0,32	1,5	\$ 0,48
Peón(Est. Ocup -E2)	4	\$ 3,50	\$ 14,00	1,5	\$ 21,00
Albañil	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,5	\$ 6,08
SUBTOTAL N:					\$ 27,55
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO	m³	1,00	\$ 136,00	\$ 136,00	
SUBTOTAL O:					\$ 136,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		165,92
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		16,59
UTILIDAD	15%	\$
		24,89
IMPREVISTOS	2%	\$
		3,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		210,72
PRECIO UNITARIO		\$
		210,72

Hormigón para estribos y cimentaciones f'c=210 kg/cm²					
CÓDIGO:	E22				
RUBRO:	Hormigón simple o ciclópeo f'c=210 kg/cm².				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
HERRAMIENTA MANUAL (5% MO)	3,0	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
BOMBA VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1,25"	0,1	\$ 8,00	\$ 0,64	1	\$ 0,64
	0,4	\$ 4,53	\$ 1,63	1	\$ 1,63
SUBTOTAL M:					\$ 2,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Albañil	1	\$ 4,35	\$ 4,35	1,5	\$ 6,53
Peón	4	\$ 2,50	\$ 10,00	1,5	\$ 15,00
SUBTOTAL N:					\$ 21,53
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO	m³	1,00	\$ 119,00	\$ 119,00	
SUBTOTAL O:					\$ 119,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		142,89
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		14,29
UTILIDAD	15%	\$
		21,43
IMPREVISTOS	2%	\$
		2,86
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		181,47
PRECIO UNITARIO		\$
		181,47

Hormigón para barreras de seguridad f'c=210 kg/cm²					
CÓDIGO:	E23				
RUBRO:	Hormigón simple/barrera de contención				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
HERRAMIENTA MANUAL (5% MO)	3,0	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09
BOMBA VIBRADOR DE CONCRETO 4HP 1,25"	0,1	\$ 8,00	\$ 0,64	1	\$ 0,64
	0,4	\$ 4,53	\$ 1,63	1	\$ 1,63
SUBTOTAL M:					\$ 2,37
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Albañil	1	\$ 4,35	\$ 4,35	1,5	\$ 6,53
Peón	4	\$ 2,50	\$ 10,00	1,5	\$ 15,00
SUBTOTAL N:					\$ 21,53
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
HORMIGÓN PREMEZCLADO	m³	1,00	\$ 119,00	\$ 119,00	
SUBTOTAL O:					\$ 119,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		142,89
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		14,29
UTILIDAD	15%	\$
		21,43
IMPREVISTOS	2%	\$
		2,86
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		181,47
PRECIO UNITARIO		\$
		181,47

Viga pretensada tipo AASHTO IV (35 m, f'c = 450 kg/cm²)					
CÓDIGO:	E24				
RUBRO:	Suministro, transporte y montaje de viga pretensada AASHTO IV, 35 m				
UNIDAD:	unidad				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Grúa 100 t (montaje)	1,0	\$ 160,00	\$ 160,00	1,5	\$ 240,00
Camión cama baja (maniobras)	1,0	\$ 60,00	\$ 60,00	3	\$ 180,00
Herramientas menores	1,0	\$ 1,50	\$ 1,50	0,5	\$ 0,75
SUBTOTAL M:					\$ 420,75
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
N	AD				D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro montajista	1	\$ 6,00	\$ 6,00	3	\$ 18,00
Rigger / señalero	2	\$ 5,00	\$ 10,00	3	\$ 30,00
Soldador (fijaciones)	1	\$ 6,00	\$ 6,00	1,5	\$ 9,00
Ayudante	2	\$ 4,05	\$ 8,10	3	\$ 24,30
SUBTOTAL N:					\$ 81,30
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
N		A	B	C=A*B	
Y					
Viga AASHTO IV, 35 m (prefabricada)	UNIDAD	1,00	\$ 20.500,00	\$ 20.500,00	
Pernos de anclaje + neoprenos de apoyo	gl	1,00	\$ 500,00	\$ 500,00	
SUBTOTAL O:					\$ 21.000,00
TRANSPORTE					

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO
N				D=C*R
Z		A	B	
Transporte especializado desde planta	gl	1	\$ 800,00	\$ 800,00
SUBTOTAL P:				\$ 800,00
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 22.302,05
COSTOS INDIRECTOS				\$ 2.230,21
UTILIDAD				\$ 3.345,31
IMPREVISTOS				\$ 446,04
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 28.323,60
PRECIO UNITARIO				\$ 28.323,60

Acero de refuerzo para estribos y cimentaciones						
CÓDIGO:	E25					
RUBRO:	Suministro, figurado y colocación de acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm²					
UNIDAD:	kg					
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
Herramientas menores	3	\$ 3,16	\$ 9,48	0,01	\$ 0,09	
SUBTOTAL M:					\$ 0,09	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R	
OPERARIO	1	\$ 5,20	\$ 5,20	0,02	\$ 0,10	
OFICIAL	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,02	\$ 0,08	
SUBTOTAL N:					\$ 0,19	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO		
Y		A	B	C=A*B		
ALAMBRE NEGRO #16	kg	0,02	\$ 1,50	\$ 0,03		
ACERO CORRUGADO fy =4200 kg/cm² GRADO 60	kg		\$ 1,25	\$ 1,25		
			1,00			
SUBTOTAL O:					\$ 1,25	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO		
Z		A	B	C=A*B		
SUBTOTAL P:					\$ -	

			\$
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			1,53
COSTOS INDIRECTOS	10%		\$
			0,15
UTILIDAD	15%		\$
			0,23
IMPREVISTOS	2%		\$
			0,03
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			1,94
PRECIO UNITARIO			\$
			1,94

Costos adicionales y accesorios					
CÓDIGO: E26					
RUBRO: Pintura anticorrosiva en vigas/barandas					
UNIDAD: m²					
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,01	\$ 0,03
SUBTOTAL M:					\$ 0,03
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Pintor	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,2	\$ 0,82
SUBTOTAL N:					\$ 0,82
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Thinner 4000 cc	l	0,08	\$ 13,95	\$ 1,12	
Lija N°80	UNIDAD	0,15	\$ 0,39	\$ 0,06	
Lija N°100	UNIDAD	0,15	\$ 0,34	\$ 0,05	
Pintura anticorrosiva	gl	0,05	\$ 17,15	\$ 0,86	
SUBTOTAL O:					\$ 2,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
Flete de pinturas/i	m²	1	0,1	0,1	

nsumos
(5% de
O)

			\$
SUBTOT			
AL P:			0,10
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)			\$
			3,03
COSTOS INDIRECTOS			\$
10%			0,30
UTILIDAD			\$
15%			0,46
IMPREVISTOS			\$
2%			0,06
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			3,85
PRECIO UNITARIO			\$
			3,85

Costos adicionales y accesorios					
CÓDIGO:	E27				
RUBRO:	Junta de dilatación premoldeada Tipo III (ml)				
UNIDAD:	ml				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
T	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Cortadora de hormigón	0,05	\$ 95,00	\$ 4,75	1	\$ 4,75
Herramientas menores	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,02	\$ 0,06
SUBTOTAL M:					\$ 4,81
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
X	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Oficial de obra	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,1	\$ 0,46
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,1	\$ 0,41
SUBTOTAL N:					\$ 1,09
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Junta premoldeada Tipo III	ml	1,00	\$ 85,22	\$ 85,22	
SUBTOTAL O:					\$ 85,22
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
Flete y manipuleo (3% de O)	ml	1	2,56	2,56	

SUBTOTAL P:		\$
		2,56
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		93,68
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		9,37
UTILIDAD	15%	\$
		14,05
IMPREVISTOS	2%	\$
		1,87
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		118,97
PRECIO UNITARIO		\$
		118,97

Pernos y anclajes

CÓDIGO: E28
RUBRO: Pernos y anclajes (anclaje químico d=18 mm; L=0.30 m) (un)
UNIDAD: un

EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Martillo neumático	0,05	\$ 50,00	\$ 2,50	1	\$ 2,50
Equipo de inyección	0	\$ 20,00	\$ 1,00	1	\$ 1,00
Herramientas menores	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,05	\$ 0,16
SUBTOTAL M:					\$ 3,66

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Operario	1	\$ 5,20	\$ 5,20	0,2	\$ 1,04
Oficial de obra	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,2	\$ 0,82
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,15	\$ 0,61
SUBTOTAL N:					\$ 2,47

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
Y		A	B	C=A*B
Varilla corrugada d=18 mm	kg	0,60	\$ 0,25	\$ 0,15
Resina epóxica para anclaje	UNIDAD	0,25	\$ 7,40	\$ 1,85
SUBTOTAL O:				\$ 2,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO
-------------	--------	----------	----------	-------

Z	A	B	C=A*B
Flete de varilla y resina (5% de O)	UNIDAD	1	0,13
SUBTOTAL			\$
L P:			0,13
	TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
			8,26
	COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
			0,83
	UTILIDAD	15%	\$
			1,24
	IMPREVISTOS	2%	\$
			0,17
	COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
			10,48
	PRECIO UNITARIO		\$
			10,48

Obras provisionales					
CÓDIGO:	E29				
RUBRO:	Encofrados y Apuntalamientos				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramientas menores	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,14	\$ 0,44
SUBTOTAL M:					\$ 0,44
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Carpintero	1	\$ 4,80	\$ 4,80	1	\$ 4,80
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,9	\$ 3,65
SUBTOTAL N:					\$ 8,67
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Contrachapado de encofrado	m²	1,00	\$ 4,27	\$ 4,27	
Sistema metálico alquilado (puntales/vigas)	m²	1,00	\$ 2,20	\$ 2,20	
SUBTOTAL O:					\$ 6,47
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	C=A*B	
Flete de tableros y puntales (5% de O)	m²	1	0,32	0,32	

SUBTOTAL P:		\$
		0,32
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		15,90
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		1,59
UTILIDAD	15%	\$
		2,39
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,32
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		20,20
PRECIO UNITARIO		\$
		20,20

APUS DEL PUENTE 4 CON PROTECCIONES LATERALES

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E30				
RUBRO:	Excavación para estribos con máquina y desalojo				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,18	\$ 5,40
Volqueta 9 m³	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,18	\$ 5,76
Herramienta menor % MO					\$ 0,38
SUBTOTAL M:					\$ 11,54
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	2	\$ 5,95	\$ 11,90	0,18	\$ 2,14
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,62
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible	Galón	3,17	\$ 1,85	\$ 5,8645	
SUBTOTAL O:					\$ 5,86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

			\$
SUBTOTAL P:			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS			\$
X=(M+N+O+P)			25,02
COSTOS INDIRECTOS			\$
	10%		2,50
UTILIDAD			\$
	15%		3,75
IMPREVISTOS			\$
	2%		0,50
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			31,78
PRECIO UNITARIO			\$
			31,78

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E31				
RUBRO:	Excavación para pilas con máquina y desalojo (m³)				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,2	\$ 6,00
Volqueta 9 m³	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,2	\$ 6,40
Herramienta menor % MO					\$ 0,42
SUBTOTAL M:					\$ 12,82
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	2	\$ 5,95	\$ 11,90	0,2	\$ 2,38
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,5	\$ 6,08
SUBTOTAL N:					\$ 8,55
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible	Galón	3,50	\$ 1,85	\$ 6,475	
SUBTOTAL O:					\$ 6,48
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:		\$
		-
TOTAL, COSTO DIRECTOS		\$
X=(M+N+O+P)		27,84
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		2,78
UTILIDAD	15%	\$
		4,18
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,56
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		35,36
PRECIO UNITARIO		\$
		35,36

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E32				
RUBRO:	Excavación para márgenes con máquina y desalojo				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retro excavadora 75 Hp	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,15	\$ 4,50
Volqueta 9 m³	1	\$ 32,00	\$ 32,00	0,15	\$ 4,80
Herramienta menor % MO					\$ 0,30
SUBTOTAL M:					\$ 9,60
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Chofer profesional para equipos pesado y extrapesados (14-C1)	2	\$ 5,95	\$ 11,90	0,15	\$ 1,79
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,2	\$ 4,86
SUBTOTAL N:					\$ 6,74
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible	Galón	2,70	\$ 1,85	\$ 4,995	
SUBTOTAL O:					\$ 5,00
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

SUBTOTAL P:			\$
			-
TOTAL, COSTO DIRECTOS			\$
X=(M+N+O+P)			21,33
COSTOS INDIRECTOS			\$
			2,13
UTILIDAD			\$
			3,20
IMPREVISTOS			\$
			0,43
COSTO TOTAL DEL RUBRO			\$
			27,09
PRECIO UNITARIO			\$
			27,09

Enrocado					
CÓDIGO:	E33				
RUBRO:	Enrocado D50=15 cm en estribos (m³)				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retroexcavadora 75 HP (colocación/nivelación)	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,12	\$ 3,60
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,05	\$ 0,16
SUBTOTAL M:					\$ 3,76
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,03	\$ 0,14
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,2	\$ 0,82
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,4	\$ 1,62
SUBTOTAL N:					\$ 2,58
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Roca de cantera D50=15 cm	m³	1,00	\$ 14,50	14,5	
SUBTOTAL O:					\$ 14,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	
Volqueta 9 m³ (flete y descarga)	h	0,2	32	6,4	

SUBTOTAL P:		\$
		6,40
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		27,23
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		2,72
UTILIDAD	15%	\$
		4,09
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,54
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		34,59
PRECIO UNITARIO		\$
		34,59

Enrocado					
CÓDIGO:	E34				
RUBRO:	Enrocado D50=15 cm en pilas (m³)				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retroexcavadora 75 HP (colocación/nivelación)	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,15	\$ 4,50
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,06	\$ 0,19
SUBTOTAL M:					\$ 4,69
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,04	\$ 0,18
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,25	\$ 1,03
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,5	\$ 2,03
SUBTOTAL N:					\$ 3,23
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Roca de cantera D50=15 cm	m³	1,00	\$ 14,50	14,5	
SUBTOTAL O:					\$ 14,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	
Volqueta 9 m³ (flete y descarga)	h	0,25	32	8	

SUBTOTAL P:		\$
		8,00
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		30,42
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		3,04
UTILIDAD	15%	\$
		4,56
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,61
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		38,64
PRECIO UNITARIO		\$
		38,64

Enrocado					
CÓDIGO:	E35				
RUBRO:	Enrocado D50=15 cm en márgenes				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Retroexcavadora 75 HP (colocación/nivelación)	1	\$ 30,00	\$ 30,00	0,1	\$ 3,00
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,04	\$ 0,13
SUBTOTAL M:					\$ 3,13
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,15	\$ 0,62
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,3	\$ 1,22
SUBTOTAL N:					\$ 1,92
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Roca de cantera D50=15 cm	m³	1,00	\$ 14,50	14,5	
SUBTOTAL O:					\$ 14,50
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	
Volqueta 9 m³ (flete y descarga)	h	0,18	32	5,76	

SUBTOTAL P:		\$
		5,76
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$
		25,31
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$
		2,53
UTILIDAD	15%	\$
		3,80
IMPREVISTOS	2%	\$
		0,51
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$
		32,14
PRECIO UNITARIO		\$
		32,14

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E36				
RUBRO:	Relleno compactado para ESTRIBOS				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Apisonador vertical	1	\$ 3,85	\$ 3,85	0,53	\$ 2,04
Herramienta menor % MO					\$ 0,40
SUBTOTAL M:					\$ 2,44
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,05	\$ 0,23
Operador de equipo liviano(Est. Ocup -D2)	1	\$ 4,33	\$ 4,33	0,53	\$ 2,29
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,33	\$ 5,39
SUBTOTAL N:					\$ 7,91
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible		Galón	0,32	\$ 1,85	0,592
Material de mejoramiento		m³	1,25	\$ 13,50	16,875
Agua		m³	0,13	\$ 3,75	0,4875
SUBTOTAL O:					\$ 17,95
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Transporte material petreo (10 Km)	m ³ /km	12,5	\$ 0,28	\$ 3,50
SUBTOTAL P:				\$ 3,50
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 31,80
COSTOS INDIRECTOS				\$ 3,18
UTILIDAD				\$ 4,77
IMPREVISTOS				\$ 0,64
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 40,39
PRECIO UNITARIO				\$ 40,39

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E37				
RUBRO:	Relleno compactado para PILAS				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Apisonador vertical	1	\$ 3,85	\$ 3,85	0,65	\$ 2,50
Herramienta menor % MO					\$ 0,48
SUBTOTAL M:					\$ 2,98
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,06	\$ 0,27
Operador de equipo liviano(Est. Ocup -D2)	1	\$ 4,33	\$ 4,33	0,65	\$ 2,81
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,6	\$ 6,48
SUBTOTAL N:					\$ 9,57
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible		Galón	0,39	\$ 1,85	0,7215
Material de mejoramiento		m³	1,25	\$ 13,50	16,875
Agua		m³	0,13	\$ 3,75	0,4875
SUBTOTAL O:					\$ 18,08
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Transporte material petreo (10 Km)	m ³ /km	12,5	\$ 0,35	\$ 4,38
SUBTOTAL P:				\$ 4,38
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 35,01
COSTOS INDIRECTOS				\$ 3,50
UTILIDAD				\$ 5,25
IMPREVISTOS				\$ 0,70
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 44,46
PRECIO UNITARIO				\$ 44,46

MOVIMIENTO DE TIERRAS					
CÓDIGO:	E38				
RUBRO:	Relleno compactado para MÁRGENES				
UNIDAD:	m³				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Apisonador vertical	1	\$ 3,85	\$ 3,85	0,45	\$ 1,73
Herramienta menor % MO					\$ 0,33
SUBTOTAL M:					\$ 2,06
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,04	\$ 0,18
Operador de equipo liviano(Est. Ocup -D2)	1	\$ 4,33	\$ 4,33	0,45	\$ 1,95
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	1,1	\$ 4,46
SUBTOTAL N:					\$ 6,59
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Combustible		Galón	0,27	\$ 1,85	0,4995
Material de mejoramiento		m³	1,25	\$ 13,50	16,875
Agua		m³	0,13	\$ 3,75	0,4875
SUBTOTAL O:					\$ 17,86
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Transporte material petreo (10 Km)	m ³ /km	12,5	\$ 0,25	\$ 3,13
SUBTOTAL P:				\$ 3,13
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 29,64
COSTOS INDIRECTOS				\$ 2,96
UTILIDAD				\$ 4,45
IMPREVISTOS				\$ 0,59
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 37,64
PRECIO UNITARIO				\$ 37,64

Geotextil					
CÓDIGO:	E39				
RUBRO:	Geotextil no tejido en ESTRIBOS				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,08	\$ 0,25
SUBTOTAL M:					\$ 0,25
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HORA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,03	\$ 0,14
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,25	\$ 1,03
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,2	\$ 0,81
SUBTOTAL N:					\$ 1,97
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Geotextil NT 300 g/m² (con 5% merma)		m²	1,05	\$ 2,80	2,94
Alambre negro #16		kg	0,02	\$ 1,50	0,03
Grapas/estacas de sujeción		un	2,00	\$ 0,05	0,1
SUBTOTAL O:					\$ 3,07
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Flete y manipulación
(≈5% de O)

m²

1

\$
0,15

\$
0,15

SUBTOTAL P:		\$ 0,15
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$ 5,44
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$ 0,54
UTILIDAD	15%	\$ 0,82
IMPREVISTOS	2%	\$ 0,11
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$ 6,91
PRECIO UNITARIO		\$ 6,91

Geotextil					
CÓDIGO:	E40				
RUBRO:	Geotextil no tejido en PILAS (m²)				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,1	\$ 0,32
SUBTOTAL M:					\$ 0,32
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,04	\$ 0,18
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,35	\$ 1,44
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,3	\$ 1,22
SUBTOTAL N:					\$ 2,83
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Geotextil NT 300 g/m² (con 5% merma)		m²	1,05	\$ 2,80	2,94
Alambre negro #16		kg	0,02	\$ 1,50	0,03
Grapas/estacas de sujeción		un	2,00	\$ 0,05	0,1
SUBTOTAL O:					\$ 3,07
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Flete y manipulación (≈6% de O)	m²	1	\$ 0,18	\$ 0,18
------------------------------------	----	---	------------	------------

SUBTOTAL P:				\$ 0,18
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)				\$ 6,40
COSTOS INDIRECTOS				\$ 0,64
UTILIDAD				\$ 0,96
IMPREVISTOS				\$ 0,13
COSTO TOTAL DEL RUBRO				\$ 8,13
PRECIO UNITARIO				\$ 8,13

Geotextil					
CÓDIGO:	E41				
RUBRO:	Geotextil no tejido en MÁRGENES (m²)				
UNIDAD:	m²				
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
T	A	B	C=A*B	R	
Herramienta menor % MO	1	\$ 3,16	\$ 3,16	0,06	\$ 0,19
SUBTOTAL M:					\$ 0,19
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HOR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
					D=C*R
X	A	B	C=A*B	R	
Maestro Mayor de Obra en ejecución de obras civiles (14-C1)	1	\$ 4,55	\$ 4,55	0,02	\$ 0,09
Oficial	1	\$ 4,10	\$ 4,10	0,2	\$ 0,82
Peón(Est. Ocup -E2)	1	\$ 4,05	\$ 4,05	0,15	\$ 0,61
SUBTOTAL N:					\$ 1,52
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO	
Y		A	B	C=A*B	
Geotextil NT 300 g/m² (con 5% merma)		m²	1,05	\$ 2,80	2,94
Alambre negro #16		kg	0,02	\$ 1,50	0,03
Grapas/estacas de sujeción		un	2,00	\$ 0,05	0,1
SUBTOTAL O:					\$ 3,07
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA/U	COSTO	
Z		A	B	D=C*R	

Flete y manipulación
(≈5% de O)

m²

1

\$
0,15

\$
0,15

SUBTOTAL P:		\$ 0,15
TOTAL, COSTO DIRECTOS X=(M+N+O+P)		\$ 4,93
COSTOS INDIRECTOS	10%	\$ 0,49
UTILIDAD	15%	\$ 0,74
IMPREVISTOS	2%	\$ 0,10
COSTO TOTAL DEL RUBRO		\$ 6,26
PRECIO UNITARIO		\$ 6,26

Anexo D: Presupuesto

ÍTEM	COD	DESCRIPCION DEL RUBRO	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	CANTIDAD	SUBTOTAL
1		OBRA CIVIL				\$ 60.908.528,57
1.1		SECCION HIDRAULICA BYPASS NORTE				\$ 58.388.324,62
1.1.1	E01	Limpieza del terreno con máquina	m2	\$ 2,19	379.000,00	\$ 830.679,31
1.1.2	E02	Nivelación y replanteo de puntos equipo topográfico	ml	\$ 1,56	7.580,00	\$ 11.833,50
1.1.3	E03	Excavación con máquina y desalojo	m3	\$ 31,78	1.399.800,10	\$ 44.486.319,08
1.1.4	E04	Relleno y compactado con material de mejoramiento	m3	\$ 40,39	655,00	\$ 26.456,07
1.1.5	E05	Conformación y perfilado de taludes	m2	\$ 4,19	87.928,00	\$ 368.377,83
1.1.7	E06	Hormigón simple f'c=210 kg/cm²	m3	\$ 181,47	37.066,20	\$ 6.726.442,68
1.1.8	E07	Malla electrosoldada	m2	\$ 3,82	185.179,40	\$ 706.968,10
1.1.9	E08	Juntas de dilatación con sellado elástico	m2	\$ 3,08	148,14	\$ 456,64
1.1.12	E09	Descarga y disposición de material en botadero autorizado	m3	\$ 3,74	1.399.145,10	\$ 5.230.791,40
1.1.13	E10	Geotextil no tejido	m2	\$ 6,26	185.179,40	\$ 1.158.979,90
1.2		COMPUERTAS				\$ 1.554.133,19
1.2.1	E11	Excavación manual de cimentación para compuerta	m3	\$ 3,45	1.575,76	\$ 5.443,31
1.2.2	E12	Acero de refuerzo FY = 4200 KG/CM2	kg	\$ 1,94	82.378,68	\$ 160.049,09
1.2.3	E13	Hormigón F'C=280 KG/CM2	m3	\$ 210,72	6.551,02	\$ 1.380.406,73
1.2.4	E14	Fabricación, suministro y montaje de compuerta metálica	U	\$ 935,62	8,00	\$ 7.485,00

1.2.5	E15	Suministro y montaje de pasamanos metálicos galvanizados	m	\$	13,72	54,60	\$	749,07
1.2.6	E16	Fabricación y montaje de rejilla metálica de seguridad	U	\$	63,25	8,00	\$	506,02
1.2.7	E17	Achique con bomba de agua portátil durante construcción	dia	\$	48,26	180,00	\$	8.686,80

1.3	PUENTE						\$	307.746,10
------------	---------------	--	--	--	--	--	-----------	-------------------

1.3.1	E18	Excavación con máquina y desalojo	m3	\$	30,42	690,30	\$	20.999,14
1.3.2	E19	Relleno y compactado con material de mejoramiento	m3	\$	40,39	715,14	\$	28.885,19
1.3.3	E20	Colocación de escollera D50=0,15 m en seco (protección de estribo)	m3	\$	29,72	27,54	\$	818,43
1.3.4	E21	Hormigón estructural premezclado 280 kg/cm².	m3	\$	210,72	94,75	\$	19.965,37
1.3.5	E22	Hormigón simple o ciclópeo f'c=210 kg/cm².	m3	\$	181,47	117,60	\$	21.341,00
1.3.6	E23	Hormigón simple/barrera de contención	m3	\$	181,47	15,25	\$	2.767,43
1.3.7	E24	Suministro, transporte y montaje de viga pretensada AASHTO IV, 35 m	U	\$	28.323,60	5,00	\$	141.618,02
1.3.8	E25	Suministro, figurado y colocación de acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm²	kg	\$	1,94	24.680,32	\$	47.950,06
1.3.9	E26	Pintura anticorrosiva en vigas/barandas	m2	\$	3,85	270,17	\$	1.040,15
1.3.11	E27	Junta de dilatación premoldeada Tipo III	ml	\$	118,97	24,00	\$	2.855,39
1.3.12	E28	Pernos y anclajes (anclaje químico d=18 mm; L=0.30 m)	U	\$	10,48	88,00	\$	922,63

1.3.13	E29	Encofrados y Apuntalamientos	m2	\$	20,20	920,00	\$	18.583,29
---------------	-----	------------------------------	----	----	-------	--------	----	-----------

1.4		PROTECCION PUENTE C. PLUTARCO MOREIRA (PUENTE 4)					\$	47.511,09
------------	--	---	--	--	--	--	-----------	------------------

1.4.1	E30	Excavación para estribos con máquina y desalojo	m3	\$	31,78	493,60	\$	15.686,84
--------------	-----	---	----	----	-------	--------	----	-----------

1.4.2	E31	Excavación para pilas con máquina y desalojo	m3	\$	35,36	225,36	\$	7.968,29
--------------	-----	--	----	----	-------	--------	----	----------

1.4.3	E32	Excavación para márgenes con máquina y desalojo	m3	\$	27,09	789,00	\$	21.374,30
--------------	-----	---	----	----	-------	--------	----	-----------

1.4.4	E33	Enrocado D50=15 cm en estribos	m3	\$	34,59	46,90	\$	1.622,22
--------------	-----	--------------------------------	----	----	-------	-------	----	----------

1.4.5	E34	Enrocado D50=15 cm en pilas	m3	\$	38,64	22,24	\$	859,42
--------------	-----	-----------------------------	----	----	-------	-------	----	--------

1.4.6	E35	Enrocado D50=15 cm en márgenes	m3	\$	32,14	205,50	\$	6.604,85
--------------	-----	--------------------------------	----	----	-------	--------	----	----------

1.4.7	E36	Relleno compactado para estribos	m3	\$	40,39	318,00	\$	12.844,32
--------------	-----	----------------------------------	----	----	-------	--------	----	-----------

1.4.8	E37	Relleno compactado para pilas	m3	\$	44,46	142,40	\$	6.331,31
--------------	-----	-------------------------------	----	----	-------	--------	----	----------

1.4.9	E38	Relleno compactado para márgenes	m3	\$	37,64	557,50	\$	20.982,32
--------------	-----	----------------------------------	----	----	-------	--------	----	-----------

1.4.10	E39	Geotextil no tejido en estribos	m2	\$	6,91	101,96	\$	704,98
---------------	-----	---------------------------------	----	----	------	--------	----	--------

1.4.11	E40	Geotextil no tejido en pilas	m2	\$	8,13	26,60	\$	216,14
---------------	-----	------------------------------	----	----	------	-------	----	--------

1.4.12	E41	Geotextil no tejido en márgenes	m2	\$	6,26	922,00	\$	5.770,51
---------------	-----	---------------------------------	----	----	------	--------	----	----------

SUBTOTAL \$ 60.908.528,57

IVA (12%) \$ 7.309.023,43

TOTAL \$ 68.217.551,99

Anexo E: Cronograma

Id	COD	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	2025 ago	tri 4, 2025 sep	tri 1, 2026 oct	tri 2, 2026 nov	tri 3, 2026 dic	tri 4, 2026 ene	tri 1, 2027 feb
0		PROYECTO CONTROL DE INUNDACIONES EN CHONE	394 días	lun 9/1/25 8:00 AM	jue 12/3/26 5:00 PM							
1		Inicio	0 días	lun 9/1/25 8:00 AM	lun 9/1/25 8:00 AM		9/1					
2		OBRA CIVIL	394 días	lun 9/1/25 8:00 AM	jue 12/3/26 5:00 PM							
3		SECCION HIDRAULICA BYPASS NORTE	394 días	lun 9/1/25 8:00 AM	jue 12/3/26 5:00 PM							
4	E01	Limpieza del terreno con máquina	40 días	lun 9/1/25 8:00 AM	jue 10/16/25 5:00 PM							
5	E02	Nivelación y replanteo de puntos equipo topográfico	16 días	vie 10/17/25 8:00 AM	mar 11/4/25 5:00 PM							
6	E03	Excavación con máquina y desalojo	250 días	mié 11/5/25 8:00 AM	sáb 8/22/26 5:00 PM							
7	E12	Descarga y disposición de material en botadero autorizado	250 días	mié 11/5/25 8:00 AM	sáb 8/22/26 5:00 PM							
8	E04	Relleno y compactado con material de mejoramiento	3 días	lun 8/24/26 8:00 AM	mié 8/26/26 5:00 PM							
9	E05	Conformación y perfilado de taludes	35 días	lun 8/24/26 8:00 AM	vie 10/2/26 5:00 PM							
10	E43	Geotextil no tejido	65 días	jue 8/27/26 8:00 AM	mar 11/10/26 5:00 PM							
11	E07	Hormigón simple f'c=210 kg/cm²	75 días	jue 8/27/26 8:00 AM	sáb 11/21/26 5:00 PM							
12	E08	Malla electrosoldada	35 días	mar 10/13/26 8:00 AM	sáb 11/21/26 5:00 PM							
13	E09	Juntas de dilatación con sellado elástico	10 días	lun 11/23/26 8:00 AM	jue 12/3/26 5:00 PM							
14		COMPUERTAS	102 días	mié 12/10/25 8:00 AM	mar 4/7/26 5:00 PM							
15	E13	Excavación manual de cimentación para compuerta	16 días	mié 12/10/25 8:00 AM	sáb 12/27/25 5:00 PM							
16	E14	Acero de refuerzo FY = 4200 KG/CM²	28 días	lun 12/29/25 8:00 AM	jue 1/29/26 5:00 PM							
17	E15	Hormigón F'C=280 KG/CM²	30 días	vie 1/30/26 8:00 AM	jue 3/5/26 5:00 PM							
18	E16	Fabricación, suministro y montaje de compuerta metálica	20 días	vie 3/6/26 8:00 AM	sáb 3/28/26 5:00 PM							
19	E17	Suministro y montaje de pasamanos metálicos galvanizados	6 días	lun 3/30/26 8:00 AM	sáb 4/4/26 5:00 PM							
20	E18	Fabricación y montaje de rejilla metálica de seguridad	2 días	lun 3/30/26 8:00 AM	mar 3/31/26 5:00 PM							
21	E20	Achique con bomba de agua portátil durante construcción	102 días	mié 12/10/25 8:00 AM	mar 4/7/26 5:00 PM							
22		PUENTE	38 días	lun 8/24/26 8:00 AM	mar 10/6/26 5:00 PM							
23	E21	Excavación con máquina y desalojo	2 días	lun 8/24/26 8:00 AM	mar 8/25/26 5:00 PM							
24	E22	Relleno y compactado con material de mejoramiento	4 días	mié 8/26/26 8:00 AM	sáb 8/29/26 5:00 PM							
25	E33	Encofrados y Apuntalamientos	5 días	lun 8/31/26 8:00 AM	vie 9/4/26 5:00 PM							
26	E28	Suministro, figurado y colocación de acero de refuerzo	9 días	sáb 9/5/26 8:00 AM	mar 9/15/26 5:00 PM							
27	E24	Hormigón estructural premezclado 280 kg/cm²	3 días	mié 9/16/26 8:00 AM	vie 9/18/26 5:00 PM							
28	E25	Hormigón simple o ciclópeo f'c=210 kg/cm²	3 días	sáb 9/5/26 8:00 AM	mar 9/8/26 5:00 PM							
29	E23	Colocación de escollera D50=0,15 m en seco (protección de estribo)	3 días	mié 8/26/26 8:00 AM	vie 8/28/26 5:00 PM							
30	E27	Suministro, transporte y montaje de viga pretensada AASHTO IV, 35 m	10 días	sáb 9/19/26 8:00 AM	mié 9/30/26 5:00 PM							
31	E26	Hormigón simple / barrera de contención	2 días	jue 10/1/26 8:00 AM	vie 10/2/26 5:00 PM							
32	E29	Pintura anticorrosiva en vigas/barandas	2 días	jue 10/1/26 8:00 AM	vie 10/2/26 5:00 PM							
33	E31	Junta de dilatación premoldeada Tipo III	3 días	jue 10/1/26 8:00 AM	sáb 10/3/26 5:00 PM							
34	E32	Pernos y anclajes (anclaje químico d=18 mm; L=0.30 m)	5 días	jue 10/1/26 8:00 AM	mar 10/6/26 5:00 PM							
35		PROTECCION PUENTE C. PLUTARCO MOREIRA (PUENTE 4)	18 días	lun 9/1/25 8:00 AM	sáb 9/20/25 5:00 PM							
36	E34	Excavación para estribos con máquina y desalojo	2 días	lun 9/1/25 8:00 AM	mar 9/2/25 5:00 PM							
37	E35	Excavación para pilas con máquina y desalojo	2 días	lun 9/1/25 8:00 AM	mar 9/2/25 5:00 PM							
38	E36	Excavación para márgenes con máquina y desalojo	3 días	lun 9/1/25 8:00 AM	mié 9/3/25 5:00 PM							
39	E43	Geotextil no tejido en estribos	1 día	mié 9/3/25 8:00 AM	mié 9/3/25 5:00 PM							

Proyecto: PROYECTO CONTROL

Fecha: vie 8/22/25 10:41 AM

Tarea

División

Hito

Resumen

Resumen del proyecto

Tarea inactiva

Hito inactivo

Resumen inactivo

Tarea manual

solo duración

Informe de resumen manual

Resumen manual

solo el comienzo

solo fin

Tareas externas

Hito externo

Fecha límite

Tareas críticas

División crítica

Progreso

Progreso manual

Página 1

Id	COD	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	2025		tri 4, 2025					tri 1, 2026			tri 2, 2026			tri 3, 2026			tri 4, 2026			tri 1, 2027	
						ago	sep	oct	nov	dic	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	ene	feb		
40	E44	Geotextil no tejido en pilas	2 días	mié 9/3/25 8:00 AM	jue 9/4/25 5:00 PM																					
41	E45	Geotextil no tejido en márgenes	5 días	jue 9/4/25 8:00 AM	mar 9/9/25 5:00 PM																					
42	E37	Enrocado D50=15 cm en estribos	3 días	jue 9/4/25 8:00 AM	sáb 9/6/25 5:00 PM																					
43	E38	Enrocado D50=15 cm en pilas	3 días	vie 9/5/25 8:00 AM	lun 9/8/25 5:00 PM																					
44	E39	Enrocado D50=15 cm en márgenes	7 días	mié 9/10/25 8:00 AM	mié 9/17/25 5:00 PM																					
45	E40	Relleno compactado para estribos	2 días	lun 9/8/25 8:00 AM	mar 9/9/25 5:00 PM																					
46	E41	Relleno compactado para pilas	2 días	mar 9/9/25 8:00 AM	mié 9/10/25 5:00 PM																					
47	E42	Relleno compactado para márgenes	3 días	jue 9/18/25 8:00 AM	sáb 9/20/25 5:00 PM																					
48		Fin	0 días	jue 12/3/26 5:00 PM	jue 12/3/26 5:00 PM																					

Proyecto: PROYECTO CONTROL
Fecha: vie 8/22/25 10:41 AM

Tarea

División

Hito

Resumen

Resumen del proyecto

Tarea inactiva

Hito inactivo

Resumen inactivo

Tarea manual

solo duración

Informe de resumen manual

Resumen manual

solo el comienzo

solo fin

Tareas externas

Hito externo

Fecha límite

Tareas críticas

División crítica

Progreso

Progreso manual

Página 2