



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA EL
PROYECTO “ZONA 15 LA INTERNACIONAL”, UBICADO EN LAS AVENIDAS
AJAVÍ Y TENIENTE HUGO ORTIZ EN EL SECTOR DE SOLANDA, CANTÓN
QUITO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTORES: Anthony Alejandro Granja Salazar

Christopher David Saquina Loachamín

TUTORA: Verónica Valeria Yépez Martínez

Quito - Ecuador
2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Anthony Alejandro Granja Salazar con documento de identificación N° 1724612062 y Christopher David Saquina Loachamín con documento de identificación N° 1725980708; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,

Anthony Alejandro Granja Salazar
1724612062

Christopher David Saquina Loachamín
1725980708

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO
DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Anthony Alejandro Granja Salazar con documento de identificación N° 1724612062 y Christopher David Saquinga Loachamín con documento de identificación N° 1725980708; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Diseño de una Estructura de disipación de Energía para el Proyecto Zona 15 la Internacional, ubicado en las Avenidas Ajaví y Teniente Hugo Ortiz en el Sector de Solanda, Cantón Quito”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,

Anthony Alejandro Granja Salazar
1724612062

Christopher David Saquinga Loachamín
1725980708

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Verónica Valeria Yépez Martínez con documento de identificación N° 1711285591, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA EL PROYECTO ZONA 15 LA INTERNACIONAL, UBICADO EN LAS AVENIDAS AJAVÍ Y TENIENTE HUGO ORTIZ EN EL SECTOR DE SOLANDA, CANTÓN QUITO, realizado por Anthony Alejandro Granja Salazar con documento de identificación N° 1724612062 y por Christopher David Saquinga Loachamín con documento de identificación N° 1725980708, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 10 de agosto del 2023

Atentamente,



Ing. Verónica Valeria Yépez Martínez, MSc.

1711285591

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres Marco y Anavela, quienes me han brindado su amor incondicional, apoyo y enseñanzas a lo largo de mi vida.

Gracias por ser mis pilares y por motivarme a alcanzar mis metas académicas.

A mi hermana Nathaly, por ser mi compañera de aventuras y mi confidente inquebrantable, tu apoyo ha sido fundamental en este camino.

A mi sobrina Camila, quien me inspira con su alegría y espero ser un ejemplo para ti.

A mi abuelo Ricardo que desde el cielo me dio la fuerza para continuar.

A mi novia Paula, mi amor y apoyo constante, gracias por creer en mí y por estar a mi lado en cada paso de esta travesía académica.

Su amor y apoyo han sido fundamentales para alcanzar este logro.

Anthony Alejandro Granja Salazar

AGRADECIMIENTO

Agradecer a mis padres que lucharon junto a mí para lograr mi objetivo, su sacrificio y dedicación son una inspiración para mí.

También a mi familia de la cual he podido aprender valores que me ha formado como persona y como el profesional que seré.

A mi tutora, quiero agradecerle por su guía experta y paciencia. Sus conocimientos y comentarios constructivos han sido invaluable en el desarrollo de esta tesis.

Quiero agradecer a mis amigos por su apoyo y aliento a lo largo de este viaje académico. Sus palabras de aliento y momentos divertidos juntos me han ayudado a mantenerme motivado y enfocado.

Anthony Alejandro Granja Salazar

DEDICATORIA

A mis padres, David y Marisol, quienes con su sacrificio, amor y paciencia han sido mi guía para lograr cumplir mi sueño, ejemplo de esfuerzo, dedicación y superación ante las adversidades de la vida, por enseñarme los valores que han forjado la persona que soy en la actualidad.

A mis hermanas Pamela, Nicole e Irina por su incondicional apoyo y cariño a lo largo de este camino, por sus detalles y palabras de aliento en todo momento.

A mi abuela Rosa, quien con amor de madre me dio sus sabias consejos para no salir del camino de Dios y acudir a él en cada momento difícil.

A mi papá Segundo, que desde el cielo estará orgulloso de verme cumplir este sueño, quien fue inspiración para el amor a esta profesión.

A docentes, amigos y compañeros por formar parte de esta etapa quienes me ayudaron en el camino de estudiante a profesional.

Christopher David Saquina Loachamín

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios y a la virgen del Quinche por ser mi guía espiritual, brindándome la sabiduría y motivación para culminar mis estudios y permitirme que mis seres queridos estén a mi lado para verme cumplir mis metas.

A mis padres por ser los pilares fundamentales y fuente de inspiración en cada etapa de mi vida.

A mi familia por siempre creer en mí y en mis capacidades, por apoyarme a lo largo de todos estos años.

Agradezco a todas las personas que estuvieron presentes en mi formación profesional, tíos, primos, amigos, docentes y colegas de trabajo.

A la ing. Verónica Yépez como tutora de este trabajo de titulación que con su carisma y sabiduría ha sido fundamental en mi formación como profesional.

Y a la Universidad Politécnica Salesiana que por todo este tiempo me abrió sus puertas para lograr este éxito académico enfatizando en la formación académica y espiritual.

Christopher David Saquina Loachamín

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de Estudio.....	2
1.2.1 Antecedentes.....	2
1.2.2 Importancia y alcance.....	2
1.2.3 Delimitación.....	3
1.3 Justificación.....	4
1.4 Grupo Objetivo.....	4
1.5 Objetivos.....	5
1.5.1 Objetivo general.....	5
1.5.2 Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1 Principios de la Hidrología.....	6
2.1.1 Cuencas hidrográficas.....	6
2.1.2 Características morfológicas	7
2.1.2.1 Área de drenaje (A).....	7
2.1.2.2 Longitud del cauce principal (L) y perímetro (P).....	7
2.1.2.3 Desnivel altitudinal (DA).....	7

2.1.2.4	Pendiente media del cauce o corriente principal (S).	7
2.1.2.5	Pendiente de la cuenca (Sm).	8
2.1.2.5.1	Método de cuadrículas asociadas a un vector.	8
2.1.2.5.2	Método a partir de curvas de nivel.	10
2.1.3	Escorrentía superficial	11
2.1.3.1	Diseño hidrológico.	12
2.1.3.2	Periodo de retorno.	12
2.1.3.3	Tiempo de concentración.	13
2.1.3.4	Método SCS de Abstracciones	13
2.1.3.4.1	Método SCS del número de curva.	13
2.1.3.5	Precipitación neta.	14
2.1.3.6	Capacidad de almacenamiento.	15
2.1.4	Hidrogramas	16
2.1.4.1	Intensidad de precipitación, curvas IDF.	16
2.1.4.2	Hietograma de diseño, método del bloque alterno.	16
2.1.4.3	Hidrograma triangular del SCS.	18
2.1.4.4	Hidrograma adimensional del SCS	19
2.2	Hidráulica de Canales	20
2.2.1	Flujo en canales abiertos.	20
2.2.1.1	Tipo de flujos.	20
2.2.1.2	Clases de canales abiertos.	21

2.2.2	Geometría de canales.....	21
2.2.2.1	Elementos geométricos de canales rectangulares.....	22
2.2.3	Flujo uniforme.....	23
2.2.3.1	Velocidad de flujo.....	23
2.2.4	Flujo rápidamente variado.....	24
2.2.4.1	Vertederos de pared delgada.....	25
2.3	Principios de Energía.....	25
2.3.1	Energía de flujo en canales abiertos.....	25
2.3.2	Ecuación de la energía.....	26
2.3.3	Energía específica.....	27
2.3.4	Conservación de la energía.....	27
2.4	Disipación de la energía.....	28
2.4.1	Pérdidas de energía.....	28
2.4.1.1	Pérdidas por fricción:.....	28
2.4.1.2	Pérdidas locales o menores.....	28
2.4.2	Funciones de disipadores de energía.....	28
2.5	Tipos de disipadores de energía.....	29
2.5.1	Resalto hidráulico y su uso como disipador de energía.....	29
2.5.1.1	Resalto hidráulico.....	29
2.5.1.2	Número de Froude.....	30
2.5.1.3	Tipos de resalto hidráulico.....	30

2.5.1.4	Resalto hidráulico como disipador de energía.	31
2.6	Estructuras de disipación de energía	31
2.6.1	Estanques o cuencos amortiguadores.	31
2.6.2	Disipador de rejilla.	32
2.6.3	Rápida escalonada.	33
2.6.4	Disipador de impacto.....	34
2.6.4.1	Bajo colgante.	35
CAPÍTULO III.....		36
METODOLOGÍA		36
3.1	Tipo de Investigación.	36
3.2	Método.....	36
3.3	Técnica de recolección de información.	37
3.4	Proceso técnico de ingeniería civil.	37
3.4.1	Análisis de la información.....	37
3.4.1.1	Análisis de los estudios topográficos.	37
3.4.1.2	Análisis de los estudios hídricos.....	40
3.4.2	Parámetros de diseños.	41
3.4.2.1	Parámetros fisiográficos de las subcuencas hidrográficas.....	41
3.4.2.1.1	Tiempos de concentración de las subcuencas.....	42
3.4.2.1.2	Precipitación y caudales medios interanuales de las subcuencas.	43
3.4.2.1.3	Intensidad de Precipitación.....	43

3.4.2.1.4	Cálculo de caudales de crecida.....	44
3.4.3	Verificación de la Información.....	45
3.4.3.1	Determinación de las condiciones topográficas	45
3.4.3.1.1	Levantamiento Topográfico.	45
3.4.4	Determinación de las condiciones hidrológicas	48
3.4.4.1	Periodo de diseño.	48
3.4.4.2	Determinación de los caudales de crecida.....	48
3.4.4.2.1	Intensidad de precipitación de las subcuencas.	49
3.4.4.2.2	Cálculo de la precipitación neta y abstracciones.....	51
3.4.4.2.2.1	Número de curva (CN).	51
3.4.4.2.2.2	Precipitación neta y abstracciones.	52
3.4.4.2.3	Tiempos de Concentración.....	55
3.4.4.2.4	Caudales de Crecida.	55
3.4.4.3	Caudal de diseño.	60
3.4.4.4	Caudal Sanitario.	61
3.4.5	Propuesta de relleno del socavón.	62
3.4.5.1	Cota y Relleno del proyecto.	62
3.4.6	Análisis de las estructuras de disipación de energía.....	63
3.4.6.1	Propuestas de alternativas.....	63
3.4.7	Dimensionamiento del nuevo canal de encauce.....	64
3.4.7.1	Guía de diseño del Canal.....	65

3.4.8	Diseño de la estructura de disipación	65
3.4.8.1	Parámetros de diseño del Cuenco disipador tipo III.....	65
3.4.9	Estructura de Transición.....	66
3.4.9.1	Condiciones Iniciales.....	66
3.4.9.2	Diseño de la Transición.	66
3.4.10	Rápida de Entrada.....	67
3.4.10.1	Condiciones Iniciales.....	67
3.4.10.2	Diseño de la Rápida.....	67
3.4.11	Cuenco de Disipación.....	68
3.4.11.1	Condiciones Iniciales.....	68
3.4.11.2	Diseño del Cuenco USBR tipo III.	69
3.4.12	Diseño de los Componentes del Cuenco.	70
3.4.12.1	Deflectores de Entrada.....	70
3.4.12.2	Deflectores de Salida	71
3.4.12.3	Umbral.....	72
3.4.13	Cargas de energía.....	72
3.4.14	Modelación numérica de la estructura.....	73
3.4.14.1	Pruebas de Funcionamiento del Cuenco en el Flow 3D.....	73
3.4.14.1.1	Vertedero Triangular en el Umbral.	74
3.4.14.2	Caudales de entrada y salida.....	75
3.4.14.3	Velocidad.....	76

3.4.14.4	Energía.	79
3.4.14.5	Presiones.....	79
3.4.14.6	Porcentaje de energía disipada.	81
3.4.15	Medidas finales del cuenco.....	83
CAPÍTULO IV		84
ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PROYECTO		84
4.1	Presupuesto referencial.....	84
4.2	Análisis costo – beneficio.....	86
CONCLUSIONES		87
RECOMENDACIONES		90
REFERENCIAS		91
GLOSARIO DE TÉRMINOS		93
ANEXOS		94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pendiente de una cuenca. Ejemplo práctico	10
Tabla 2. Periodo de retorno	12
Tabla 3. Tiempos de concentración.....	13
Tabla 4. Número de curva, tipo de suelo.....	14
Tabla 5. Número de curva, uso de suelo.	14
Tabla 6. Hietograma de diseño, ejemplo de cálculo	17
Tabla 7. Elementos geométricos de canales prismáticos.	22
Tabla 8. Coeficientes de rugosidad de Manning.	24
Tabla 9. Parámetros fisiográficos de las subcuencas hidrográficas.	42
Tabla 10. Tiempos de concentración de las subcuencas.	42
Tabla 11. Caudales medios interanuales de las subcuencas hidrográficas.....	43
Tabla 12. Precipitación máxima.....	44
Tabla 13. Caudales de crecida de las subcuencas.	44
Tabla 14. Precipitación e Intensidades de precipitación.	49
Tabla 15. Precipitación e Intensidades de precipitación.	50
Tabla 16. Número de curva (CN).....	52
Tabla 17. Estimación de la precipitación neta y la abstracción.	54
Tabla 18 Estimación de la precipitación neta y la abstracción..	54
Tabla 19. Caudales pico.	56
Tabla 20. Caudales de crecida de la subcuenca Caupicho A.J Ortega.....	58

Tabla 21. Caudales de crecida subcuenca Ortega A.J. Caupicho.	59
Tabla 22. Características generales de la descarga sanitaria.	61
Tabla 23.a Valores Previos al diseño del canal.....	65
Tabla 23.b Dimensiones de canal.	65
Tabla 24. Medidas constructivas de la Transición.	67
Tabla 25.a Valores Previos al diseño de la Rápida.	68
Tabla 25.b Dimensiones de la Rápida de entrada.	68
Tabla 26.a Valores Previos al dimensionamiento del Cuenco.....	70
Tabla 26.b Dimensiones del Cuenco Disipador.....	70
Tabla 27. Dimensiones de los Deflectores de Entrada.....	71
Tabla 28. Dimensiones de los Deflectores de Salida.	71
Tabla 29. Dimensiones del Umbral.....	72
Tabla 30. Energías, cálculo teórico.	72
Tabla 31. Dimensiones del vertedero triangular.	75
Tabla 32. Velocidades obtenidas.....	76
Tabla 33. Porcentaje de energía disipada.	83
Tabla 34. Presupuesto Referencial de Materiales.	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del Proyecto.....	3
Figura 2. Ilustración del modelo de una cuenca hidrográfica.	6
Figura 3. Modelo práctico de la pendiente del cauce.....	8
Figura 4. Pendiente de una cuenca, método de cuadrículas asociadas.	9
Figura 5. Pendiente de una cuenca, método a partir de curvas de nivel.	11
Figura 6. Escorrentía superficial.	11
Figura 7. Capacidad de almacenamiento, número de curva.	15
Figura 9. Hietograma de diseño.	17
Figura 10. Hietograma Triangular.	18
Figura 11. Hidrograma adimensional del SCS.....	19
Figura 12. Hidrograma Unitario.....	20
Figura 13. Clasificación del flujo en canales abiertos.	21
Figura 14. Líneas de energía en flujo uniforme.	23
Figura 15. Líneas de Energía y Gradiente Hidráulico.	26
Figura 16. Resalto hidráulico.	29
Figura 17. Tipos de resalto hidráulico.	30
Figura 18. Dimensiones del estanque Tipo I.....	32
Figura 19. Disipador de rejillas de barrotes longitudinales.	33
Figura 20. Rápida escalonada.	34

Figura 21. Disipador de impacto.....	35
Figura 22. Planimetría del río Machángara.....	38
Figura 24.a Corte Longitudinal.....	38
Figura 24.b Cortes transversales del río Machángara.....	39
Figura 24. Ilustración del área afectada por el socavón.....	40
Figura 25. Cartografía I.G.M.	41
Figura 26.a Nuevos puntos de control.	45
Figura 26.b Puntos de control de la EPMMOP.	46
Figura 27. Perfil longitudinal.....	47
Figura 28. Implantación de los canales.....	48
Figura 29. Hietograma de diseño de la subcuenca Caupicho.	50
Figura 30. Hietograma de diseño de la subcuenca Ortega.....	51
Figura 31.a Hidrogramas proporcionales de la subcuenca Caupicho.....	57
Figura 31.b Hidrogramas proporcionales de la subcuenca Ortega.....	58
Figura 32. Perfil longitudinal del relleno del socavón.....	62
Figura 33. Evento de Crecida.....	73
Figura 34. Comportamiento del Umbral.....	74
Figura 35. Gráfica de Caudales.....	75
Figura 36.a Velocidad a la entrada de la transición.....	77
Figura 36.b Velocidad en el Cuenco.....	78
Figura 36.c Velocidad con flujo estable.....	78

Figura 37. Gráfica de Energía.....	79
Figura 38.a Presiones a la entrada de la transición.....	80
Figura 38.b Presiones en el Cuenco.....	80
Figura 38.c Presiones con flujo estable.....	81
Figura 39.a Energía específica.....	82
Figura 39.b Energía total.	82
Figura 40. Cuenco USBR tipo III.	83

RESUMEN

El proyecto tiene como finalidad el diseño de una estructura de disipación de energía para el socavón ubicado en el barrio “La Internacional” al sur de Quito. Donde se realizaron análisis del informe entregado por la EPMMOP con el fin de obtener los datos necesarios para la elección y construcción de esta estructura.

La solución a este problema fue realizar el rediseño del canal de encauce del río Machángara, así como la implementación de un cuenco disipador tipo III en el que se cumplió con todos los parámetros constructivos adecuados para el diseño hidráulico de estas. Ambas estructuras fueron modeladas a través del programa Flow 3D para verificar la funcionalidad ante un evento de crecida como con el caudal medio diario.

La construcción de estas estructuras anulará el efecto del socavón dando una solución definitiva al desbordamiento de los taludes, brindando así mayor seguridad hacia las vías principales, negocios y viviendas que se encuentran a su alrededor.

Palabras Claves: disipación de energía, canal de encauce, cuenco disipador, diseño hidráulico, Flow 3D, socavón.

ABSTRACT

The purpose of the project is to design an energy dissipation structure for the sinkhole located in the “La Internacional” neighborhood in the south of Quito. Analysis of the report submitted by EPMMOP was carried out to obtain the necessary data for the selection and construction of this structure.

The solution to this problem was the redesign of the Machángara river channel, as well as the implementation of a type III dissipating basin in which all the adequate construction parameters for the hydraulic design of these structures were met. Both structures were modeled using the Flow 3D program to verify their functionality in the event of a flood event as well as with the average daily flow.

The construction of these structures will nullify the effect of the sinkhole, providing a definitive solution to the overflow of the slopes, thus providing greater safety for the main roads, businesses, and homes in the surrounding area.

Key words: energy dissipation, flume channel, dissipation basin, hydraulic design, Flow 3D, sinkhole.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN.

El presente proyecto tiene como finalidad diseñar la estructura de disipación de energía, para el sector Zona 15 - La Internacional en el cantón Quito, provincia de Pichincha. Siendo este sector, el punto de descarga de la convergencia de dos de las quebradas más importantes del sur de Quito como son la Caupicho y Ortega.

En este sector existe un colector que conduce el agua proveniente de estas quebradas por debajo de la avenida teniente Hugo Ortiz, destacando el fin del periodo de vida útil del colector. Esto debido principalmente al aumento del agua pluvial como efecto del cambio climático, además de la falta de mantenimiento y control por parte de las autoridades en las últimas décadas. Es así como dicha estructura se ha deteriorado hasta tal punto de volverse obsoleta, desestabilizando los taludes de su alrededor y generando incomodidad en los moradores de la zona.

Con el fin de prevenir el colapso del colector y por ende evitar futuras afectaciones a las estructuras viales y residenciales ante eventuales crecidas del río Machángara, se realizó el estudio técnico del presente proyecto, basado en las normativas vigentes de nuestro país.

La Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas tendrá acceso al diseño del nuevo sistema de descarga mismo que servirá como base para la ejecución de este proyecto con el objetivo de dar pronta solución a los problemas actuales de la zona.

1.2 PROBLEMA DE ESTUDIO.

1.2.1 Antecedentes.

La morfología de Quito está constituida por la presencia de varias laderas, quebradas y ríos que atraviesan la capital, sin embargo, en las últimas décadas se ha registrado un crecimiento demográfico acelerado de la ciudad. La mala planificación territorial, ha provocado el relleno de dichos accidentes geográficos para cubrir la demanda de territorio.

Esta actividad estimula la formación de asentamientos irregulares sobre estas áreas, lo que reduce la sección natural de flujo de los ríos, que en combinación con el poco o nulo tratamiento de las aguas servidas que se descargan sobre estos, afectan la estabilidad del suelo generando grietas en el terreno.

Tal es el caso del río Machángara en el sector de Solanda, específicamente en el barrio “La Internacional”, en el cual, desde hace ocho años se ha observado la erosión progresiva del suelo, debido a dos estructuras de descarga de aguas servidas que, en combinación con el aumento repentino del cauce del río en épocas de invierno, han generado la formación de un socavón.

La gran energía que produce la caída del agua en este punto ha comprometido la estabilidad de los taludes aledaños al cauce natural del río, aumentando el riesgo de deslave de las plataformas donde se asientan viviendas, locales comerciales y vías alrededor de la zona afectada por el socavón.

1.2.2 Importancia y alcance.

La pronta acción sobre este fenómeno garantizará la seguridad tanto de las construcciones civiles y viales como del colector de aguas servidas, deteniendo por completo la depresión que sufre el suelo a causa del impacto del agua.

Para frenar este problema, se propone diseñar una estructura de disipación de energía, capaz de reducir el daño en las estructuras debido al aumento de caudal sanitario y las condiciones climáticas extremas.

1.2.3 Delimitación.

El socavón se encuentra ubicado en las avenidas Ajaví y teniente Hugo Ortiz, en el barrio “La Internacional” en el sector de Solanda, conforme se visualiza en la figura 1.

Figura 1.

Ubicación del Proyecto.



Nota. Se identifica el lugar exacto donde se encuentra el socavón a ser intervenido.

Elaborado por: Los Autores, a través de Google Earth.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

A principios del siglo actual, el río Machángara ha sufrido un incremento exponencial de su caudal, debido a la descontrolada descarga de aguas servidas en el sector de “La Internacional” provocando el desgaste de taludes a orillas de este río. Se ha decidido realizar un proyecto técnico para solucionar el socavón y limitar el riesgo de colapso de las residencias aledañas.

Los beneficiarios a mediano – largo plazo serán los residentes de los conjuntos habitacionales, locales comerciales y el tránsito en general, porque contarán con una estructura de gran fiabilidad que protegerá la integridad del terreno natural y las estructuras complementarias.

Se implementará una estructura de disipación de energía que ayudará a la reducción de la velocidad de descarga del caudal combinado sobre el lecho del río. La EPMMOP (Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas) será la encargada de entregar los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos, así como la sociabilización con los moradores para la realización del proyecto.

El diseño del proyecto está contemplado para un lapso de tres a cuatro meses, conforme al cronograma de actividades (tabla 1), considerando que la vida útil de la estructura será de 50 años.

1.4 GRUPO OBJETIVO.

La protección de los taludes, del colector y del suelo en general, brindará seguridad y comodidad a los sectores comerciales, residenciales y educativos del área afectada. Otro sector indirectamente beneficiado es la movilidad de gran parte de la población del sur de Quito, a pesar de no existir un alto riesgo de colapso de la estructura de encauzamiento del río Machángara, sobre la cual se asienta la Av. teniente Hugo Ortiz.

1.5 OBJETIVOS.

1.5.1 Objetivo general.

Diseñar una estructura de disipación de energía, mediante diseño empírico y chequeo a través de modelación numérica para detener la erosión del suelo debido al impacto del agua.

1.5.2 Objetivos específicos.

Analizar la información topográfica, mediante el uso de la memoria digital para la estimación de la cota mínima de diseño.

Proponer dos o más alternativas de estructuras de disipación, en base a los diseños del USBR y textos guías para elegir la estructura que mejor se ajuste a las características en campo.

Diseñar la estructura de máxima eficiencia, mediante hojas de cálculo y software de dibujo a fin de asegurar la funcionalidad de esta.

Modelar la estructura óptima con el software “Flow 3D” para analizar su comportamiento frente a eventuales crecidas.

Verificar la funcionalidad de la estructura por medio de análisis comparativos de los resultados de la modelación para garantizar su seguridad ante eventos catastróficos.

Determinar el impacto económico a través de un análisis costo – beneficio para optimizar los recursos.

Socializar los resultados de la estructura con la EPMMOP, que sirvan como estudio base de la ejecución del proyecto.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

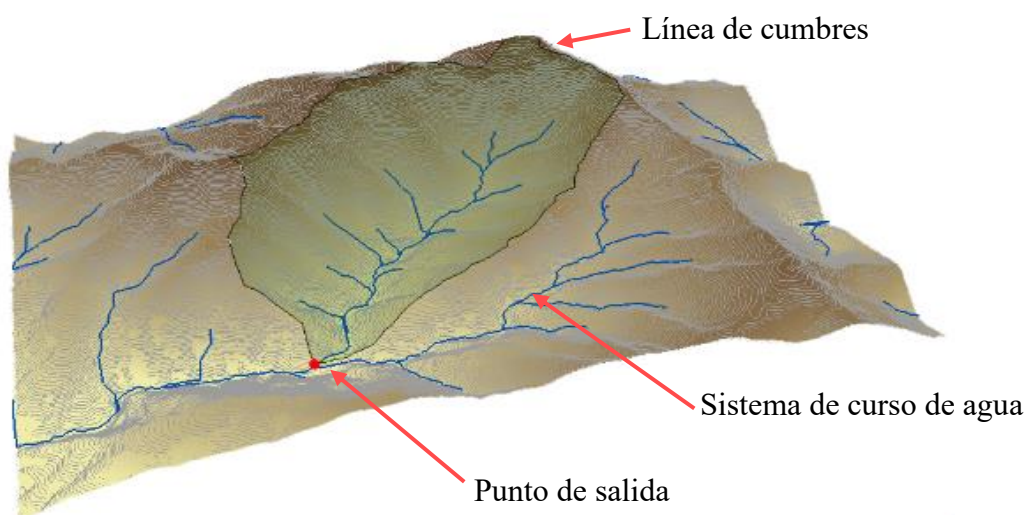
2.1 PRINCIPIOS DE LA HIDROLOGÍA

2.1.1 Cuencas hidrográficas

Se define como hoya o cuenca hidrográfica (figura 2) al área o territorio que está delimitado topográficamente en el cual existe un sistema de cursos de agua, de tal forma que todo el caudal converge en un único punto de salida (Monsalve,1999).

Figura 2.

Ilustración del modelo de una cuenca hidrográfica.



Nota. Se identifican los componentes principales de una cuenca hidrográfica. Fuente: Domínguez (2020).

A través de las líneas divisorias topográficas o líneas de cumbre se puede definir el área de la cuenca, que no son más que el límite que separa las precipitaciones entre dos cuencas vecinas uniendo los puntos de máxima cota entre cuencas.

2.1.2 Características morfológicas

Estas propiedades son elementos físicos que a través del estudio de la geomorfología caracterizan los rasgos de las cuencas hidrográficas permitiendo comparar dos o más superficies terrestres mediante valores numéricos.

2.1.2.1 Área de drenaje (A). El área de drenaje de una cuenca comprende la proyección plana de todo el territorio o espacio delimitado por la divisoria topográfica (Monsalve,1999). Esta línea puede ser interpretada mediante mapas topográficos o fotografías aéreas donde se pueda observar el relieve de la cuenca. Cabe destacar que cuanto más grande es la cuenca mayor será el caudal de descarga.

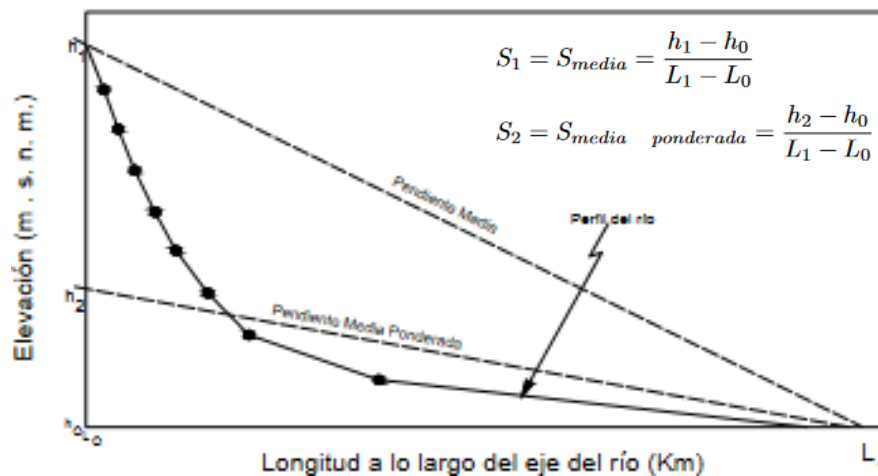
2.1.2.2 Longitud del cauce principal (L) y perímetro (P). La longitud del cauce viene definida por la distancia que recorre el río entre el punto topográfico más alto aguas arriba y el punto de descarga aguas abajo (Domínguez,2020). De igual forma que el área, el perímetro de drenaje es la proyección plan o longitud plana de las divisorias.

2.1.2.3 Desnivel altitudinal (DA). El valor del desnivel altitudinal hace referencia a la diferencia de nivel entre la cota más baja de cuenca y cota más alta. Este valor determina la variabilidad ecológica y climática de la cuenca.

2.1.2.4 Pendiente media del cauce o corriente principal (S). Existen varios métodos para obtener la pendiente del cauce principal de la cuenca. El método más rápido relaciona el desnivel de la cuenca $(h_1 - h_0)$ ⁽¹⁾ y la longitud del cauce principal $(L_1 - L_0)$ ⁽²⁾ denominada pendiente media S_1 , la pendiente media ponderada S_2 o pendiente mediana se define al encontrar la altura media h_2 (figura 3) correspondiente al área de un triángulo cuya área es equivalente al área bajo la curva del perfil longitudinal del cauce principal (Domínguez,2020).

Figura 3.

Modelo práctico de la pendiente del cauce.



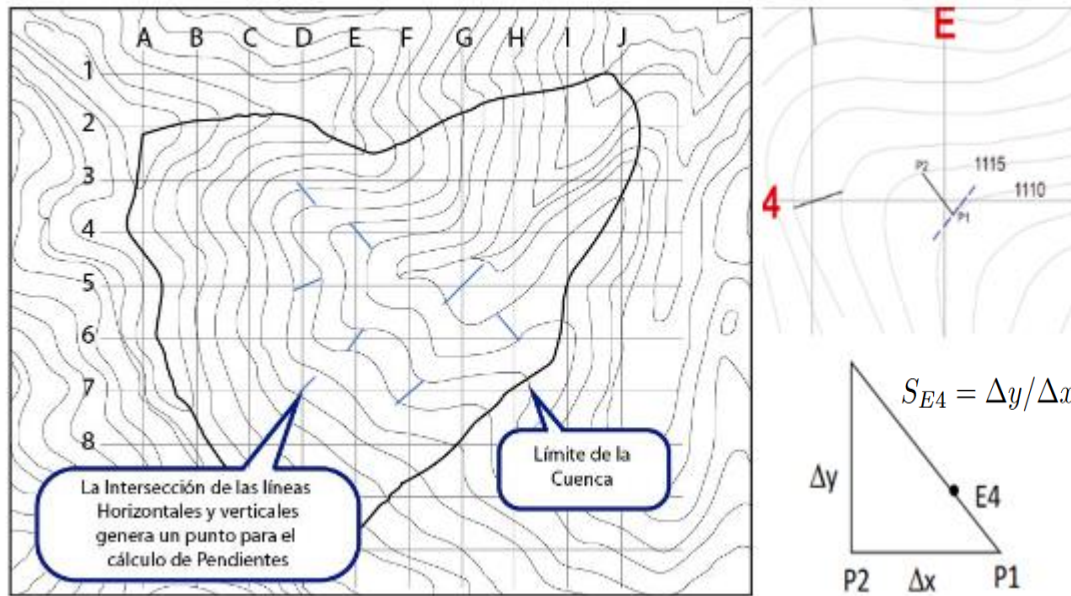
Nota. Diagrama para encontrar las pendientes del cauce de una cuenca. Fuente: Domínguez (2020).

2.1.2.5 Pendiente de la cuenca (S_m). Esta característica es la responsable en gran parte de la velocidad con la que se genera la escorrentía superficial afectando al tiempo que lleva la precipitación en concentrarse sobre los lechos fluviales y formar sistemas de curso de agua o drenaje. (Monsalve,1999). Se han planteado varias alternativas para lograr encontrar el valor más representativo de la inclinación de la cuenca, entre ellas se tiene las siguientes:

2.1.2.5.1 Método de cuadrículas asociadas a un vector. Consiste en establecer el porcentaje de ocurrencia en un rango de pendientes de la cuenca de estudio (muestra). Para ello se divide el área de estudio mediante cuadrículas igualmente espaciadas de tal modo obtener puntos de intersección que definirán la pendiente del terreno (figura 4). Estadísticamente entre más puntos se genere, mayor será la exactitud de la pendiente de la cuenca.

Figura 4.

Pendiente de una cuenca, método de cuadrículas asociadas.



Nota. Se observa la metodología de construcción de las cuadrículas para el cálculo de la pendiente mediante interpolación. Fuente: Domínguez (2020).

Una vez encontrada la pendiente de cada punto de la cuadrícula, se clasifican los valores obtenidos por intervalos, mismos que estarán en función del número de puntos obtenidos (tabla 1). La ley de Sturges establece el número de intervalos como $K = 1 + 3.3 \log(n)$ ⁽³⁾ y el ancho de este como $C = R/K$ ⁽⁴⁾, donde K es el número de intervalos, C el ancho del intervalo y R el rango de la muestra (Monsalve,1999).

Tabla 1.

Pendiente de una cuenca. Ejemplo práctico.

(1) Pendiente (m/m)	(2) Número de ocurrencias	(3) Porcentaje del total	(4) Porcentaje acumulado	(5) Pendiente media del intervalo	(6) Columna(2) x Columna(5)
0.000-0.0049	249	69.55	100.00	0.00245	0.6100
0.050-0.0099	69	19.27	30.45	0.00745	0.5141
0.010-0.0149	13	3.63	11.18	0.01245	0.1618
0.015-0.0199	7	1.96	7.55	0.01745	0.1222
0.020-0.0249	0	0.00	5.59	0.02245	0.0000
0.025-0.0299	15	4.19	5.59	0.02745	0.4118
0.030-0.0349	0	0.00	1.40	0.03245	0.0000
0.035-0.0399	0	0.00	1.40	0.03745	0.0000
0.040-0.0449	0	0.00	1.40	0.04245	0.0000
0.045-0.0499	5	1.40	1.40	0.04745	0.2373
TOTAL	358	100.00	-	-	2.0572

$$Pendiente\ media = \frac{\sum_{i=1}^K (\#\ Occurrencias_i \times Pendiente\ media_i)}{\sum_{i=1}^K \#\ Occurrencias_i} \quad (2.15)$$

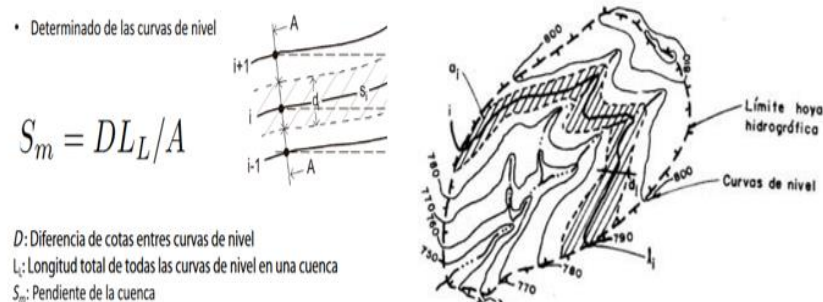
$$Pendiente\ media = 2.0572/358 = 0.00575\ m/m$$

Nota. Se muestra el ejemplo de cálculo de la pendiente media de una cuenca. Fuente: Monsalve (1999).

2.1.2.5.2 Método a partir de curvas de nivel. Este método tiene como punto de partida las curvas de nivel del área de estudio, consiste en determinar el área entre un rango de curvas, la longitud de cada una de las curvas y la diferencia consecutiva entre cotas para encontrar la media ponderada de la pendiente de la cuenca (figura 5).

Figura 5.

Pendiente de una cuenca, método a partir de curvas de nivel.



Nota. Esquema de construcción de la ponderación de la pendiente entre curvas de nivel.

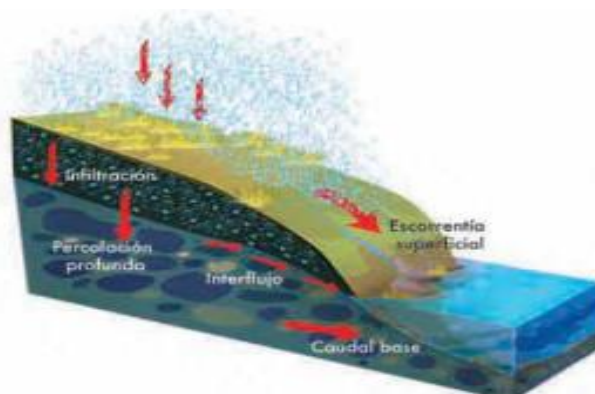
Fuente: Domínguez (2020).

2.1.3 Escorrentía superficial

La escorrentía superficial (figura 6) ocurre al momento de la precipitación y transporte del agua sobre la superficie terrestre. El exceso de precipitación que no logra infiltrarse ni evaporarse y se mueve con libertad por la superficie del terreno se define como escorrentía superficial (Monsalve,1999). Este flujo en el inicio de la precipitación es una lámina que con el tiempo se convierte en una corriente encauzada debido a varios factores como el clima, la fisiografía o el ser humano que afectan su volumen.

Figura 6.

Escorrentía superficial.



Nota. Se muestra el ciclo de formación de la escorrentía superficial. Fuente: Domínguez (2020).

2.1.3.1 Diseño hidrológico. El diseño hidrológico permite establecer las magnitudes de las crecientes de una cuenca (caudal, volumen y elevación) que producen inundaciones. Mediante la determinación de estos caudales de crecidas o caudales máximos se puede establecer el método de mitigación para los efectos causados por las crecientes como obras de control (Domínguez,2020).

Las obras de control dependen de la capacidad para soportar caudales mayores a lo largo del periodo de vida útil, mismos que afectan la estabilidad de la estructura. Por ello, determinar el periodo de retorno para encontrar la probabilidad de ocurrencia de crecidas es fundamental si se desea garantizar el buen funcionamiento de la estructura.

2.1.3.2 Periodo de retorno. La determinación del periodo de retorno permite definir la probabilidad en el que un determinado evento es igualado o superado por lo menos una vez durante la vida útil de la obra futura (Monsalve,1999). Existen varios criterios para la elección del periodo de retorno (tabla 2) basados en la vida útil del proyecto, tipo de estructura, facilidad de reparación y ampliación o peligro de pérdidas humanas.

Tabla 2.

Periodo de retorno.

Tipo de proyecto	Periodo de retorno (años)
Desviación de crecientes en proyectos hidroeléctricos	25 a 50
Rebosaderos para crecientes de proyectos hidroeléctricos, dependiendo de si la presa es de tierra o enrocado, o de concreto	Mayor o igual a 1000 años, o criterio de creciete máxima probable.
Colectores de aguas lluvias en ciudades, dependiendo del tipo de zona dentro de la ciudad	2 a 10
Alcantarillas para carreteras	1.1 a 5

Nota. Criterios para la selección del periodo de retorno. Fuente: Monsalve (1999).

2.1.3.3 Tiempo de concentración. Es el tiempo que tarda la lluvia en recorrer desde el punto más lejano de la corriente de agua hasta el punto de descarga de la cuenca (Domínguez,2020). El tiempo de concentración mide el tiempo necesario para que toda la precipitación que cae en la cuenca contribuya a la escorrentía superficial, por lo tanto, la duración de la precipitación debe ser mayor o igual al tiempo de concentración. Varios autores han propuesto fórmulas experimentales para determinar el tiempo de concentración (tabla 3).

Tabla 3.

Tiempos de concentración.

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m	Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ C = coeficiente de escorrentía del método nacional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.345}$ L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.	Ecuaciones de onda cinemática Norgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7L^{0.6} n^{0.6}}{I^{0.4} S^{0.3}}$ L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno m/m.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525 (0.0000276 i + c) L^{0.33}}{S^{0.333} i^{0.667}}$ i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.	Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0.0136 L^{0.8} (1000 - CN)^{0.7}}{S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.

Nota. Métodos para la estimación del tiempo de concentración en una cuenca. Fuente: Domínguez (2020).

2.1.3.4 Método SCS de Abstracciones

2.1.3.4.1 Método SCS del número de curva. Fue desarrollado por el US Soil Conservation Services (SCS) para poder determinar la precipitación neta mediante el número de curva (CN) el cual depende de factores como el uso de suelo o tipo de suelo (tabla 4,5).

Tabla 4.

Número de curva, tipo de suelo.

Grupo hidrológico del suelo	Infiltración cuando están muy húmedos	Características	Textura
A	Rápida	Alta capacidad de Infiltración > 76 mm/h	Arenosa
B	Moderada	Capacidad de infiltración 76-38 mm/h	Arenosa-limosa Franca
C	Lenta	Capacidad de infiltración 36-13 mm/h	Franco-arcillosa Franco-arcillo-limosa
D	Muy Lenta	Capacidad de infiltración < 13 mm/h	Arcillosa

Nota. Clasificación del número de curva de acuerdo con el tipo de suelo. Fuente: Domínguez (2020).

Tabla 5.

Número de curva, uso de suelo.

Descripción del uso de la tierra	Detalles de la descripción	Tratamiento o uso	Condición hidrológica	Grupo hidrológico de suelo				
				A	B	C	D	
Tierra cultivada	general	sin tratamientos de conservación	no aplicable	77	86	91	94	
		filas rectas	no disponible	72	81	88	91	
	cultivos en filas	filas rectas	pobre	72	81	88	91	
			bueno	67	78	85	89	
		en contorno	pobre	70	79	84	88	
			bueno	65	75	82	86	
	en contorno y terraza	pobre	66	74	80	82		
		bueno	62	71	78	81		
	Tierra cultivada	general	con tratamientos de conservación	no disponible	62	71	78	81
			filas rectas	pobre	65	76	84	88
granos pequeños			bueno	63	75	83	87	
		en contorno	pobre	63	74	82	85	
			bueno	61	73	81	84	
		en contorno y terraza	pobre	61	72	79	82	
grano cerrado		pobre	59	70	78	81		
		bueno	66	77	85	89		
legumbres o pradera de rotación		filas rectas	pobre	58	72	81	85	
			bueno	64	75	83	85	
	en contorno	pobre	55	69	78	83		
		bueno	63	73	80	83		
Pastizales o campo de animales	en contorno y terraza	pobre	51	67	76	80		
		bueno	68	79	86	89		
	en contorno	pobre	49	69	79	84		
			bueno	39	61	74	80	
		pobre	47	67	81	88		
			aceptable	25	59	75	83	
	en contorno	pobre	6	35	70	79		
		bueno	30	58	71	78		
	Vegas de ríos y praderas	general	pobre	30	58	71	78	
			bueno	30	58	71	78	
Bosques		troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	pobre	45	66	77	83	
			aceptable	36	60	73	79	
Haciendas		pavimentados con cunetas y alcantarillados	pobre	45	66	77	83	
			bueno	59	74	82	86	
Calles y carreteras		superficie dura	no disponible	95	95	95	95	
			grava	74	84	90	92	
			tierra	76	85	89	91	
				72	82	87	89	
Áreas abiertas	césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.	bueno (cubierto de pasto 75%+)	39	61	74	80		
		aceptable (cubierto de pasto 50% - 75%)	49	69	79	84		
Áreas comerciales de negocios	85% impermeables	pobre	89	92	94	95		
		bueno	81	88	91	93		
Distritos industriales	72% impermeables	pobre	81	88	91	93		
		bueno	77	85	90	92		
Residencial	1/8 acre o menos	65% impermeable	61	75	83	87		
		38% impermeable	57	72	81	86		
		30% impermeable	54	70	80	85		
		25% impermeable	51	68	79	84		
Parquesadores pavimentados, techos, accesos, etc.	1 acre	20% impermeable	95	95	95	95		
		no disponible	95	95	95	95		

Nota. Clasificación del número de curva de acuerdo con su uso. Fuente: Domínguez (2020).

2.1.3.5 Precipitación neta. Mediante el número de curva se puede relacionar la

precipitación total y neta con la capacidad de almacenamiento de la cuenca. La precipitación neta es la parte de la precipitación total que no se convierte en abstracción y por ende genera escorrentía (Domínguez,2020).

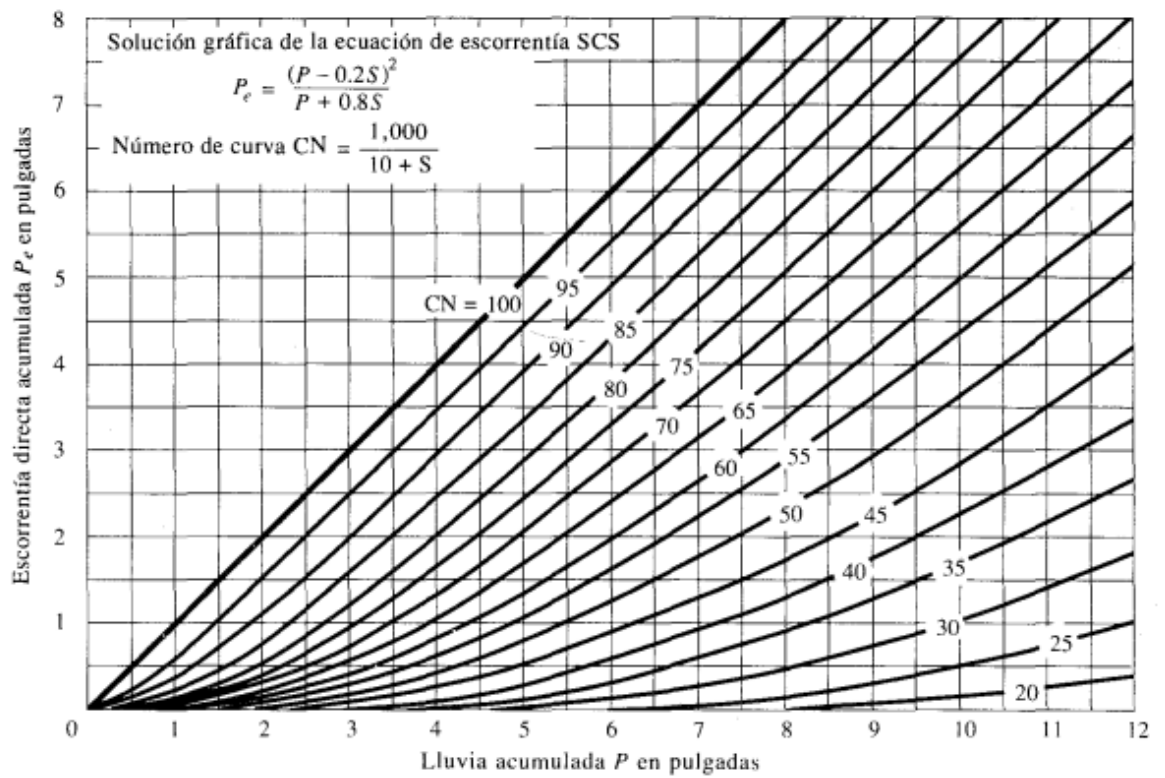
$$P_n = \frac{(P-0.2 S)^2}{P+0.8 S} \quad (5)$$

Donde P_n es a la precipitación neta, P la precipitación total y S es la capacidad máxima de almacenamiento, todas en milímetros.

2.1.3.6 Capacidad de almacenamiento. Depende exclusivamente del número de curva ya que está directamente relacionada con el suelo. La figura 8 muestra una aproximación del cálculo de la capacidad máxima de almacenamiento dependiendo del número de curva.

Figura 7.

Capacidad de almacenamiento, número de curva.



Nota. Esquema práctico para la estimación de la capacidad de almacenamiento de una cuenca. Fuente: Chow (1994).

Al despejar S de la ecuación del número de curva y pasando al sistema internacional de unidades, se tiene:

$$S = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (6)$$

2.1.4 Hidrogramas

Son gráficas que muestran la variación del flujo en función del tiempo en un punto determinado de una corriente, es decir permite observar las crecidas y estiajes. Al ser función del tiempo, los intervalos pueden variar entre horas o años (Chow,1994). Además, el área bajo la curva del hidrograma representa el volumen de agua en el punto de estudio en un intervalo de tiempo específico.

2.1.4.1 Intensidad de precipitación, curvas IDF. En un diseño hidrológico es necesario la determinación de los eventos de lluvia a usarse. Estos eventos pueden ser una tormenta de diseño que permitan relacionar la intensidad de lluvia, la duración y los periodos de retorno o frecuencias correspondientes al sitio y tipo de obra (Chow,1994). Esta relación permite encontrar la precipitación en un intervalo de tiempo asociado a un periodo de retorno.

El INAMHI estableció las curvas IDF para las distintas estaciones del país a través del estudio de lluvias intensas en Ecuador (INAMHI,1999-2015) con el fin de obtener la intensidad de precipitación para cualquier tiempo de retorno y para cualquier duración de la precipitación.

2.1.4.2 Hietograma de diseño, método del bloque alterno. El método del bloque alterno se basa en la curva de intensidad-duración-frecuencia, mediante el cual se determina la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración específica. Se establece la intensidad en una curva IDF para cada intervalo de duración, de esta forma al multiplicar la intensidad y la duración se obtiene como resultado la profundidad de precipitación correspondiente a cada intervalo (Chow,1994).

Cada intervalo o bloque se reordena de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración del evento y el resto de los bloques queden ordenados descendientemente alternando entre izquierda y derecha (tabla 6, figura 9).

Tabla 6.

Hietograma de diseño, ejemplo de cálculo.

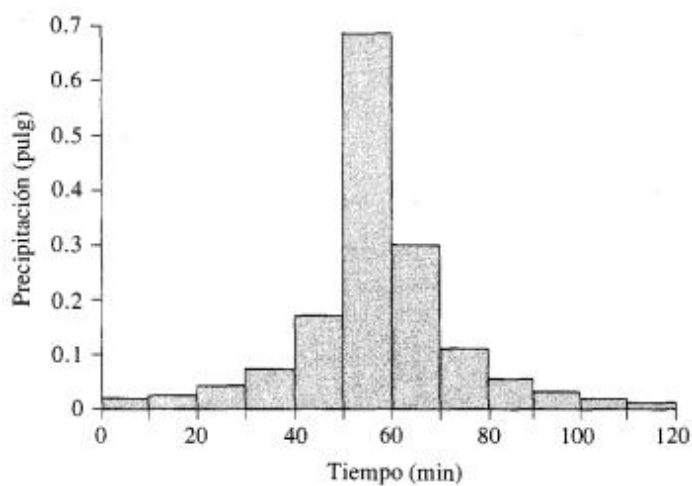
Hietograma de precipitación de diseño desarrollado en incrementos de 10 min para una tormenta de 10 años y 2 horas en Denver, utilizando el método del bloque alterno (ejemplo 14.4.1)

Columna:	1	2	3	4	5	6
	Duración	Intensidad	Profundidad acumulada	Profundidad incremental	Tiempo	Precipitación
	(min)	(pulg/h)	(pulg)	(pulg)	(min)	(pulg)
	10	4.158	0.693	0.693	0-10	0.024
	20	3.002	1.001	0.308	10-20	0.033
	30	2.357	1.178	0.178	20-30	0.050
	40	1.943	1.296	0.117	30-40	0.084
	50	1.655	1.379	0.084	40-50	0.178
	60	1.443	1.443	0.063	50-60	0.693
	70	1.279	1.492	0.050	60-70	0.308
	80	1.149	1.533	0.040	70-80	0.117
	90	1.044	1.566	0.033	80-90	0.063
	100	0.956	1.594	0.028	90-100	0.040
	110	0.883	1.618	0.024	100-110	0.028
	120	0.820	1.639	0.021	110-120	0.021

Nota. Cálculo de la precipitación a través del método del bloque alterno. Fuente: Chow (1994).

Figura 9.

Hietograma de diseño.



Nota. Esquema gráfico del hietograma de diseño mediante el método del bloque alterno.

Fuente: Chow (1994).

2.1.4.3 Hidrograma triangular del SCS. Este método fue desarrollado para determinar hidrogramas en cuencas pequeñas a partir de un triángulo (figura10) el cual permite estimar la magnitud del caudal pico y el tiempo en llegar a dicho caudal en el hidrograma. Para determinar el hidrograma se tiene las siguientes ecuaciones.

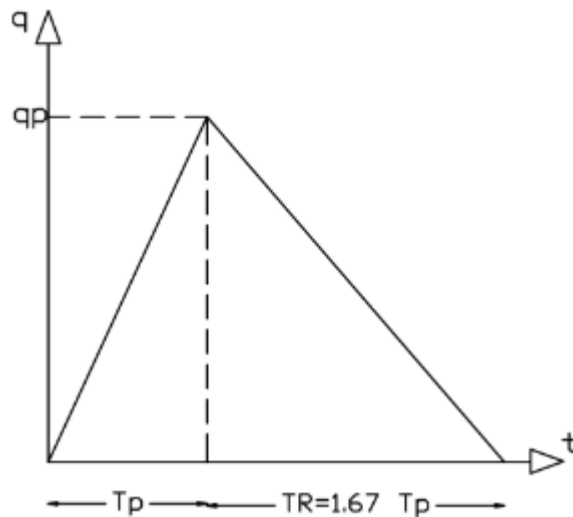
$$q_p = 0.208 \left(\frac{A \cdot Q}{T_p} \right) \quad (7)$$

$$T_p = 0.7 \cdot T_c \quad (8)$$

Donde q_p es el caudal pico del hidrograma (m³/s), A es el área de la cuenca (km²), Q el escurrimiento directo (mm), T_p el tiempo hasta llegar al caudal pico (horas), T_c el tiempo de concentración de la cuenca (horas).

Figura 10.

Hietograma Triangular.

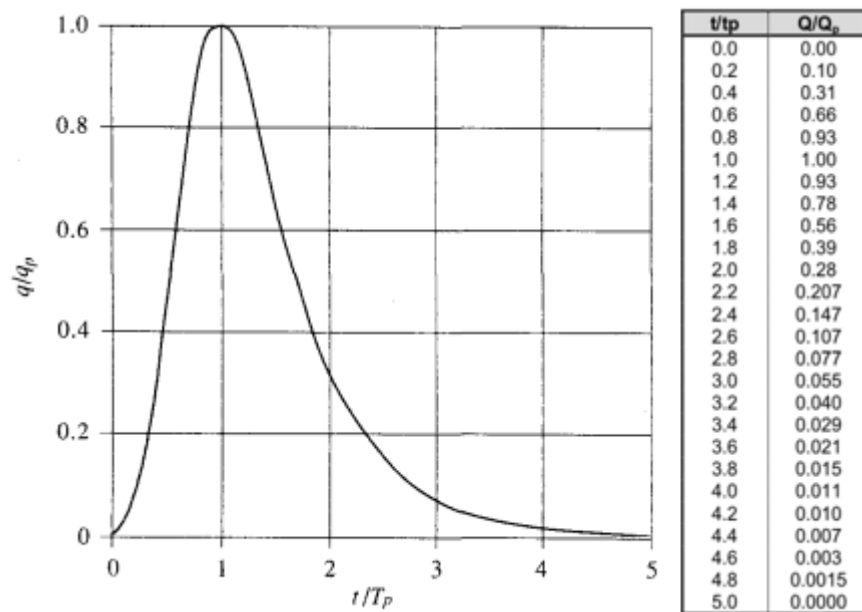


Nota. Diagrama para estimación del caudal pico. Fuente: Domínguez (2020).

2.1.4.4 Hidrograma adimensional del SCS e hidrograma unitario. El hidrograma adimensional del SCS (figura 12) es un hidrograma unitario sintético que permite representar la relación del caudal con respecto al caudal pico y el tiempo con respecto al tiempo de ocurrencia del caudal pico en el hidrograma unitario. Mediante el hidrograma adimensional se puede establecer el hidrograma unitario (Chow,1994).

Figura 11.

Hidrograma adimensional del SCS.



Nota. Relación del caudal y caudal pico, tiempo y tiempo pico para la obtención del hidrograma de crecida. Fuente: Chow (1994).

El hidrograma unitario (figura 13) conocido como gráfica unitaria es la resultante de 1 mm de exceso de lluvia o precipitación neta de altura de intensidad uniforme. A partir de esta, se puede establecer el hidrograma de escorrentía superficial o hidrograma de creciente de otro evento similar con precipitación neta de igual duración e intensidad que la del hidrograma unitario. Es decir, permite determinar el hidrograma de cualquier tipo de precipitación (Chow,1994).

Figura 12.

Hidrograma Unitario.

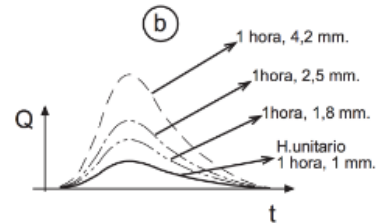
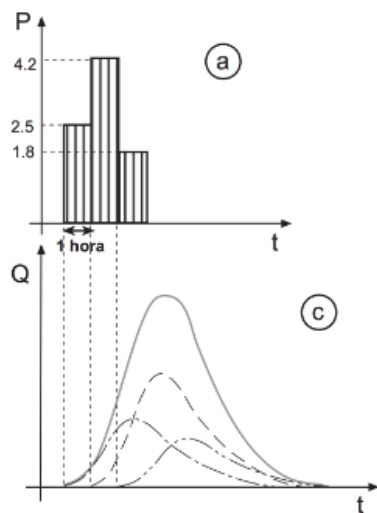


Fig. 7. Cálculo del hidrograma generado por el hietograma de (a)
(b) *Propiedad de afinidad*: Construcción de los hidrogramas proporcionales para y 2,5 mm.en 1 hora, para 4,2 mm. en 1 hora y para 1,8 mm. en 1 hora
(c) *Propiedad de aditividad*. Situando los hidrogramas generados en (b) desplazados 1 hora, se suman sus ordenadas

Nota. Pasos para la determinación del hidrograma de cualquier evento de precipitación.

Fuente: Chow (1994).

2.2 HIDRÁULICA DE CANALES

2.2.1 Flujo en canales abiertos

El flujo en canales abiertos se presenta principalmente cuando existe una superficie libre sin importar el tipo de conducto, es decir una tubería de alcantarillado o un canal de riego se comportan de manera similar al poseer ambas una superficie libre (Chow,1994).

2.2.1.1 Tipo de flujos. Existen varias formas de clasificar el flujo en canales abiertos (figura 14), la principal de ellas es la clasificación según el cambio de profundidad respecto al espacio y tiempo. Según el espacio en flujo uniforme y no uniforme o variado, y según el tiempo en flujo permanente y no permanente (Chow,1994).

El criterio de flujo permanente ocurre si la profundidad de flujo no cambia en función del tiempo en una sección determinada, mientras que para el flujo uniforme se da cuando la profundidad de flujo no cambia en el espacio (Heredia,2020).

Figura 13.

Clasificación del flujo en canales abiertos.

- A. Flujo permanente
 - 1. Flujo uniforme
 - 2. Flujo variado
 - a. Flujo gradualmente variado
 - b. Flujo rápidamente variado
- B. Flujo no permanente
 - 1. Flujo uniforme no permanente (raro)
 - 2. Flujo no permanente (es decir, flujo variado no permanente)
 - a. Flujo gradualmente variado no permanente
 - b. Flujo rápidamente variado no permanente.

Nota. Tipos de flujo en canales abiertos. Fuente: Chow (1994).

2.2.1.2 Clases de canales abiertos. Se define como canal abierto al conducto ya sea artificial o natural en el cual el agua fluye con una superficie libre. Las propiedades de estos cambian dependiendo de su naturaleza, es decir que para un canal artificial sus propiedades hidráulicas estarán bien definidas mientras que, para los canales naturales, sus propiedades son más irregulares aumentando el nivel de complejidad para encontrar sus principales características (Chow,1994).

2.2.2 Geometría de canales

La sección transversal de un canal depende del tipo de canal, si un canal mantiene su sección y pendiente constante se denomina canal prismático, esto se aprecia en canales artificiales los mismos que se diseñan con secciones de figuras geométricas (tabla 7) mientras que, en canales naturales, al tener una sección irregular se los denomina canales no prismáticos (Chow,1994).

2.2.2.1 Elementos geométricos de canales rectangulares. Las propiedades de la

sección de un canal están en función de la geometría y profundidad de flujo (Heredia,2020).

Matemáticamente se pueden expresar estos elementos de la siguiente manera:

A. profundidad de flujo, calado o tirante hidráulico “y” que representa la distancia vertical del punto más bajo de una sección hasta la superficie de flujo.

B. Ancho o base del canal “b”.

C. El área mojada “A” o sección que moja el agua cuando se produce el flujo.

$$A = b * y \quad (9)$$

D. Perímetro mojado “P” o longitud entre la estructura y el agua.

$$P = b + 2 * y \quad (10)$$

E. Radio hidráulico “R” o “R_h” que representa la relación entre el área mojada y el perímetro de la sección.

$$R = A/P \quad (11)$$

Tabla 7.

Elementos geométricos de canales prismáticos.

SECCION	AREA A	PERIMETRO MOJADO P	RADIO HIDRAULICO R	ANCHO SUPERFICIAL T	TIRANTE HIDRAULICO d	FACTOR HIDRAULICO Z
 RECTANGULO	by	b + 2y	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$\frac{b^5}{by^3}$
 TRAPECIO	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	b + 2zy	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^2}{\sqrt{b + 2zy}}$
 TRIANGULO	zy ²	2y√(1 + z ²)	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	2zy	$\frac{y}{2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \frac{y^3}{2y^3}$
 CIRCULO	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen}\theta)D^2$	$\frac{1}{2}\theta D$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta}\right)D$	$\left(\frac{\text{sen}\theta}{2}\right)D, \text{ ó}$ $2\sqrt{y(D - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen}\frac{\theta}{2}}\right)D$	$\frac{\sqrt{2}}{32} \frac{(\theta - \text{sen}\theta)^{\frac{3}{2}} D^{\frac{5}{2}}}{\left(\frac{\text{sen}\theta}{2}\right)^{\frac{5}{2}}}$
 PARABOLA	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{2}{3y}$	$\frac{2}{9}\sqrt{6T}y^{1.5}$
 RECTANGULO CON CORDON REDONDEADO	$\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)^2 + (b + 2r)y$	$(\pi - 2)y + b + 2y$	$\frac{\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)^2 + (b + 2r)y}{(\pi - 2)y + b + 2y}$	b + 2r	$\frac{\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)^2}{b + 2r} + y$	$\frac{\left[\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)^2 + (b + 2r)y\right]^{1.5}}{\sqrt{b + 2r}}$
 TRIANGULO CON FONDO SECUNDARIO	$\frac{y^2}{4z} - \frac{r^3}{z}(1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{T}{z}\sqrt{1 + z^2} - \frac{2r}{z}(1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{A}{P}$	$2[(y - r) + r\sqrt{1 + z^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A\sqrt{\frac{A}{T}}$

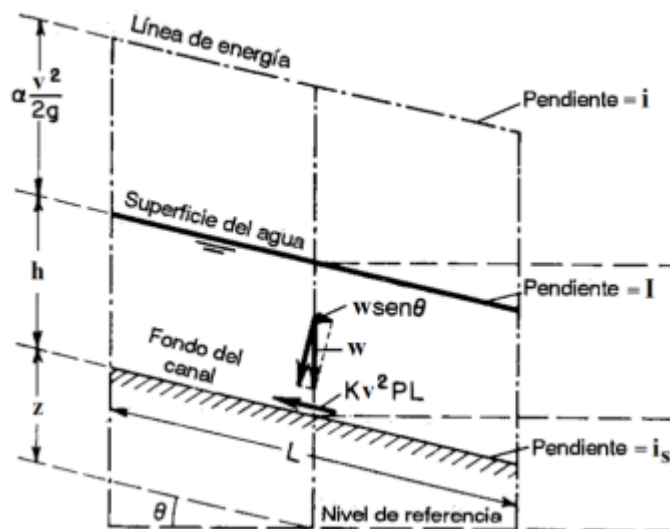
Nota. Esquema de cálculo de los elementos geométricos de distintas secciones de canales. Fuente: Chow (1994).

2.2.3 Flujo uniforme

Para tener un régimen de flujo uniforme es necesario cumplir con las siguientes condiciones: 1) las condiciones de flujo (área, perímetro, velocidad, tirante y caudal) no varían en el espacio; y 2) las líneas de gradiente hidráulico, gradiente de energía y fondo del canal permanecen constantes y paralelas en el espacio (Heredia,2020). En la figura 15 se muestra la segunda condición de flujo uniforme.

Figura 14.

Líneas de energía en flujo uniforme.



Nota. Flujo uniforme en canales abiertos. Fuente: Chow (1994).

2.2.3.1 Velocidad de flujo. Existen varias ecuaciones para encontrar la velocidad de flujo en canales abiertos, las más conocidas la ecuación de Chézy y la ecuación de Manning, siendo la segunda la más utilizada en el sistema internacional (Heredia,2020).

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

Donde V es la velocidad media de flujo en m/s, n es el coeficiente de rugosidad de Manning (tabla 8) en $m^{1/3}/s$, R_h es el radio hidráulico en m y S es la pendiente del canal en m/m. Aplicando la ecuación de continuidad $Q = V * A$ ⁽¹³⁾ se obtiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{A}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

Donde Q es el caudal en m³/s y A el área de flujo en m² (Chow,1994).

Tabla 8.

Coefficientes de rugosidad de Manning.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Canales revestidos o desarmables			
B-1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido, con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta o <i>riprap</i>	0.023	0.033	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j. Revestimiento vegetal	0.030	0.500

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.018	0.022	0.025
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con pastos cortos, algunas malezas	0.022	0.027	0.033
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con malezas	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento, malezas y matorrales sin cortar			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad de flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, nivel máximo de flujo	0.045	0.070	0.110
4. Matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150

Nota. Se muestran los valores de rugosidad de diferentes superficies. Fuente: Chow (1994).

2.2.4 Flujo rápidamente variado

Este tipo de flujo se presenta cuando existen cambios de la profundidad de flujo en distancias muy cortas, se caracterizan generalmente por ser flujos turbulentos, es decir que las fuerzas inerciales son mayores a las fuerzas de viscosidad (Heredia, 2020).

2.2.4.1 Vertederos de pared delgada. Son estructuras que permiten la descarga del agua por encima de su cresta a superficie libre. Funcionan como estructuras de control de las condiciones de flujo (velocidad, caudal y profundidad) permitiendo aforar caudales (Heredia, 2020).

Para cumplir la condición de pared delgada es necesario que la relación del espesor o ancho del vertedero y la altura del agua por encima de la cresta sea menor a 0.67. Existen varios estudios para determinar el caudal de descarga sobre distintos tipos de vertederos entre ellos:

A. Vertedero rectangular

$$Q = \frac{2}{3} * \sqrt{2 * g} * \mu * b * h^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

B. Vertedero triangular

$$Q = \frac{8}{15} * \sqrt{2 * g} * \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) * \mu * h^{\frac{5}{2}} \quad (16)$$

Donde μ es el coeficiente de contracción de las líneas de flujo.

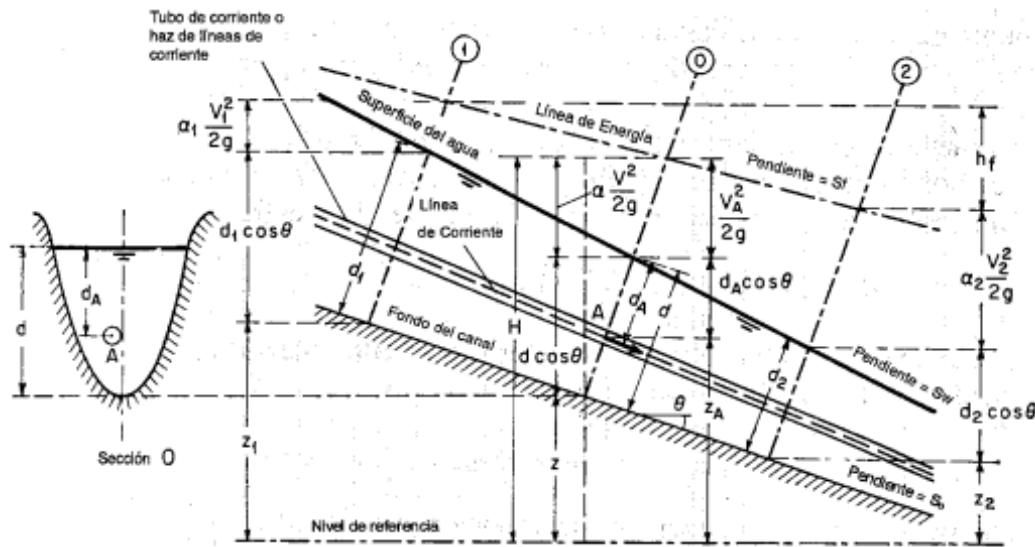
2.3 PRINCIPIOS DE ENERGÍA.

2.3.1 Energía de flujo en canales abiertos.

En base a la hidráulica elemental, se sabe que la energía total del agua en movimiento por unidad de peso, medida en un punto A cualquiera de una línea de corriente que pasa a través de una sección de canal (figura 16), se expresa como la suma de: la elevación medida desde un nivel de referencia, la carga de presión y la energía cinética local o carga de velocidad (Chow,1994).

Figura 15.

Líneas de Energía y Gradiente Hidráulico.



Nota. Se identifican los componentes de la energía total en cualquier punto de una sección de un canal abierto. Fuente: Chow (1994).

2.3.2 Ecuación de la energía.

Centrando el análisis del flujo en el punto A perteneciente a la sección transversal O (figura 16), se puede determinar la energía total en dicho punto a partir de la siguiente expresión:

$$H = Z_A + Y_A \cos \theta + \alpha \frac{V_A^2}{2g} \quad (17)$$

Donde Z_A es la energía de posición o elevación medida en metros, d_A es la relación entre la presión y el peso específico del fluido $\frac{P}{\gamma}$, expresada en metros, θ es el ángulo inclinación del canal y $\alpha \frac{V_A^2}{2g}$ la carga de velocidad, considerando la velocidad media de flujo sobre la gravedad. La sumatoria H se la conoce también como carga total, medida en metros (Chow, 1994).

Además, se considera el coeficiente de Coriolis (α), como factor de corrección de los efectos de la distribución irregular de la velocidad en canales con flujo real. Dicha energía

cinética, estará sujeta a pérdidas debido a la viscosidad y la fricción entre el fluido y las paredes del canal (Sotelo,2002).

2.3.3 *Energía específica.*

Se define como energía específica a la energía por unidad de peso del agua en movimiento, medida en cualquier sección de un canal tomando como punto de referencia el fondo de este (Chow,1994). Es decir, una vez se haya determinado el nivel de referencia, la energía de posición no interviene porque es constante ($z = 0$). En consecuencia, la energía específica se define como:

$$E = Y \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (18)$$

Donde la energía específica es la suma de la profundidad del agua en el canal y la carga de velocidad. Si el ángulo de inclinación del fondo del canal es muy pequeño, entonces $\alpha = 1$ y $\theta = 1$

2.3.4 *Conservación de la energía.*

El principio de conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad (Sotelo, 1994), esta ecuación permite calcular las transformaciones de la energía mecánica en cantidad de energía calorífica disipada a través de una región de flujo.

Es decir, si se considera la región de flujo comprendida entre 1 y 2 (figura 20), este sistema puede cambiar en forma, posición y condición de flujo, pero a cualquier instante, la cantidad de masa debe ser la misma. Por lo tanto, se tiene:

$$E_1 = E_2 \quad (19)$$

$$Z_1 + Y_1 \cos \theta + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos \theta + \alpha \frac{V_2^2}{2g} \quad (20)$$

Es necesario mencionar que esta ecuación se ha obtenido para las condiciones de flujo rectilíneo sobre un fondo plano.

2.4 DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA.

2.4.1 Pérdidas de energía.

En canales a flujo libre también se pueden generar pérdidas por fricción o locales, puesto que, en la realidad dicho flujo puede ser variado provocando un cambio continuo en la pendiente hidráulica de una sección a otra (Sotelo, 2002). Aplicando el concepto de pérdidas de energía a la expresión matemática dispuesta en apartado de la conservación de energía, se obtiene lo siguiente:

$$E_1 = E_2 + \Delta h_f \quad (21)$$

$$Z_1 + Y_1 \cos \theta + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos \theta + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_f \quad (22)$$

Donde, Δh_f Es la pérdida de energía entre las dos secciones de flujo. Estas pérdidas pueden ser:

2.4.1.1 Pérdidas por fricción: Son el resultado de la pérdida de resistencia al contacto con el líquido, los bordes de los canales o contornos del cuerpo y la fricción entre las mismas capas de los fluidos.

2.4.1.2 Pérdidas locales o menores: Las pérdidas locales pueden calcularse como una fracción de la velocidad (Chow 1959). Estas se deben a la resistencia de forma (cambios en la sección transversal) y las condiciones del flujo.

2.4.2 Funciones de disipadores de energía.

La energía a lo largo de las estructuras hidráulicas es generalmente mayor cuando la escorrentía pasa a través de canales de salida o cascadas, por lo que, para minimizar la erosión y evitar impactos en los canales dentro de los ríos, se requiere consumo de energía (Ortiz, 2010).

El mecanismo de control más común para las estructuras de superficie libre es la existencia de un flujo crítico (número de Froude = 1) en un lugar bien definido, donde se

presenta la energía mínima. Sin embargo, en estructuras disipadoras de energía, el flujo de entrada generalmente varía entre supercrítico y subcrítico, como resultado de una amplia gama de flujos y velocidades de geometrías definidas.

Por ello, una condición importante que debe cumplirse a la salida de la estructura disipadora de energía es la presencia de una gran cantidad de agua que amortigüe el impacto del chorro y disipe la energía cinética que cae a las perturbaciones locales.

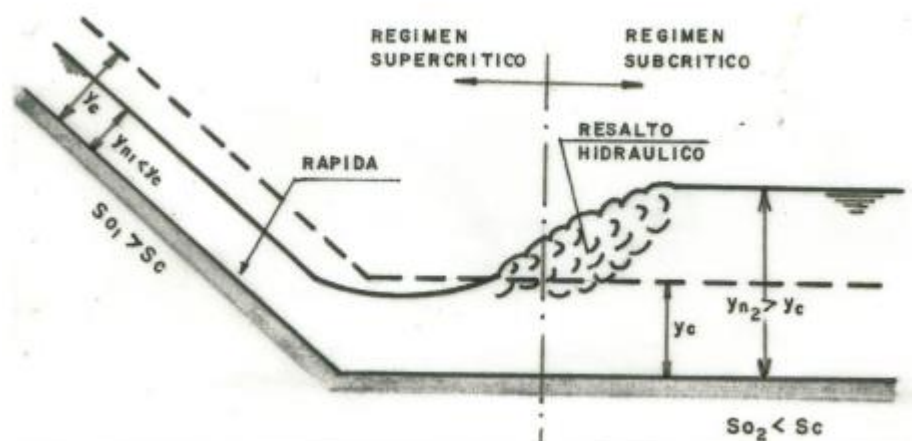
2.5 TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA.

2.5.1 Resalto hidráulico y su uso como disipador de energía.

2.5.1.1 Resalto hidráulico. El resalto o salto hidráulico desde el punto de vista experimental, se observó en el flujo de canales muy empinados (flujo supercrítico) y la transición a canales de pendientes suaves (flujo subcrítico) de forma brusca (Chow,1994). Este cambio brusco produce la rotura del perfil de flujo supercrítico, produciendo un estado de turbulencia y pérdida de energía, logrando un aumento del tirante en un tramo relativamente corto (figura 17).

Figura 16.

Resalto hidráulico.



Nota. La figura muestra la transición de régimen supercrítico a subcrítico. Fuente: Pérez (2005).

2.5.1.2 Número de Froude. El número de Froude tiene mayor relevancia en flujos supercríticos, es decir en flujos con velocidades altas. Dicho número relaciona las fuerzas de inercia con las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido (Sotelo, 1994).

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gL}} \quad (23)$$

Donde, “v” es la velocidad media de flujo en el canal, “g” la aceleración de la gravedad y “L” la longitud del canal.

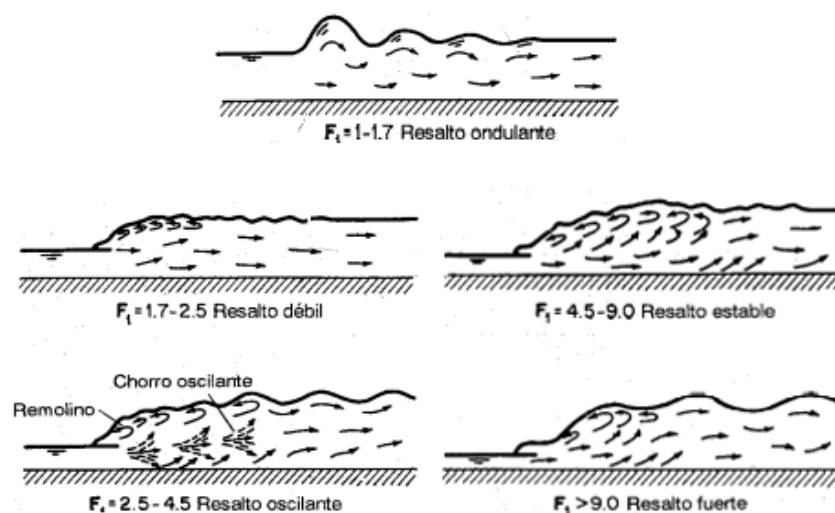
2.5.1.3 Tipos de resalto hidráulico. Se pueden clasificar los resaltos hidráulicos en fondos horizontales (figura 18) a través del número de Froude (U. S. Bureau of Reclamation, 1955):

Para $Fr = 1$, el flujo es crítico y, por lo tanto, no da lugar a la formación del resalto.

Para $Fr > 1$, se origina el resalto hidráulico, con diferentes características en la superficie.

Figura 17.

Tipos de resalto hidráulico.



Nota. Se muestran los diferentes tipos de resaltos hidráulicos. Fuente: Chow (1994).

2.5.1.4 Resalto hidráulico como disipador de energía. El resalto hidráulico es un medio efectivo para disipar el exceso de energía cinética del flujo supercrítico, en forma de calor o movimiento para evitar el riesgo de socavación aguas abajo de la sección de flujo. Los saltos hidráulicos utilizados para la disipación de energía a menudo están parcial o totalmente confinados a una parte de la canal conocida como cuenco de disipación o cuenco estacionario, cuyo fondo está revestido para resistir la socavación (Heredia,2020).

Según Chow (1994), “La energía del flujo se disipa a través de la resistencia friccional a lo largo de un canal” (pág.386). Por lo tanto, el salto hidráulico en un canal rectangular debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} * (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (24)$$

Donde, “ Y_2 ”, es el tirante aguas abajo del resalto, “ Y_1 ”, es el tirante aguas arriba del resalto. Es necesario mencionar que, la diferencia de energías específicas aguas arriba y aguas abajo del resalto dimensiona la pérdida de energía producida en dicho resalto (Chow,1994). En consecuencia, se tiene que la pérdida es:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(Y_2 - Y_1)^2}{4Y_1Y_2} \quad (25)$$

2.6 ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

2.6.1 Estanques o cuencos amortiguadores.

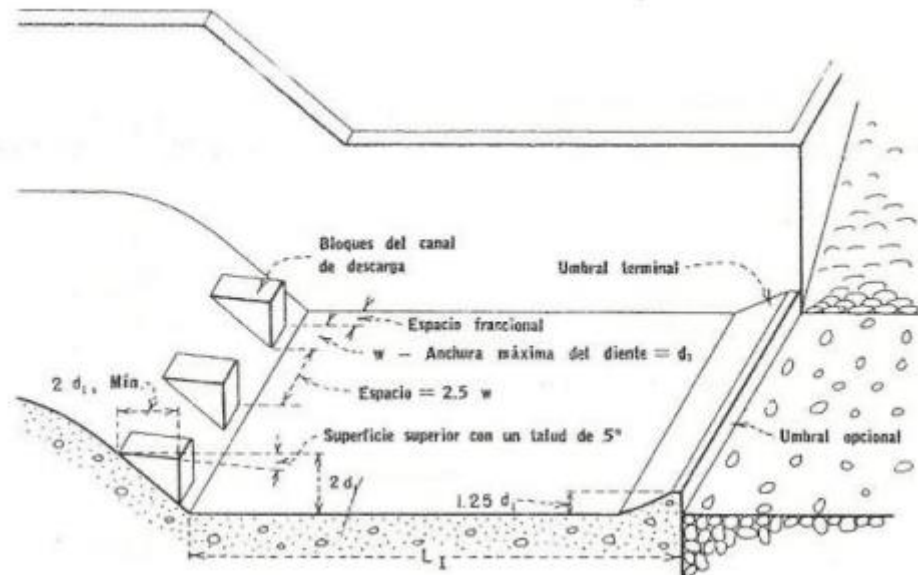
Los saltos que se producen en el estanque de amortiguamiento tienen propiedades especiales y toman formas definidas que dependen de la energía de la corriente que se quiere disipar en relación con la estancia. Las pruebas realizadas determinan la propiedad del salto alternativo (figura 19).

Las cascadas que se producen en los estanques de amortiguamiento tienen características específicas y toman formas definidas de acuerdo con la energía del flujo liberado

al espacio. Las pruebas realizadas determinan las propiedades de los saltos alternativos (Villamarín, 2013).

Figura 18.

Dimensiones del estanque Tipo I.



Nota. Se identifican las características de un cuenco con bloques de descarga. Fuente: Villamarín (2013).

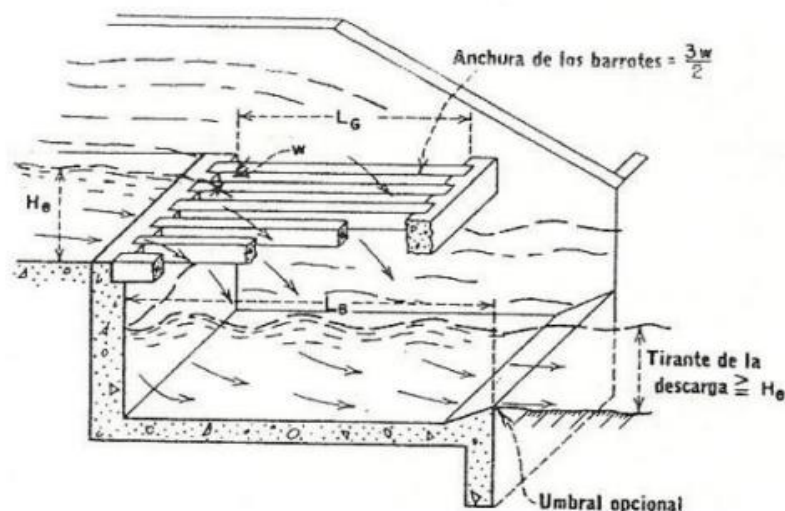
2.6.2 *Disipador de rejilla.*

Un disipador de rejilla es un deflector efectivo para pequeñas caídas. Esta estructura se probó contra números de Froude con valores entre 2.5 y 5.0, determinados en el nivel de sumidero. En este sistema (figura 20), el aliviadero se divide en varios segmentos delgados de largo que caen casi verticalmente en la cuenca, donde la energía se disipa por turbulencia.

Para que sea efectivo la longitud de la cuadrícula, es necesario que todo el flujo a través de ranura caiga en él, antes de llegar al extremo aguas abajo. Por lo tanto, la longitud es función de la emisión total, la velocidad de llegada y el área de las ranuras en la cuadrícula. Se usa un umbral similar al que se usa en los tanques Tipo I para mejorar la operación hidráulica (U. S. Bureau of Reclamation, 1986).

Figura 19.

Disipador de rejillas de barrotes longitudinales.



Nota. Disipador de rejillas de barrotes longitudinales donde las flechas en gráfico muestran el flujo de agua. Fuente: Villamarín (2013).

2.6.3 Rápida escalonada.

Son canales artificiales inclinados formados por gradas o escalones (figura 21). La energía cinética del flujo se disipa por el impacto del agua con los escalones, a la vez que se conduce el agua a través del canal (Suarez, 2008).

La gran energía que se disipa con la construcción de gradas ayuda a reducir el tamaño del cuenco disipador aguas abajo, en caso de ser necesaria la construcción de esta estructura adicional (Heredía, 2020). De acuerdo con la cantidad de flujo en un canal, se tiene 3 tipos de rápidas escalonadas:

- Nappe flow: Caudales bajos.
- Transition flow: Caudales intermedios.
- Skimming flow: Caudales altos.

Para el diseño de rápidas escalonadas se recomienda:

- Estimar el flujo de diseño.
- Elegir la altura óptima del escenario para conseguir el régimen del caudal seleccionado.
- Calcular las propiedades hidráulicas del caudal.
- Calcular el contenido de aire disuelto bajo la estructura.
- Diseñar la cresta de la rápida.

Si desea disipar más energía, puede agregar elementos para este fin. Por ejemplo, bloques de cemento y repisas en escaleras (para bloquear el flujo), rápidos escalonados con cubiertas (para bloquear chorros de agua), presas y pantallas.

Figura 20.

Rápida escalonada.



Nota. Se muestra la rápida escalonada vista desde la parte superior. Elaborado por: Los autores.

2.6.4 Disipador de impacto.

Según Chanson H (2015) “La disipación por impacto se caracteriza por el choque del flujo contra una obstrucción colocada en su trayectoria, lo que provoca una pérdida de momento debido al cambio forzado de dirección del flujo. La turbulencia y la mezcla creadas

por la redirección repentina contribuyen aún más a la disipación global de energía”. Este tipo de disipación es más utilizada con flujos de velocidades relativamente bajas esto para evitar daños en la estructura por cavitación, abrasión o las fuerzas dinámicas implicadas.

2.6.4.1 Bajo colgante. Los disipadores de impacto que cuentan con una pared deflectora colgante tienen una sección transversal en forma de “L” invertida (figura 22). La disipación a través de una estructura de deflector colgante se basa principalmente en el impacto, la resultante del impacto del flujo, las turbulencias y a la mezcla de estas resultantes (Chanson, 2015).

El flujo entra en el disipador y golpea la cara vertical de una losa elevada sujeta de las paredes laterales. Este deflector absorbe gran parte de la energía con la que impacta el fluido, a medida que el agua se acumula detrás del deflector colgante el suelo y las paredes laterales redirigen el flujo sobre sí mismo formando así remolinos turbulentos que disminuyen la energía cinética, el agua sale a través de un hueco entre el suelo y la parte inferior del deflector, donde pasa por un pequeño cuenco amortiguador y llega la masa receptora de agua.

Figura 21.

Disipador de impacto.



Nota. Vista Frontal de un disipador de Impacto. Fuente: Chanson (2015).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Para el presente Proyecto Técnico se considera realizar una “Investigación Aplicada”. Que según Lozada J (2012) “La investigación aplicada busca la generación de conocimiento con aplicación directa a los problemas de la sociedad o el sector productivo”. Por lo tanto, esta opción es la más apropiada para el tema ya que el problema de estudio es un trabajo puntual, es decir, va a dar solución a un problema en específico e involucra a toda la sociedad, puesto que se encuentra en una zona de viviendas, sectores comerciales y vías de acceso principales.

3.2 MÉTODO.

Según Abreu, J (2014).” El método deductivo permite determinar las características de una realidad particular que se estudia por derivación o resultado de los atributos o enunciados contenidos en proposiciones o leyes científicas de carácter general formuladas con anterioridad”.

Por este motivo se opta por la elección del método “Deductivo”. Este caso en particular es el más adecuado, gracias a los conocimientos obtenidos a lo largo de la carrera universitaria y la experiencia de las prácticas preprofesionales, se logró obtener el conocimiento teórico de cálculo, diseño y de modelación, necesarios para llevar a cabo la ejecución del presente proyecto.

3.3 TÉCNICA DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.

La información necesaria para realizar el proyecto fue obtenida por la técnica de “Documentos y Registros” que según Caro L (s. f) “Esta técnica consiste en examinar los datos presentes en documentos ya existentes, como bases de datos, actas, informes, registros de asistencia, etc. “. Gracias a la Empresa Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas, mediante un informe técnico realizado por sus especialistas y puesto a nuestra disposición, a fin de ejecutar el proyecto como estudio base para dar solución definitiva del socavón que se ha producido en el barrio “La Internacional”.

3.4 PROCESO TÉCNICO DE INGENIERÍA CIVIL.

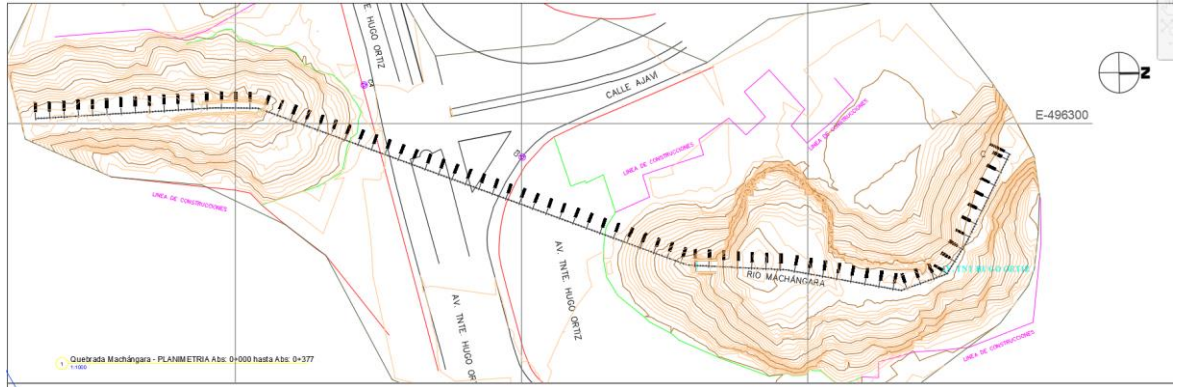
3.4.1 Análisis de la información.

El informe técnico correspondiente al proyecto “Obras De Mitigación En El Río Machángara Después De La Junta De Las Quebradas Caupicho Y Ortega, Avenidas Tnte. Hugo Ortiz Y Ajaví. Zona 15: La Internacional” detalla los trabajos de campo realizados por funcionarios de la Dirección de Estudios de la Gerencia de Estudios y Fiscalización (GEF) de la EPMMOP recopiladas en el Memorando No 010-AE_DE-2022 que contiene los estudios topográficos, hidrológicos e hidráulicos del sitio, necesarios para el diseño de la estructura de disipación.

3.4.1.1 Análisis de los estudios topográficos. Los estudios topográficos fueron realizados en el mes de febrero del 2022 en coordenadas UTM QUITO WGS 84. El producto fue entregado en una memoria digital donde se detalla el levantamiento topográfico del socavón con la planimetría (figura 23) y altimetrías (figura 24 a, b) a lo largo del cauce del río.

Figura 22.

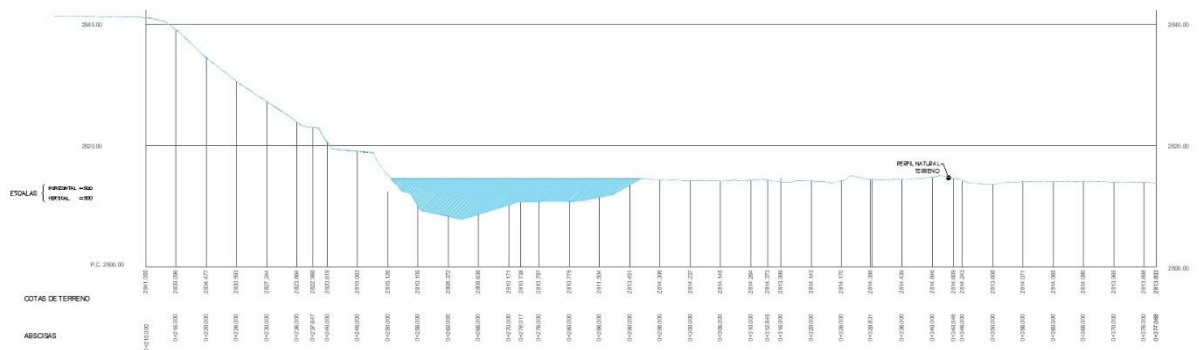
Planimetría del río Machángara.



Nota. Se muestran las curvas de nivel y del cauce del río. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

Figura 24.a

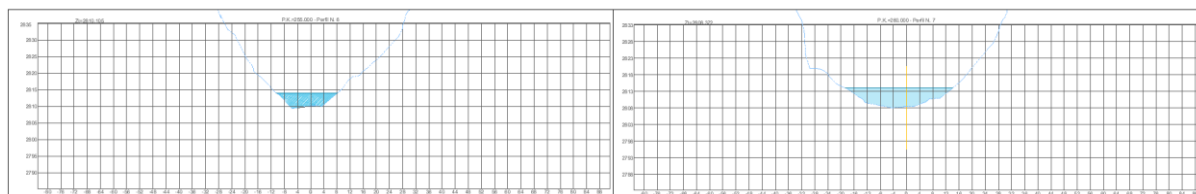
Corte Longitudinal.



Nota. Perfil longitudinal del río Machángara. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022)

Figura 24.b

Cortes transversales del río Machángara.



Nota. Se presentan algunos perfiles transversales desde la abscisa 0+230 a la 0+380 del río. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMOP (2022).

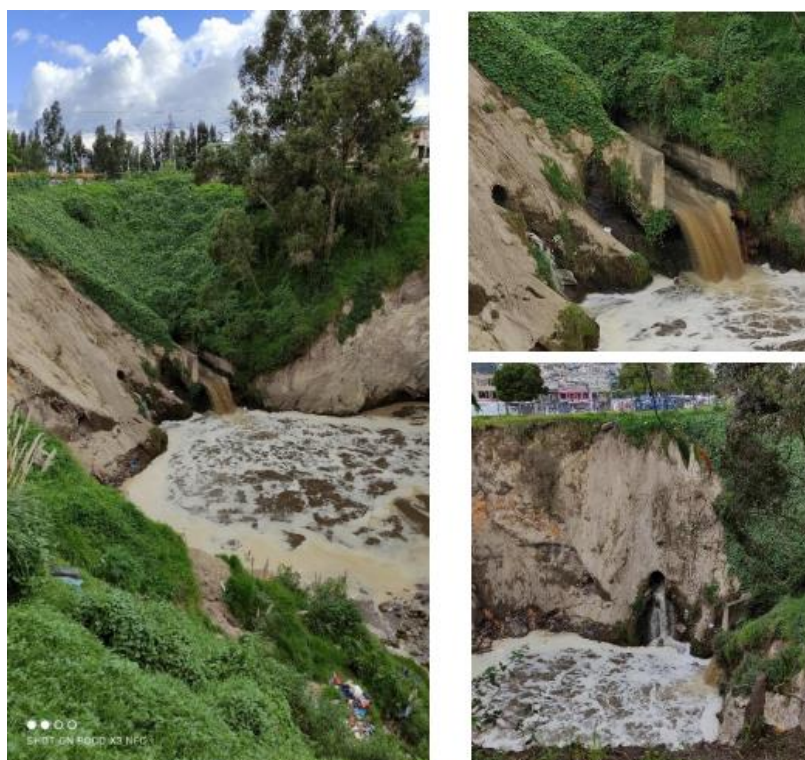
Al analizar la topografía se encontró que el área total levantada es de 6.72 km^2 que comprende los 161.22 m de longitud del colector existente bajo la Av. Tnte. Hugo Ortiz, 80 m aguas arriba y 150 m aguas abajo de la obra de encauzamiento del río Machángara con un ancho de 70 m de faja topográfica.

El área afectada (figura 25) está delimitada por los valores de cota máxima 2842 m.s.n.m. y cota mínima 2813 m.s.n.m. El colector tiene una pendiente de 1.12%, la cota de entrada es de 2820.65 m.s.n.m. y la cota de salida de la solera del colector es de 2818.84 m.s.n.m, también se tiene una pendiente media del cauce aguas abajo del socavón de 0.79%.

A 11.50 m del colector se encontró una descarga de aguas negras a través de un canal circular del cual se desconoce su sección y elevación.

Figura 24.

Ilustración del área afectada por el socavón.



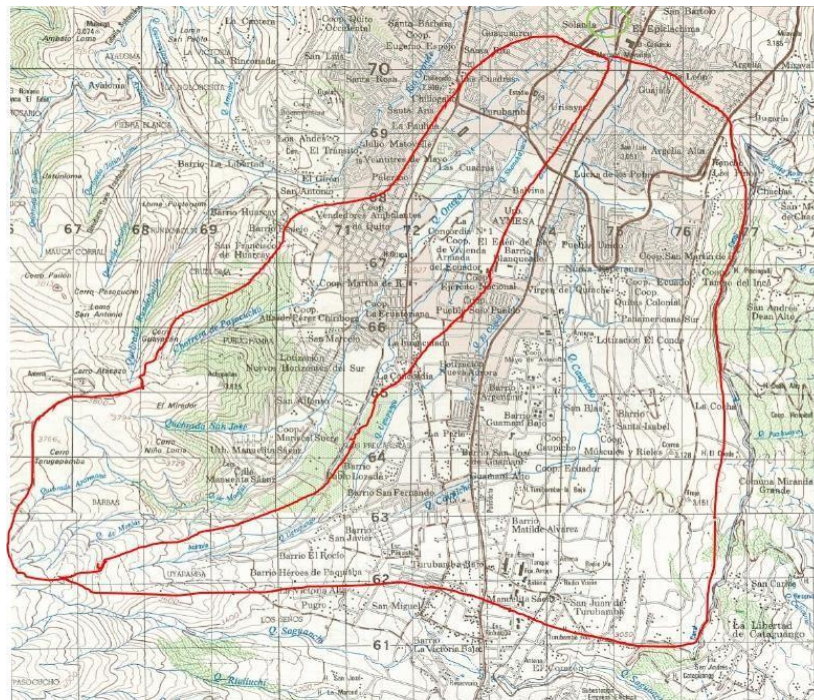
Nota. Se observa el estado actual de los taludes en la zona de descarga del río Machángara. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

Además, se tiene un canal rectangular de hormigón de sección 3.70 x 3.00 m y un calado medio aproximado de 0.20 m.

3.4.1.2 Análisis de los estudios hídricos. La dirección de estudios de la GEF estableció que el sitio de riesgo a intervenir está aproximadamente a 600 m aguas abajo de la junta de las quebradas Caupicho y Ortega, en el costado norte de la Av. Tnte. Hugo Ortiz. Para la obtención de los parámetros de diseño se realizó el trazado de las subcuencas en la cartografía del año 1989, escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar, en la que se puede distinguir los drenajes naturales (figura 26).

Figura 25.

Cartografía I.G.M.



Nota. Subcuencas de las quebradas Caupicho y Ortega. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

3.4.2 Parámetros de diseños.

3.4.2.1 Parámetros fisiográficos de las subcuencas hidrográficas. Los parámetros fisiográficos o características morfométricas son esenciales en la evaluación de los componentes del ciclo hidrológico y para el cálculo de los caudales de diseño. Dichos parámetros fueron tomados del estudio “Modelación Hidrológica de Crecidas en la cuenca del río Machángara en la ciudad de Quito” de la Escuela Politécnica Nacional realizada en el año 2010 (tabla 9).

Tabla 9.*Parámetros fisiográficos de las subcuencas hidrográficas.*

Subcuenca	Área km²	Perím. km	Hmax. msnm	Hmin. msnm	Desniv. m	Pen. Cuenca %	Long. cauce km	Pend. Cauce %
Caupicho A.J. Ortega	30,8	32,2	3,800	2,823	977	13,8	10,5	9,3
Ortega A.J. Caupicho	30,0	28,8	4.100	2.823	1.277	24,1	9,4	13,6

Nota. Comparación de las características geomorfológicas de las subcuencas del río Machángara en el sector de Solanda. Fuente: Modelación Hidrológica de Crecidas en la cuenca del río Machángara en la Ciudad de Quito (2010). Cartografía I.G.M. Hoja Quito, 1989 y topografía EPMMOP-GEF (2022).

3.4.2.1.1 *Tiempos de concentración de las subcuencas.* Se calculó el tiempo de concentración (tabla 10) de las subcuencas mediante la ecuación de Kirpich.

Tabla 10.*Tiempos de concentración de las subcuencas.*

Subcuenca	Tiempo de Concentración	
	Horas	Minutos
Caupicho A.J. Ortega	1,01	60,73
Ortega A.J. Caupicho	0,80	48,21

Nota. Se muestran los tiempos de concentración para cada subcuenca. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

3.4.2.1.2 Precipitación y caudales medios interanuales de las subcuencas. Para la precipitación la GEF – EPMMOP utilizó el estudio “Determinación de ecuaciones para el Cálculo de intensidades máximas de Precipitación” del INAMI, ocupando los valores de la actualización del estudio de lluvias intensas 2015, los cuales reflejan una precipitación interanual de 1.424 mm y media mensual de 118,7 mm en la estación Izobamba. Con los valores de precipitaciones se estableció el caudal medio mensual en las subcuencas (tabla 11).

Tabla 11.

Caudales medios interanuales de las subcuencas hidrográficas.

Subcuenca	Q (m3/s)
Caupicho A.J. Ortega	30,8
Ortega A.J. Caupicho	30,0

Nota. Los valores de estos caudales se emplearon posteriormente como caudal base para la modelación de los caudales de crecida. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

3.4.2.1.3 Intensidad de Precipitación. La GEF-EPMMOP tomó la estación Izobamba como estación representativa de la distribución de precipitaciones. Aplicando la ecuación de intensidad del estudio de lluvias intensas del INAMHI, se determinó la intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno y los tiempos de duración anteriormente calculados (tabla 12).

Tabla 12.

Precipitación máxima.

Periodo de retorno (años)	Quebrada Caupicho (mm)	Quebrada Ortega (mm)
25	38,69	35,91
50	43,16	40,05

Nota. Precipitación máxima para los diferentes periodos de tiempo. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

3.4.2.1.4 Cálculo de caudales de crecida. Los caudales de crecida se obtuvieron a partir del Hidrograma Unitario, concepto básico del modelo interactivo HIDRO 1 para la generación de crecidas para cada uno de los sitios de estudio (tabla 13).

Tabla 13.

Caudales de crecida de las subcuencas.

Subcuenca	Periodo de retorno Tr (años)	Q crecida (m3/s)
Caupicho A.J. Ortega	25	120,07
	50	143,90
Ortega A.J. Caupicho	25	92,07
	50	114,50

Nota. Estos caudales serán tomados como caudales de diseño para el diseño de la estructura. Fuente: Dirección de Estudios, GEF – EPMMOP (2022).

Se estima el caudal de crecida en el río Machángara luego de la junta de las quebradas Caupicho y Ortega, es de 212.14 y 258.40 m³/s para periodos de retorno de 25 y 50 años respectivamente, dichos caudales se determinaron luego de sumar los caudales del modelo HIDRO 1, al ser esta la condición menos favorable Osorno (2022).

Por otra parte, analizando la topografía del canal, se encontró que el caudal medio de descarga del canal en horas que no sean pico es de 1.40 m³/s, y que su capacidad máxima es de 86.74 m³/s. Es decir, el canal de encauzamiento del río Machángara ya cumplió con su periodo de diseño por lo tanto finalizó su vida útil.

3.4.3 Verificación de la Información

La última inspección se realizó el 14 de marzo de 2023 donde se evidenció la pérdida de material del talud izquierdo con respecto al levantamiento topográfico inicial, por lo tanto, se realizó un nuevo el levantamiento topográfico para obtener el área afectada actual y también verificar los caudales de diseño.

3.4.3.1 Determinación de las condiciones topográficas

3.4.3.1.1 Levantamiento Topográfico. A partir de los puntos de control proporcionados por la EPMMOP (figura 27, a), se procedió con la colocación de puntos auxiliares (figura 27, b), para realizar el levantamiento topográfico (figura 23).

Figura 26.a

Nuevos puntos de control.



Nota. Se muestra la colocación de los puntos de control para el levantamiento topográfico. Elaborado por: Los Autores.

Figura 26.b

Puntos de control de la EPMMOP.

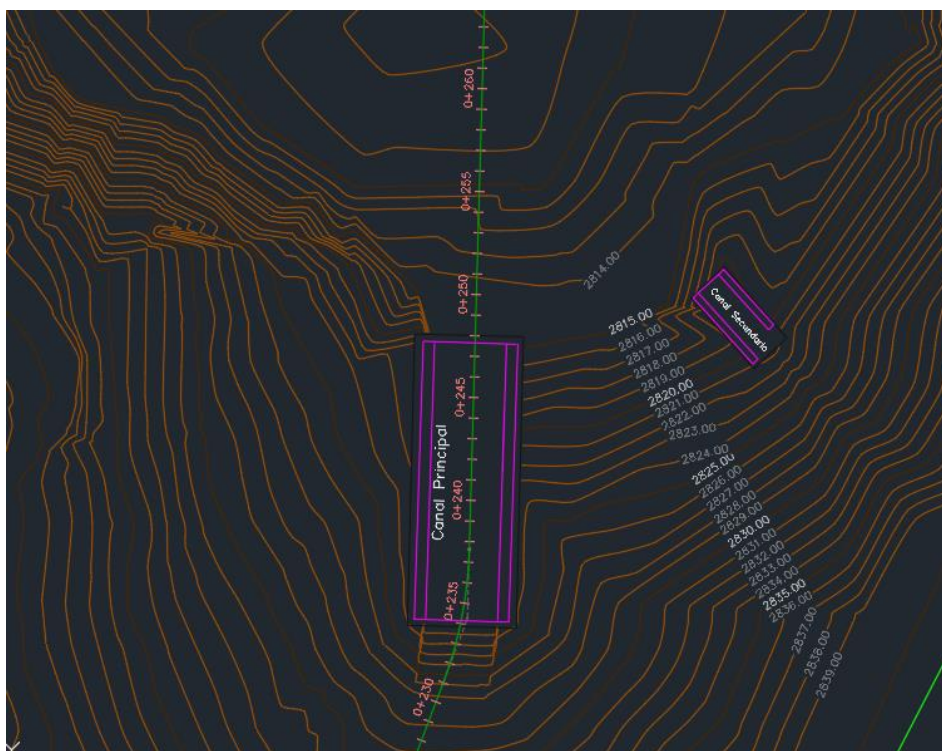


Nota. Se identifican los puntos de control del estudio topográfico de la GEF - EPMMOP. Elaborado por: Los Autores.

Luego del procesamiento de la topografía, se definen las características definitivas del proyecto para su diseño. La obra de encauzamiento consta de un canal cerrado tipo herradura de 7.0 m de diámetro, a 13.50 m aguas arriba desde el punto de descarga termina el canal cerrado, que da paso a un canal abierto rectangular de 3.50 x 3.35m con cota de descarga de 2818.65 m.s.n.m. En la figura 28 se muestra el perfil del eje del canal y del río aguas debajo del canal.

Figura 27.

Perfil longitudinal.

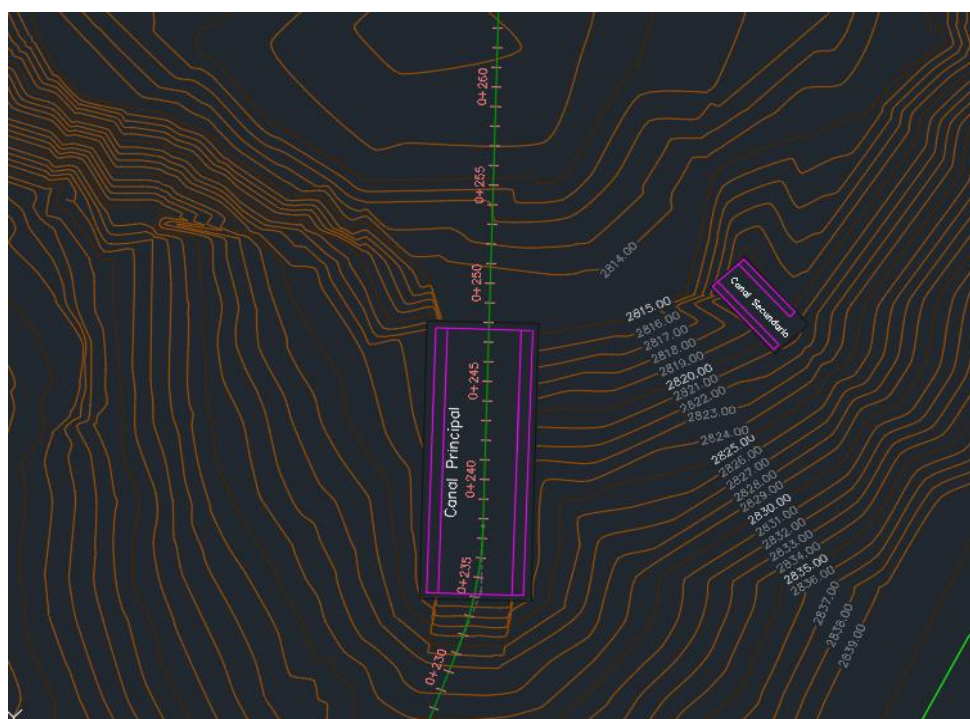


Nota. Se muestra el perfil del canal con el nivel del espejo de agua. Elaborado por: Los Autores.

A 11.90 m del canal principal, existe una descarga de alcantarillado sanitario con cota de 2820.0 m.s.n.m a través de un canal trapezoidal de 1.35 m de base y pendiente de los taludes de 2.22. También se determinó la cota del espejo de agua en 2814.70 m.s.n.m que actualmente cubre una superficie de 1378.69 m², lo que supone un radio aproximado de 20 m. En la figura 29 se presenta la implantación general de los dos canales y la topografía del socavón.

Figura 28.

Implantación de los canales.



Nota. Se observa la planimetría del proyecto. Elaborado por: Los Autores.

3.4.4 Determinación de las condiciones hidrológicas

3.4.4.1 Periodo de diseño. La construcción de la nueva obra de encauzamiento del río Machángara y la estructura de disipación, se considera como una obra de desviación de crecientes por lo que tomando como recomendación la figura 8 de los criterios de selección del periodo de retorno, para este sistema se considera el periodo de diseño de 50 años.

3.4.4.2 Determinación de los caudales de crecida. De acuerdo con las características de morfométricas de las subcuencas obtenidas por la GEF – EPMMOP (tabla 9) y los tiempos de concentración (tabla 10), se procede al cálculo de los caudales de crecida a fin de establecer el caudal de diseño de la estructura de disipación.

3.4.4.2.1 Intensidad de precipitación de las subcuencas. Usando el método del bloque alterno y las ecuaciones del estudio de lluvias intensas del INAMHI, se calculó el hietograma de diseño (figuras 30 y 31) y la intensidad de precipitación (tablas 14 y 15) con la estación M003 – Izobamba considerando una duración de 60 minutos para la subcuenca Caupicho A.J. Ortega y 48 minutos para la Ortega A.J. Caupicho usando las siguientes ecuaciones:

$$i = 164.212 * T^{0.1650} * t^{-0.4326} \longrightarrow \text{para duraciones entre 5 y 30 minutos}$$

$$i = 371.072 * T^{0.1575} * t^{-0.6771} \longrightarrow \text{para duraciones entre 30 y 120 minutos}$$

Donde, i es la intensidad en mm/h, t es la duración en minutos y T es el periodo de retorno en años. Como se indicó en cálculos anteriores, el periodo de retorno será de 50 años:

$$i = 164.212 * T^{0.1650} * t^{-0.4326} = 164.212 * 50^{0.1650} * 6^{-0.4326} = 144.25 \text{ mm/h}$$

$$i = 371.072 * T^{0.1575} * t^{-0.6771} = 371.072 * 50^{0.1575} * 30^{-0.6771} = 68.69 \text{ mm/h}$$

Tabla 14.

Precipitación e Intensidades de precipitación.

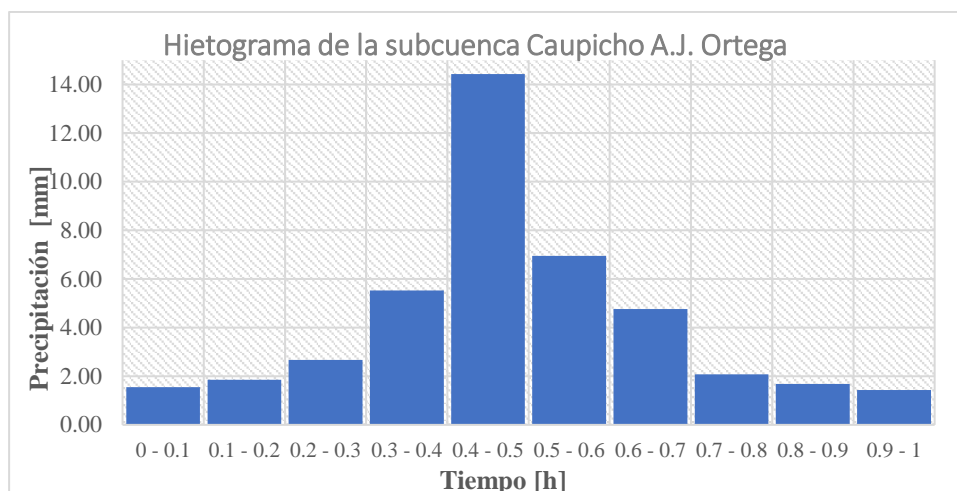
t (horas)	t (min)	I(mm/h)	P acum. (mm)	DP (mm)	Intervalo	P (mm)
0	0	0	0	-	-	0
0.1	6	144.25	14.42	14.42	0 - 0.1	1.55
0.2	12	106.88	21.38	6.95	0.1 - 0.2	1.86
0.3	18	89.68	26.9	5.53	0.2 - 0.3	2.67
0.4	24	79.19	31.67	4.77	0.3 - 0.4	5.53
0.5	30	68.69	34.34	2.67	0.4 - 0.5	14.42
0.6	36	60.71	36.43	2.08	0.5 - 0.6	6.95
0.7	42	54.69	38.29	1.86	0.6 - 0.7	4.77
0.8	48	49.97	39.97	1.69	0.7 - 0.8	2.08
0.9	54	46.14	41.52	1.55	0.8 - 0.9	1.69
1	60	42.96	42.96	1.44	0.9 - 1	1.44

Nota. Se muestran las respectivas intensidades para una hora de duración del evento en

la subcuenca Caupicho A.J. Ortega. Elaborado por: Los Autores.

Figura 29.

Hietograma de diseño de la subcuenca Caupicho.



Nota. Se presenta el hietograma de diseño de la subcuenca Caupicho, construido a partir del método del bloque alterno con la tabla 6. Elaborado por: Los Autores

Tabla 15.

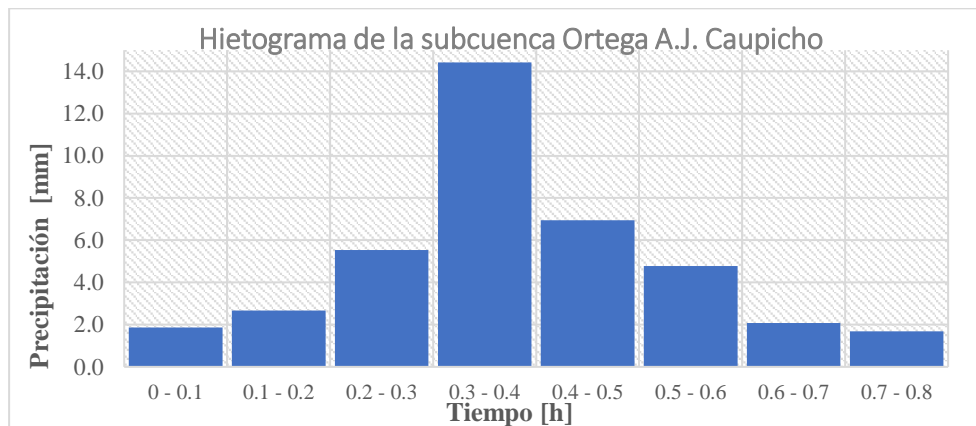
Precipitación e Intensidades de precipitación.

t (horas)	t (min)	I(mm/h)	P _{acum} (mm)	DP (mm)	Intervalo	P (mm)
0	0	0	0	-	-	0
0.1	6	144.25	14.42	14.42	0 - 6	1.9
0.2	12	106.88	21.38	6.95	6-dic	2.7
0.3	18	89.68	26.9	5.53	dic-18	5.5
0.4	24	79.19	31.67	4.77	18 - 24	14.4
0.5	30	68.69	34.34	2.67	24 - 30	7
0.6	36	60.71	36.43	2.08	30 - 36	4.8
0.7	42	54.69	38.29	1.86	36 - 42	2.1
0.8	48	49.97	39.97	1.69	42 - 48	1.7

Nota. Se muestran las respectivas intensidades para una hora de duración del evento en la subcuenca Ortega A.J. Caupicho. Elaborado por: Los Autores.

Figura 30.

Hietograma de diseño de la subcuenca Ortega.



Nota. Se presenta el hietograma de diseño de la subcuenca Ortega, construido a partir del método del bloque alterno con la tabla 15. Elaborado por: Los Autores.

3.4.4.2.2 Cálculo de la precipitación neta y abstracciones. De acuerdo con el método SCS, para la estimación de la precipitación neta será necesario obtener las características del suelo y la obtención de la capacidad máxima de almacenamiento de las subcuencas. Para ello es necesario el cálculo del número de curva en función de la cobertura y uso de la tierra.

3.4.4.2.2.1 Número de curva (CN). Realizando un análisis del uso de la tierra de las subcuencas, se puede clasificar esta zona para áreas residenciales, comerciales e industriales (Ovalles, 2008), que en condiciones medias de impermeabilidad se estima un tipo de suelo “C” al que le corresponde un número de curva de 90. Por otra parte, si se toma en cuenta la proyección de crecimiento urbano para el año de 2050 en el sitio de estudio, se tiene que el área urbana será de 92.3% y 56.9% para las subcuencas Caupicho y Ortega respectivamente (Escuela Politécnica Nacional, 2010).

Es decir, basándose en dichos porcentajes, el resto de la superficie corresponde a una cobertura vegetal que según Ovalles (2008) podemos obtener el número de curva ponderado que representaría a cada subcuenca (tabla 16).

Tabla 16.

Número de curva (CN).

Subcuenca	Área urbana %	Área bosque - maleza %	CN urbano, suelo C	CN bosque – maleza, suelo C	CN Prom.	CN Áreas comerciales y residenciales	CN
Caupicho A.J. Ortega	92.3	7.7	90	70	88	90	89
Ortega A.J. Caupicho	56.9	43.1	90	70	81	90	85

Nota. Número de curva representativo de las subcuencas según el tipo de suelo.

Elaborado por: Los Autores.

3.4.4.2.2 Precipitación neta y abstracciones. Luego de establecer del número de curva, puede estimar la capacidad de almacenamiento máxima “S” de las subcuencas usando la ecuación 6:

$$S_{Caupicho} = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) = 25.4 * \left(\frac{1000}{89} - 10 \right) = 31.39 \text{ mm}$$

$$S_{Ortega} = 25.4 * \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) = 25.4 * \left(\frac{1000}{85} - 10 \right) = 44.82 \text{ mm}$$

Una de las condiciones primordiales para que ocurra escorrentía es que la precipitación debe ser como mínimo del 20% de la capacidad máxima de almacenamiento de las subcuencas (Domínguez, 2020), es decir, se debe cumplir la siguiente expresión para dar origen a la precipitación neta:

$$P_{acumulada} = \sum_{i=1}^n Pi \geq 0.2S \quad (26)$$

Dado el caso en el que no se satisfaga dicha condición, la precipitación se infiltra y da origen a las abstracciones. Tomando como ejemplo de cálculo, la precipitación acumulada del intervalo 0.3 a 0.4 “ $P_{acum\ 03-0.4}$ ” de la subcuenca de Caupicho (tabla 17) y, considerando la capacidad de almacenamiento de esta, se tiene que:

$$P_{acum\ 03-0.4} = 11.61\text{ mm y, } 0.2 * S_{Caupicho} = 0.2 * 31.39 = 6.278\text{ mm}$$

Por consiguiente, se puede concluir que la precipitación supera el 20% de la capacidad de almacenamiento, $P_{acum\ 03-0.4} = 11.61\text{ mm} \geq 6.278\text{ mm}$, entonces la precipitación neta acumulada será:

$$P_{n_acum} = \frac{(P_{acum\ 0.3-0.4} - 0.2 S_{Caupicho})^2}{P_{acum\ 0.3-0.4} + 0.8 S_{Caupicho}} = \frac{(11.61 - 0.2 * 31.39)^2}{11.61 + 0.8 * 31.39} = 0.77\text{ mm}$$

De esta manera se pudo determinar la precipitación neta, con la siguiente expresión:

$$P_n = P_{n_acum\ i} - P_{n_acum\ i-1} = 0.77 - 0.00 = 0.77\text{ mm, además:}$$

$$Abst = P_{n-i} - P_i = 0.77 - 5.53 = 4.76\text{ mm}$$

El cálculo de la precipitación neta durante el evento de precipitación para las distintas subcuencas es resumido en las tablas 17 y 18 así como las abstracciones.

Tabla 17.*Estimación de la precipitación neta y la abstracción.*

Intervalo	P(mm)	P_acum	Pn_acum. (mm)	Pn (mm)	Abstracción (mm)
	0	0	0	0	0
0 - 0.1	1.55	1.55	0	0	1.55
0.1 - 0.2	1.86	3.41	0	0	1.86
0.2 - 0.3	2.67	6.08	0	0	2.67
0.3 - 0.4	5.53	11.61	0.77	0.77	4.76
0.4 - 0.5	14.42	26.03	7.63	6.86	7.57
0.5 - 0.6	6.95	32.98	12.27	4.65	2.31
0.6 - 0.7	4.77	37.75	15.76	3.48	1.29
0.7 - 0.8	2.08	39.84	17.34	1.58	0.5
0.8 - 0.9	1.69	41.52	18.64	1.3	0.38
0.9 - 1.0	1.44	42.96	19.77	1.12	0.31

Nota. Se presenta la precipitación neta de la subcuenca Caupicho necesaria para la elaboración del hidrograma de crecidas. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 18.*Estimación de la precipitación neta y la abstracción.*

Intervalo	P(mm)	P_acum	Pn_acum (mm)	Pn (mm)	Abstracción (mm)
-	0	0	0	0	0
0 - 6	1.86	1.86	0	0	1.9
6-dic	2.67	4.53	0	0	4.5
dic-18	5.53	10.06	0.03	0.03	10
18 - 24	14.42	24.48	3.99	3.96	20.5
24 - 30	6.95	31.43	7.5	3.51	27.9
30 - 36	4.77	36.2	10.3	2.79	33.4
36 - 42	2.08	38.29	11.6	1.3	37
42 - 48	1.69	39.97	12.68	1.08	38.9

Nota. Se presenta la precipitación neta de la subcuenca Ortega necesario para la elaboración del hidrograma de crecidas. Elaborado por: Los Autores.

3.4.4.2.3 Tiempos de Concentración. El tiempo de concentración de las subcuencas se determina con la ecuación de Kirpich (figura 18):

$$t_{c \text{ Caupicho}} = 0.391 * L^{0.77} * S^{-0.385} = 0.391 * 10.5^{0.77} * 9.3^{-0.385} = 1.01 \text{ h}$$

$$t_{c \text{ Caupicho}} \cong 60.13 \text{ min}$$

$$t_{c \text{ Ortega}} = 0.391 * 9.4^{0.77} * 13.6^{-0.385} = 0.8 \text{ h}$$

$$t_{c \text{ Ortega}} \cong 48.21 \text{ min}$$

3.4.4.2.4 Caudales de Crecida. Para la estimación de los caudales de crecida, se utilizó el hidrograma triangular del SCS mediante el cálculo de los caudales picos basados en los hietogramas de diseño de las subcuencas. Continuando con los cálculos de la precipitación de la sección anterior, se puede estimar el caudal pico sustituyendo los valores en la ecuación 7 y el tiempo en llegar al caudal pico en la ecuación 8: $T_p = 0.7 * t_c = 0.7 * 1.01 \cong 0.75$ horas, es decir, el caudal pico correspondiente a la precipitación neta del intervalo 0.3 a 0.4 será:

$$q_{p \text{ } 03-0.4} = 0.208 * \frac{A * P_n \text{ } 03-0.4}{T_p} = 0.208 * \frac{30.8 * 0.77}{0.75} = 6.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los caudales picos resultantes de los hietogramas de diseño de las subcuencas, se presentan en la tabla 19.

Tabla 19.*Caudales pico.*

Subcuenca Caupicho A.J. Ortega				Subcuenca Ortega A.J. Caupicho			
Intervalo	Pn (mm)	Qp (m3/s)		Intervalo	Pn (mm)	Qp (m3/s)	
0.0 - 0.1	0	0	Q1	0 - 6	0	0	Q1
0.1 - 0.2	0	0	Q2	6-dic	0	0	Q2
0.2 - 0.3	0	0	Q3	dic-18	0.03	0.28	Q3
0.3 - 0.4	0.77	6.61	Q4	18 - 24	3.96	42.41	Q4
0.4 - 0.5	6.86	58.56	Q5	24 - 30	3.51	37.56	Q5
0.5 - 0.6	4.65	39.68	Q6	30 - 36	2.79	29.89	Q6
0.6 - 0.7	3.48	29.75	Q7	36 - 42	1.3	13.9	Q7
0.7 - 0.8	1.58	13.5	Q8	42 - 48	1.08	11.6	Q8
0.8 - 0.9	1.3	11.13	Q9	-	-	-	-
0.9 - 1.0	1.12	9.61	Q10	-	-	-	-

Nota. Se muestran los caudales pico de las subcuencas obtenidos mediante la precipitación neta. Elaborado por: Los Autores.

Luego de establecer los caudales pico, se aplica el diagrama adimensional del SCS (figura 12) para la construcción de los hidrogramas proporcionales correspondientes a cada intervalo del diagrama adimensional.

Si tomamos el caudal pico de la subcuenca Ortega, correspondiente al intervalo 0.3 a 0.4 (Q_4) de la tabla 11, y se lo multiplica por los cada uno de coeficientes adimensionales Q/Q_P del SCS, obtenemos el hidrograma proporcional (figura 32 a, b) que representa dicho intervalo, esto es:

$$Q_{4-4} = Q_p * \frac{Q}{Q_p} = 6.61 * 0.1 = 0.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

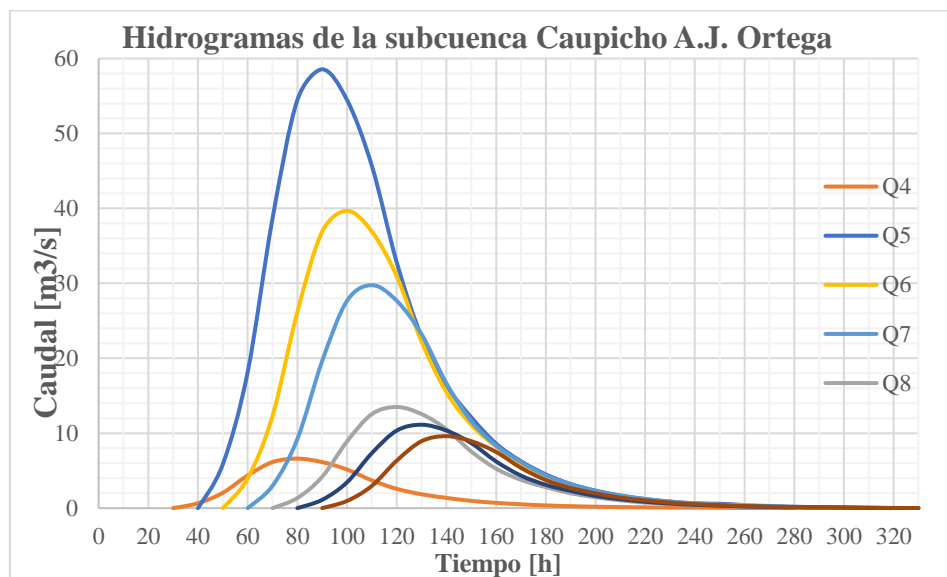
$$Q_{4-5} = Q_p * \frac{Q}{Q_p} = 6.61 * 0.31 = 2.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{4-6} = Q_p * \frac{Q}{Q_p} = 6.61 * 0.66 = 4.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

Estos valores se calculan para las subcuencas Caupicho y Ortega, y se los coloca en la tabla 20 y 21 respectivamente, cumpliendo con la propiedad aditiva. Es decir, se sitúan los valores desplazándose un intervalo, para posteriormente sumarlos y obtener el hidrograma característico de cada subcuenca y su caudal pico.

Figura 31.a

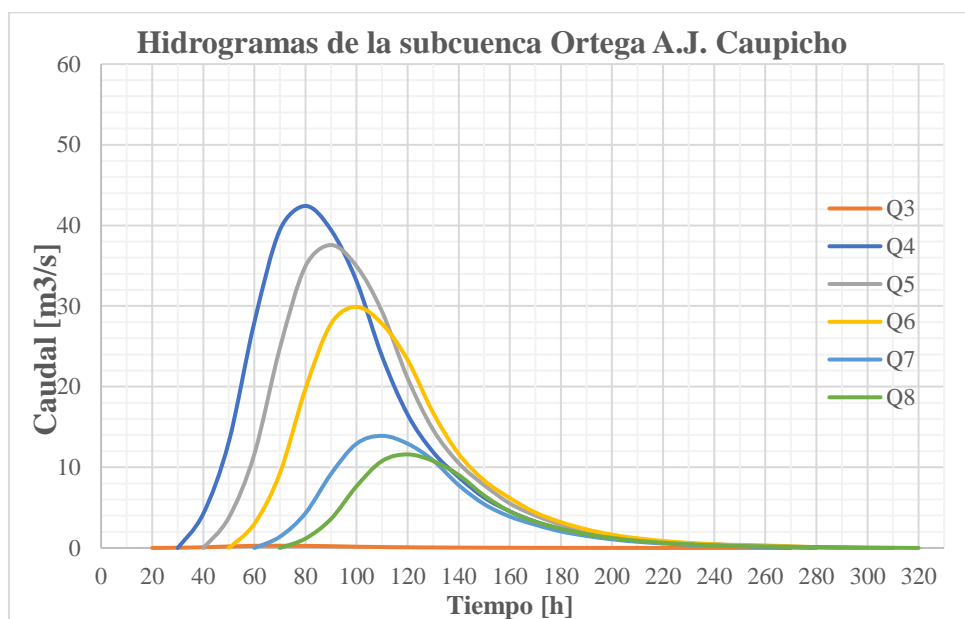
Hidrogramas proporcionales de la subcuenca Caupicho.



Nota. Se muestran los hidrogramas proporcionales desplazados en un intervalo de tiempo. Elaborado por: Los Autores.

Figura 31.b

Hidrogramas proporcionales de la subcuenca Ortega.



Nota. Se muestran los hidrogramas proporcionales desplazados en un intervalo de tiempo. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 20.

Caudales de crecida de la subcuenca Caupicho A.J Ortega.

Hidrograma de crecida subcuenca Caupicho								
t (min)	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q9	Q10	Q
0								
10								
20								
30	0							0
40	0.66	0						0.66
50	2.05	5.86	0					7.9
60	4.36	18.15	3.97	0				26.48
70	6.14	38.65	12.3	2.98	0			60.07
80	6.61	54.46	26.19	9.22	1.35	0		97.83
90	6.14	58.56	36.9	19.64	4.18	1.11	0	126.54
100	5.15	54.46	39.68	27.67	8.91	3.45	0.96	140.28
110	3.7	45.68	36.9	29.75	12.55	7.34	2.98	138.91
120	2.58	32.79	30.95	27.67	13.5	10.35	6.34	124.18
130	1.85	22.84	22.22	23.21	12.55	11.13	8.93	102.73

140	1.37	16.4	15.48	16.66	10.53	10.35	9.61	80.38
150	0.97	12.12	11.11	11.6	7.56	8.68	8.93	60.98
160	0.71	8.61	8.21	8.33	5.26	6.23	7.49	44.85
170	0.51	6.27	5.83	6.16	3.78	4.34	5.38	32.27
180	0.36	4.51	4.25	4.37	2.79	3.12	3.75	23.15
190	0.26	3.22	3.06	3.18	1.98	2.3	2.69	16.7
200	0.19	2.34	2.18	2.29	1.44	1.64	1.99	12.08
210	0.14	1.7	1.59	1.64	1.04	1.19	1.41	8.7
220	0.1	1.23	1.15	1.19	0.74	0.86	1.03	6.3
230	0.07	0.88	0.83	0.86	0.54	0.61	0.74	4.54
240	0.07	0.64	0.6	0.62	0.39	0.45	0.53	3.3
250	0.05	0.59	0.44	0.45	0.28	0.32	0.38	2.51
260	0.02	0.41	0.4	0.33	0.2	0.23	0.28	1.87
270	0.01	0.18	0.28	0.3	0.15	0.17	0.2	1.28
280	0	0.09	0.12	0.21	0.13	0.12	0.14	0.82
290		0	0.06	0.09	0.09	0.11	0.11	0.46
300			0	0.04	0.04	0.08	0.1	0.26
310				0	0.02	0.03	0.07	0.12
320					0	0.02	0.03	0.05
330						0	0.01	0.01
330							0	0

Nota. Se observa que el caudal pico se alcanza a los 70 minutos y una duración del evento de 290 minutos. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 21.

Caudales de crecida subcuena Ortega A.J. Caupicho.

Hidrograma de crecida subcuena Ortega							
t (min)	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8	Q
0							
10							
20	0						0
30	0.03	0					0.03
40	0.09	4.24	0				4.33
50	0.18	13.15	3.76	0			17.09
60	0.26	27.99	11.64	2.99	0		42.88
70	0.28	39.44	24.79	9.26	1.39	0	75.17
80	0.26	42.41	34.93	19.73	4.31	1.16	102.8

90	0.22	39.44	37.56	27.79	9.17	3.6	117.79
100	0.16	33.08	34.93	29.89	12.93	7.65	118.64
110	0.11	23.75	29.3	27.79	13.9	10.79	105.64
120	0.08	16.54	21.03	23.31	12.93	11.6	85.49
130	0.06	11.88	14.65	16.74	10.84	10.79	64.95
140	0.04	8.78	10.52	11.66	7.78	9.05	47.82
150	0.03	6.23	7.78	8.37	5.42	6.49	34.32
160	0.02	4.54	5.52	6.19	3.89	4.52	24.68
170	0.02	3.27	4.02	4.39	2.88	3.25	17.82
180	0.01	2.33	2.89	3.2	2.04	2.4	12.88
190	0.01	1.7	2.07	2.3	1.49	1.7	9.26
200	0.01	1.23	1.5	1.64	1.07	1.24	6.69
210	0	0.89	1.09	1.2	0.76	0.89	4.84
220	0	0.64	0.79	0.87	0.56	0.64	3.49
230	0	0.47	0.56	0.63	0.4	0.46	2.53
240	0	0.42	0.41	0.45	0.29	0.34	1.92
250	0	0.3	0.38	0.33	0.21	0.24	1.45
260	0	0.13	0.26	0.3	0.15	0.17	1.02
270	0	0.06	0.11	0.21	0.14	0.13	0.65
280		0	0.06	0.09	0.1	0.12	0.36
290			0	0.04	0.04	0.08	0.17
300				0	0.02	0.03	0.06
310					0	0.02	0.02
320						0	0

Nota. Se observa que el caudal pico se alcanza a los 80 minutos y una duración del evento de 290 minutos. Elaborado por: Los Autores.

De esta forma se obtiene que el caudal de crecida del río Machángara es de 140.28 m³/s para la subcuenca Caupicho A.J Ortega y de 118.64 m³/s para la Ortega A.J. Caupicho para un periodo de retorno de 50 años.

3.4.4.3 Caudal de diseño. El caudal de diseño se establece tomando en cuenta la condición más crítica que puede llegar a suceder, dicha condición se produciría en caso de que ambos eventos ocurran de simultánea, es decir:

$$Q_{dis} = Q_{Caupicho} + Q_{Ortega} = 140.28 + 118.64 = 258.92 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, el caudal de diseño con tiempo de retorno de 50 años será de 260 m³/s aproximadamente.

3.4.4.4 Caudal Sanitario. En la tabla 22 se muestran las características de la descarga sanitaria aguas abajo de la obra de encauce del río.

Tabla 22.

Características generales de la descarga sanitaria.

Base (m)	Tirante (m)	z	Pendiente (%)	Rugosidad
1.35	0.145	2.22	14.00	0.015

Nota. Se muestra la geometría del canal de descarga para el cálculo del caudal máximo de descarga. Fuente: EPMAPS – QUITO (2023).

El caudal máximo de descarga sanitaria del canal se estima con la ecuación de Manning para flujo a superficie libre, teniendo en cuenta que la velocidad de diseño no debe ser mayor a 6 m/s. Por lo tanto:

$$A = b * y + 2y^2 = 1.35 * 0.145 + 2 * 0.145^2 = 0.242 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2} = 1.35 + 2 * 0.145 * \sqrt{1 + 2.22^2} = 2.05 \text{ m}$$

$$Q_{max} = \frac{A}{n} * \left(\frac{A}{P}\right)^{0.66} * S^{0.5} = \frac{0.242}{0.015} * \left(\frac{0.242}{2.05}\right)^{0.66} * 0.14^{0.5} = 1.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{A} = \frac{1.45}{0.242} \approx 6.0 \text{ m/s}$$

Es decir, el caudal máximo de descarga del canal es de 1.45 m³/s que será utilizado de acuerdo con el tipo de estructura de disipación.

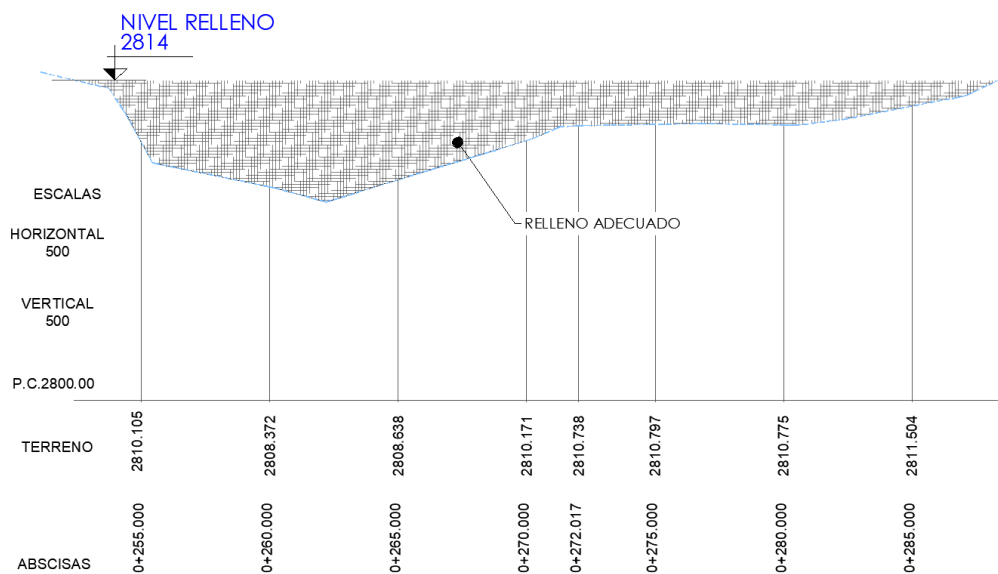
3.4.5 Propuesta de relleno del socavón.

3.4.5.1 Cota y Relleno del proyecto. Mediante el análisis del levantamiento topográfico realizado el 01 de abril de 2023, se toma como referencia la cota 2808 m.s.n.m. como punto más bajo, el cual servirá como nivel de subrasante a partir del cual se procederá con el mejoramiento del suelo donde se cimentará la estructura de disipación de energía (figura 33). Esta capa de mejoramiento o relleno llegará hasta la cota 2814 m.s.n.m.

Considerando estos niveles se puede estimar el volumen de relleno en 2773 m³, mismo que sería un valor aproximado ya que hasta el momento de la realización de este proyecto se desconoce la cota mínima real del socavón debido al difícil acceso al lugar para realizar los debidos estudios de suelos y determinar el tipo de material de relleno necesario para este proyecto.

Figura 32.

Perfil longitudinal del relleno del socavón.



Nota. Plano referencial del relleno del socavón. Elaborado por: Los autores.

3.4.6 Análisis de las estructuras de disipación de energía.

3.4.6.1 Propuestas de alternativas. Para la solución al problema del socavón se revisó las condiciones de diseño de varias estructuras las cuales se fueron descartando principalmente por los siguientes criterios: 1) la magnitud del caudal de diseño; 2) el caudal unitario; 3) velocidades de flujo y 4) número de Froude. Estas dos últimas relacionadas directamente con el caudal.

El principal factor de descarte es el caudal unitario, factor que permite determinar el caudal que soportará un metro de ancho de estructura a fin de salvaguardar la integridad y funcionalidad de cada elemento de esta. Así se pudo establecer dos estructuras capaces de cumplir con los parámetros iniciales:

- A.** Salto de esquí estriado.
- B.** Cuencos de disipación.

Para cumplir con el caudal unitario máximo permitido para estas dos estructuras se vio la necesidad de realizar una estructura de conexión entre el canal de encauce y la estructura de disipación por lo cual se diseñó una estructura de transición la cual fue de gran utilidad para cumplir las condiciones que tenía cada estructura.

Salto de esquí estriado. En el diseño inicial se tuvo dificultades debido a que se buscaba que la longitud del chorro cayera en la zona más profunda del socavón para realizar una eficiente disipación de energía, pero la topografía del sitio no era la adecuada para el ingreso de maquinaria de excavación y los altos costos que conlleva realizar estos trabajos.

Por otra parte, al realizar el dimensionamiento de la estructura no se pudo cumplir con la condición del número de Froude por lo que era necesario modificar la estructura de transición con el fin de cumplir con esta, pero al realizar este reajuste de la transición la longitud del

chorro se veía afectada provocando su ineficiencia derivando en el descarte de la primera alternativa.

Cuenco de disipación. Para realizar el cuenco de igual forma se revisó varias bibliografías debido a que al ser estructuras experimentales en función de distintos parámetros, presentan ciertas variaciones en el método de cálculo de las componentes del cuenco. De igual forma, este cuenco necesitó una estructura de transición para cumplir con el caudal unitario, pero además fue necesario la construcción de una rápida que conecte la transición con el cuenco.

El diseño de la rápida nos permitió manejar el ancho, la pendiente y el número de froude de esta para cumplir con las condiciones de diseño del cuenco. Estos factores combinados con la topografía del lugar dieron como resultado la elección del Cuenco USBR tipo III como la opción más viable, el cual fue diseñado usando las ecuaciones del libro Energy Dissipation in Hydraulic Structures del Autor Chanson, H publicado en 2015 por la editorial Balkema Book

3.4.7 Dimensionamiento del nuevo canal de encauce.

Para optimizar el funcionamiento del cuenco, se tomó en consideración las recomendaciones del informe entregado por la EPMOP sobre el redimensionamiento y construcción de un nuevo canal de encauce, para ello se utilizó los siguientes parámetros de diseño.

Caudal de diseño $Qd = 260 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pendiente de $S = 0.01 \text{ m/m}$.

Para la base del canal se utilizó un recubrimiento de hormigón lanzado el cual tiene un coeficiente de Rugosidad de $n = 0.019$, este material se colocó para reducir la velocidad de llegada hacia la estructura.

3.4.7.1 Guía de diseño del Canal. Se asume una base de 6 m que en caso de no ser suficiente se podrá modificar al valor que se requiera con el fin de cumplir el caudal de diseño. Despejando el calado de la ecuación 14 se determina las características de área y el perímetro mojado mediante las ecuaciones 9 y 10, respectivamente. Estas características de flujo se utilizarán para poder determinar la velocidad con la ecuación de Manning,

Una vez aplicadas las fórmulas antes mencionadas obtenemos las dimensiones finales para el canal de encauce (Tabla 23 a, b).

Tabla 23.a

Valores Previos al diseño del canal.

Redimensionamiento Canal de Encauce		
Base	6.00	m
Calado	5.33	m
Área	31.98	m ²
Perímetro Mojado	16.66	m
Velocidad	8.13	m/s
Caudal	260.00	m ³ /s

Nota. Resultados previos a la obtención de las dimensiones finales. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 23.b

Dimensiones de canal.

Dimensiones del Canal de Encauce		
Base	6.00	m
Altura de Muros	7.00	m

Nota. Dimensiones teóricas constructivas del canal de encauce. Elaborado por: Los Autores.

3.4.8 Diseño de la estructura de disipación

3.4.8.1 Parámetros de diseño del Cuenco disipador tipo III. Para el diseño se debe tener en cuenta los siguientes parámetros (Chanson, 2015).

- A. El Caudal unitario no debe ser mayor 18.6 m²/s.
- B. La velocidad no debe sobrepasar los 18.3 m/s.
- C. El número de Froude a la entrada del cuenco debe ser mayor a 4.5.

3.4.9 Estructura de Transición.

Esta estructura fue diseñada entre el canal de encauce y la rápida para poder cumplir con los parámetros establecidos de velocidad y caudal unitario.

3.4.9.1 Condiciones Iniciales

- A. Se tiene un caudal de entrada hacia la transición de $Qd = 260$ m³/s.
- B. Es necesario una pendiente $S = 0.12$ m/m que servirá para conectar el canal y el cuenco.
- C. Para la base del canal se usó un recubrimiento de hormigón lanzado el cual tiene un coeficiente de Rugosidad de $n = 0.019$ con el fin de disminuir la velocidad de entrada al cuenco.

3.4.9.2 Diseño de la Transición. Para la transición se empieza calculando el ancho de salida hacia la rápida puesto que el ancho de entrada será de la misma dimensión del canal, de la ecuación 13 se determinará el ancho necesario para cumplir el caudal unitario requerido.

Esta área se la obtuvo realizando varias iteraciones hasta encontrar las medidas que cumplan con la velocidad y el caudal unitario a la salida de la transición. Se propuso una longitud de 25m entre la entrada del canal de encauce y la entrada del cuenco disipador dando una longitud ideal de 13m para la transición. Siendo las dimensiones constructivas obtenidas visualizadas en la Tabla 24.

Tabla 24.

Medidas constructivas de la Transición.

Dimensiones de la estructura de Transición		
Ancho de entrada	6.00	m
Ancho de salida	15.00	m
Longitud	13	m
Altura de paredes	6.30	m

Nota. Dimensiones teóricas constructivas necesarias para cumplir los parámetros del cuenco. Elaborado por: Los Autores.

3.4.10 Rápida de Entrada.

3.4.10.1 Condiciones Iniciales. Se tiene las mismas condiciones que en la estructura de transición, adicionalmente un calado de entrada de 1.02m el cual se obtuvo de forma empírica usando el modelo en Flow 3D y para la base de la rápida se ocupó el mismo del ancho de salida de la transición puesto que cumplió las especificaciones de diseño de velocidad y caudal unitario.

3.4.10.2 Diseño de la Rápida. Para los cálculos iniciales de área, perímetro mojado y velocidad utilizamos las ecuaciones 9, 10 y 11 respectivamente, con la diferencia de que se ocupará la y_1 y ancho de las condiciones iniciales.

Con los valores obtenidos previamente se calcula, el caudal de diseño con la ecuación de continuidad, el caudal unitario dividiendo el caudal de diseño para el ancho y el número de Froude con la ecuación 23. Esto con el fin de verificar que las dimensiones constructivas (tabla 25 a, b) cumplan con las condiciones del cuenco tipo III. La altura de las paredes a la entrada será la misma ocupada en la transición y para la salida se ocupará la altura calculada en el cuenco.

Tabla 25.a*Valores Previos al diseño de la Rápida.*

Condiciones de Diseño del Cuenco (Rápida)		
Pendiente	0.12	m/m
Base	15.00	m
Calado	1.02	m
Área	15.31	m ²
Perímetro Mojado	17.04	m
Velocidad	16.98	m/s
Caudal	260.00	m ³ /s
Caudal Unitario	17.33	m ² /s
Número de Froude	5.36	s.u.

Nota. Resultados previos a la obtención de las dimensiones finales se puede evidenciar que los parámetros de diseño del Cuenco Tipo III se cumplen sin ningún inconveniente.

Elaborado por: Los Autores.

Tabla 25.b*Dimensiones de la Rápida de entrada.*

Dimensiones de la estructura de Rápida		
Ancho	15.00	m
Altura de paredes a la entrada	6.30	m
Altura de paredes a la salida	9.30	m
Longitud	33	m

Nota. Dimensiones teóricas constructivas del canal de encauce. Elaborado por: Los Autores.

3.4.11 Cuenco de Disipación.

3.4.11.1 Condiciones Iniciales. Las condiciones iniciales para el diseño del cuenco disipador y sus componentes se encuentran en las tablas 25 a y b. De igual forma la primera conjugada Y_1 será igual al calado obtenido del diseño de la rápida. El ancho para el cuenco será el mismo que la rápida.

3.4.11.2 *Diseño del Cuenco USBR tipo III.* Para el encontrar las medidas

constructivas del cuenco se necesita realizar cálculos previos como:

A. Segunda Conjugada (D2)

Esta segunda conjugada se calcula con la ecuación 24 y permite determinar la altura máxima a la que llegará el agua el final de la estructura y con ello obtener la altura definitiva de las paredes del cuenco usando la ecuación:

$$H_c = Y_2 + 0.3 * Y_2 \quad (27)$$

B. Longitud del Cuenco

La longitud de cuenco se determina con la ecuación (Chanson, 2015):

$$Lb = Y2 * (0.0005 * Fu^3 - 0.0222 * Fu^2 + 0.3271 * Fu + 1.1558) \quad (28)$$

Se debe tener en cuenta que la longitud se mide desde la unión de la salida de la rápida hasta el fin del umbral. Este tramo de la estructura es de suma importancia debido a que se estabilizará el flujo después de provocarse el resalto ahogado.

C. Espaciamiento entre Deflectores

$$Ed = 0.8 * Y2 \quad (29)$$

Este espaciamiento se medirá desde los deflectores de entrada hasta los deflectores de salida (Chanson, 2015)., aquí es donde se realizará la reducción más notoria de velocidad. Las dimensiones del cuenco al igual que los valores previos los podemos encontrar en las tablas 26 a y b.

Tabla 26.a*Valores Previos al dimensionamiento del Cuenco.*

Dimensionamiento del Cuenco USBR Tipo III		
Primera Conjugada (D1)	1.00	m
Segunda Conjugada (D2)	7.10	m
Longitud del Cuenco	17.00	m
Espaciamiento entre Deflectores	5.70	m

Nota. Resultados previos a la obtención de las dimensiones finales. Elaborado por: Los Autores.

Tabla 26.b*Dimensiones del Cuenco Disipador.*

Dimensiones del Cuenco USBR Tipo III		
Ancho del Cuenco	15	m
Altura de Cuenco	9.30	m
Longitud del Cuenco	15.31	m

Nota. Dimensiones constructivas teóricas del Cuenco. Elaborado por: Los Autores.

3.4.12 Diseño de los Componentes del Cuenco.

3.4.12.1 Deflectores de Entrada. El objetivo de estos deflectores es disminuir la velocidad por medio del cambio de altura dentro del cuenco. Para el dimensionamiento de los deflectores de entrada hay que tomar en cuenta que los deflectores que empiezan desde la rápida hacia el cuenco tienen una altura d_1 , una separación de deflector a deflector (S_{CB}) y un ancho de deflector (W_{CB}) igual a Y_1 esto quiere decir 1.02m (Chanson, 2015).

La separación desde la pared hacia el deflector usamos la ecuación $S_{CBW} = \frac{d_1}{2}$ (30), estas dimensiones se encuentran en la tabla 27.

Tabla 27.

Dimensiones de los Deflectores de Entrada.

Deflectores de Entrada	
Altura del Deflector	1.00 m
Separación Pared - Deflector	0.50 m
Separación Deflector - Deflector	1.00 m
Ancho del Deflector	1.00 m

Nota. Dimensiones constructivas teóricas. Elaborado por: Los Autores.

3.4.12.2 Deflectores de Salida. Los deflectores de salida tienen como finalidad el reducir la velocidad del fluido a través del impacto (Chanson, 2015). Para diseñar estos deflectores se empieza con la altura del deflector la cual se calcula mediante la ecuación $h_3 = d_1(0.6 \cdot 0.175Fu)^{3/2}$ ⁽³¹⁾ donde Fu es el número de Froude calculado anteriormente.

Una vez determinada la altura, se continúa con la separación pared - deflector mediante la ecuación $S_w = 0.375 \cdot h_3$ ⁽³²⁾ luego se calcula la separación deflector – deflector con la ecuación $S = 0.75 \cdot h_3$ ⁽³³⁾ y finalmente se encuentra el ancho como la siguiente ecuación $W = 0.75 \cdot h_3$ ⁽³⁴⁾(Chanson, 2015). El resultado del diseño de los deflectores se resume en la tabla 28.

Tabla 28.

Dimensiones de los Deflectores de Salida.

Deflectores de Salida	
Altura del Deflector	1.60 m
Separación Pared - Deflector	0.60 m
Separación Deflector - Deflector	1.20 m
Ancho del Deflector	1.20 m

Nota. Dimensiones constructivas teóricas. Elaborado por: Los Autores.

3.4.12.3 Umbral. El objetivo principal del umbral es ayudar al flujo a la salida del cuenco en alcanzar la Y_2 o altura requerida del resalto.

Para ello es necesaria la ecuación $h_4 = d_1 \cdot (0.0571 \cdot Fu + 0.9714)$ ⁽³⁵⁾ la cual nos permite calcular la altura del umbral y la ecuación $Lu = 2 \cdot h_4$ ⁽³⁶⁾ con la que se determina la longitud del umbral, el ancho será el mismo ancho del cuenco (Chanson, 2015). Las dimensiones se presentan en la tabla 29.

Tabla 29.

Dimensiones del Umbral.

Umbral	
Altura del Umbral	1.30 m
Longitud del Umbral	2.60 m

Nota. Dimensiones constructivas teóricas. Elaborado por: Los Autores.

3.4.13 Cargas de energía.

La eficiencia de un cuenco disipador se establece a través de su capacidad de disipar energía, por lo que analizar las energías antes del ingreso de la estructura y a la salida de este y determinar el porcentaje de pérdidas será fundamental. En la tabla 30 se muestra el cálculo de las energías teóricas del cuenco disipador a partir de la ecuación 18, 19 y 22.

Tabla 30.

Energías, cálculo teórico.

Energías teóricas		
Descripción	Entrada (m)	Salida (m)
E. Específica	9,63	7,12
E. Total	12,13	7,12

Nota. Cargas de energía para el cuenco disipador. Elaborado por: Los Autores.

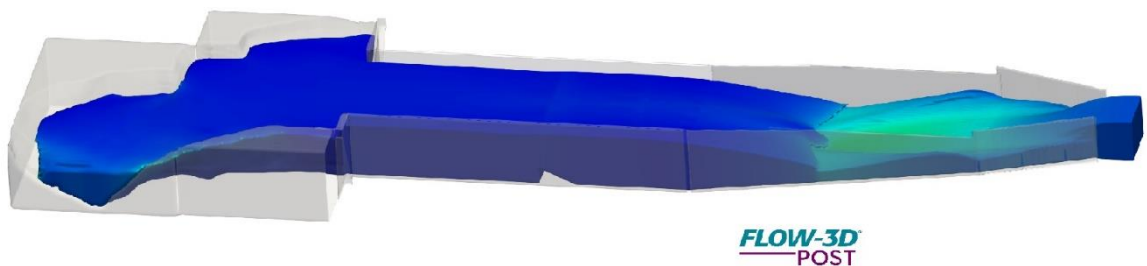
3.4.14 Modelación numérica de la estructura.

La modelación del cuenco se divide en dos etapas, la primera será referente al caudal máximo obtenido del análisis hidrológico de crecidas y el segundo modelo mediante el caudal medio diario del punto de descarga. Además, la configuración del modelo numérico se indica en los anexos A1-A7.

3.4.14.1 Pruebas de Funcionamiento del Cuenco en el Flow 3D. Una vez realizada la modelación del cuenco de disipación, se procede a verificar las características de este ante el evento de crecida (figura 34). La estructura se comporta como se predijo en la parte teórica, cumpliendo las velocidades y presiones mínimas y máximas al inicio del evento. Posterior ello, analizando el umbral de salida, mismo que trabaja de buena forma con el caudal de diseño (figura 35), se procede a verificar su funcionalidad para el caudal medio diario.

Figura 33.

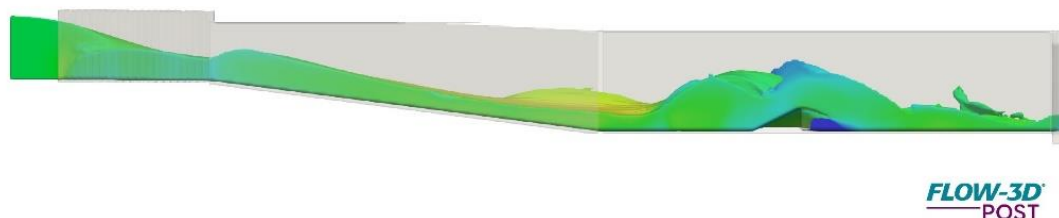
Evento de Crecida



Nota. Estructura con flujo estable. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

Figura 34.

Comportamiento del Umbral.



Nota. Comportamiento del umbral alcanzando Y₂. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

3.4.14.1.1 Vertedero Triangular en el Umbral. Después de la primera prueba los resultados con respecto a Y₂ no fueron los esperados, por lo cual se redimensiona el umbral. En consecuencia, produjo que el caudal medio diario quede retenido en el umbral por lo que se podría producir acumulación de sedimento y malos olores, por este motivo se realizó un vertedero triangular en medio del umbral.

Este vertedero fue calculado con el caudal medio diario obtenido con el calado de salida establecido en el levantamiento topográfico realizado por los autores y con la fórmula de vertederos triangulares la cual es $Qd = \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot Cd \cdot h^{\frac{5}{2}}$ (16) donde Cd es el coeficiente de descarga del vertedero para este coeficiente usamos generalmente 0.62 y θ es el ángulo de abertura del vertedero.

Las medidas teóricas constructivas se encuentran en la tabla 31.

Tabla 31.

Dimensiones del vertedero triangular.

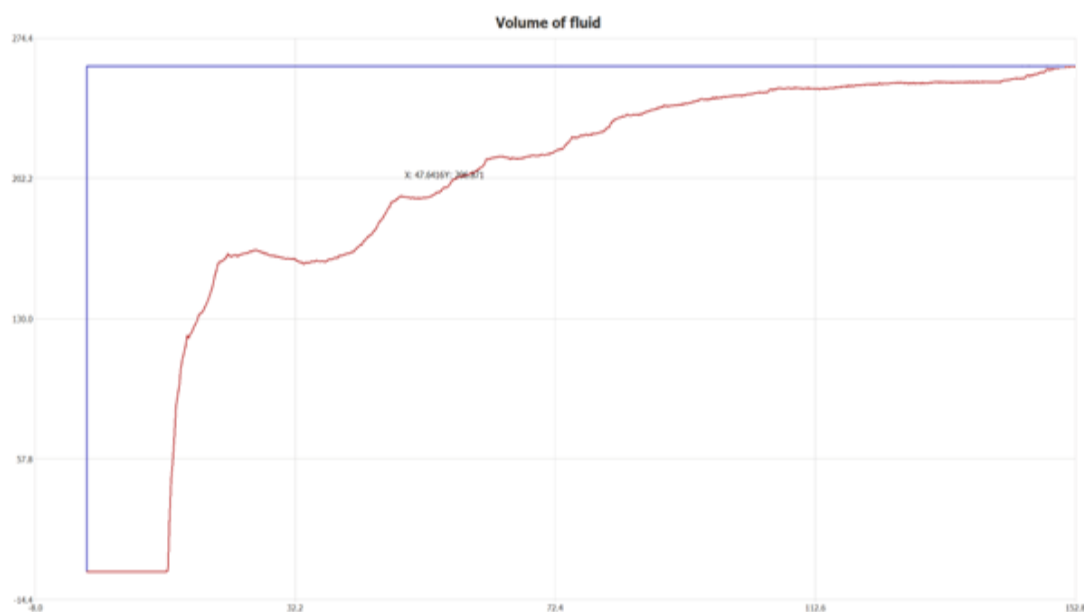
Dimensiones del Vertedero triangular		
Ancho del Vertedero	3.80	m
Altura del Vertedero	1.80	m
Ángulo de abertura	90	m

Nota. Dimensiones constructivas teóricas del Vertedero. Elaborado por: Los Autores.

3.4.14.2 Caudales de entrada y salida. Como se puede evidenciar en la figura 36 el caudal que entra a la estructura proveniente del canal de encauce es igual al caudal de salida con esto comprobamos el teorema de continuidad y verificamos que no se encuentra acumulación de fluido dentro de la estructura.

Figura 35.

Gráfica de Caudales.



Nota. Cumplimiento del teorema de continuidad. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

3.4.14.3 Velocidad. En la Tabla 32 podemos observar los datos provenientes del programa Flow 3D donde se detalla la variación de la velocidad del caudal medio diario como del caudal de diseño en los tres momentos importantes en el paso del flujo estos son a la entrada de la estructura de transición, cuando el fluido se encuentra en el cuenco y cuando el flujo se encuentra estable (Véase las figuras 37, a, b y c).

Podremos observar que en ninguna estancia del paso del fluido por la estructura se sobrepasa la velocidad máxima de 18.6 m/s.

Tabla 32.

Velocidades obtenidas.

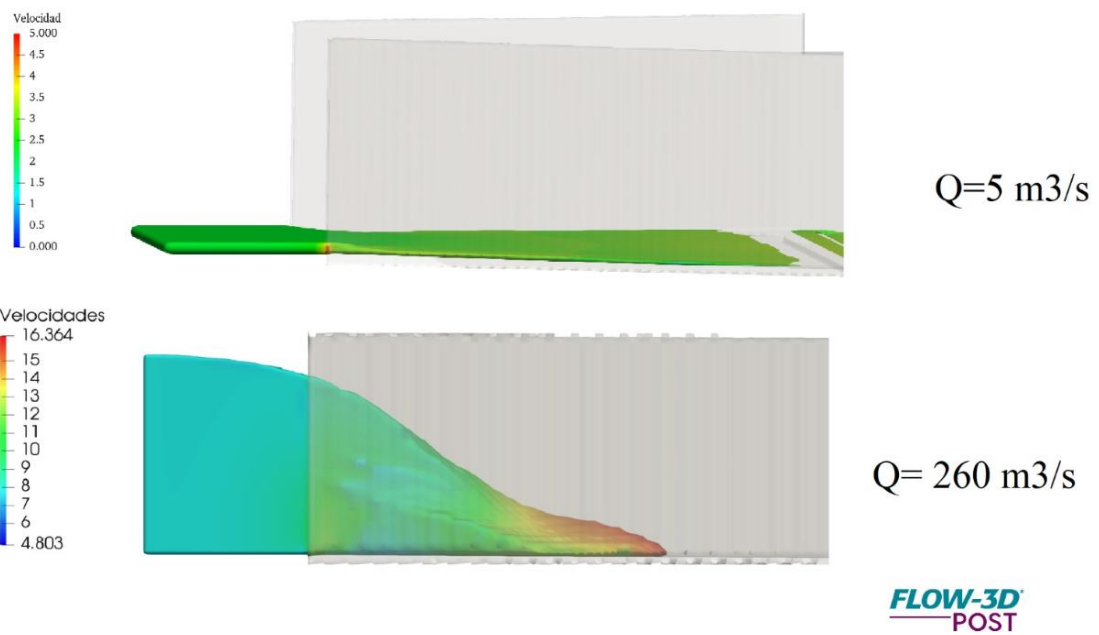
Tabla de Velocidades						
Descripción	Caudal de 5m ³ /s		Caudal de 260m ³ /s		Unidad	Figura
	Velocidad		Velocidad			
	máxima	mínima	máxima	mínima		
Entrada a la estructura de Transición	3.50	1.80	16.36	7.50	m/s	41a
Durante el choque con los disipadores	4.85	1.00	14	8	m/s	41b
Salida del cuenco	4.50	0.50	9.00	5.00	m/s	41c

Nota. Las respectivas imágenes se visualizarán según la figura numerada en la tabla.

Elaborado por: Los Autores.

Figura 36.a

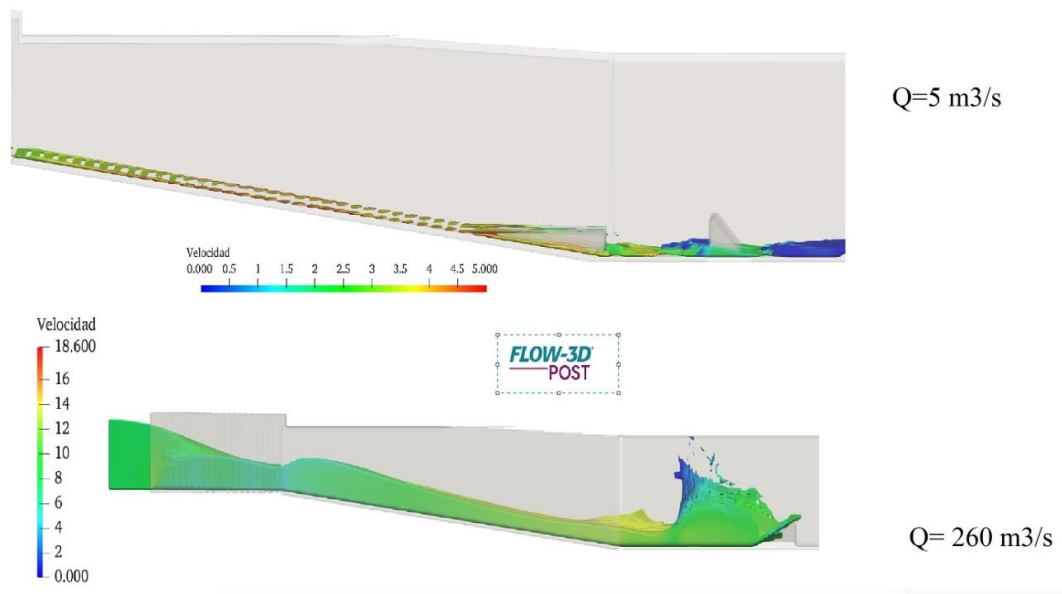
Velocidad a la entrada de la transición.



Nota. Velocidades a la entrada de la transición de ambos caudales Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

Figura 36.b

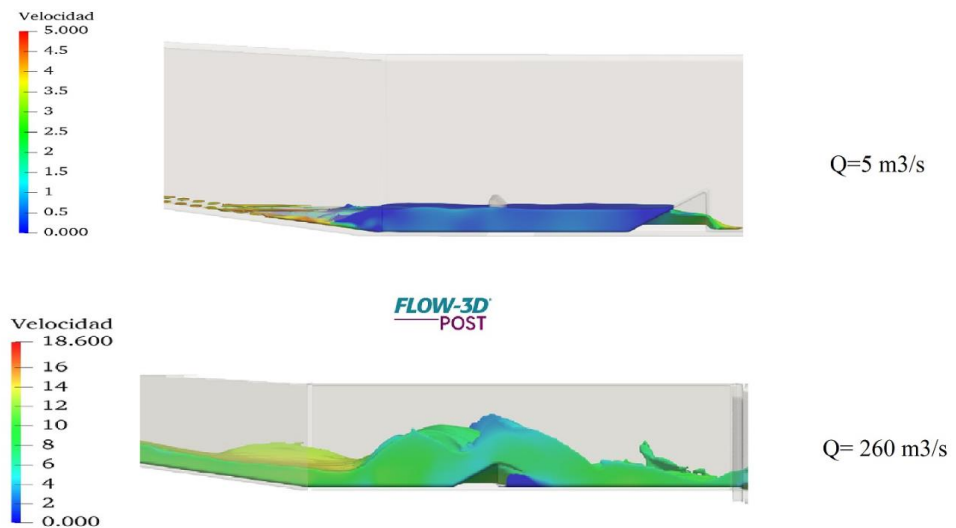
Velocidad en el Cuenco.



Nota. Velocidades en el cuenco de ambos caudales Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

Figura 36.c

Velocidad con flujo estable.

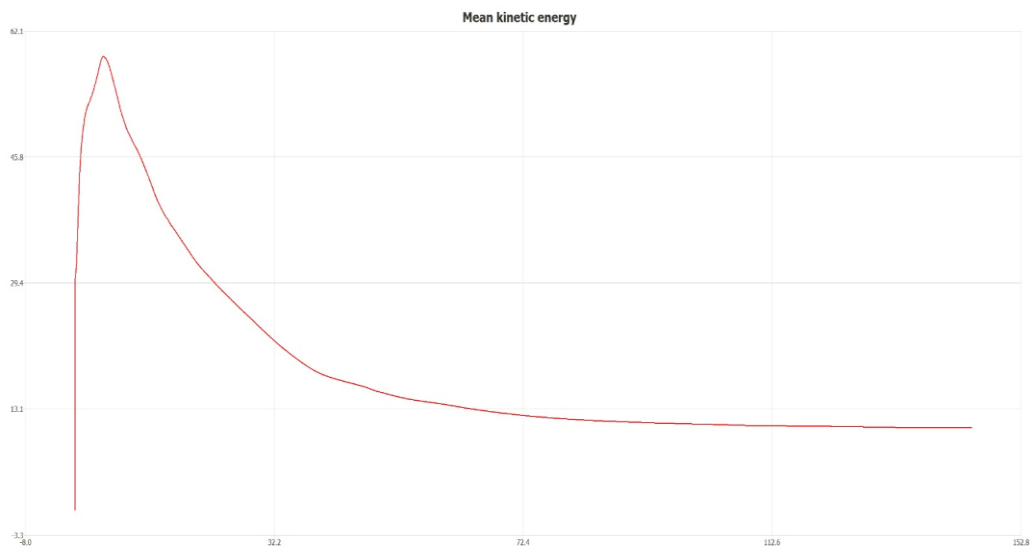


Nota. Velocidades con flujo estable de ambos caudales Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

3.4.14.4 Energía. Como se evidencia en la figura 38 la energía del fluido se encuentra estable esto nos da a entender que el flujo se normalizó y la estructura es adecuada para el caudal de diseño y por consiguiente para el caudal medio diario.

Figura 37.

Gráfica de Energía.

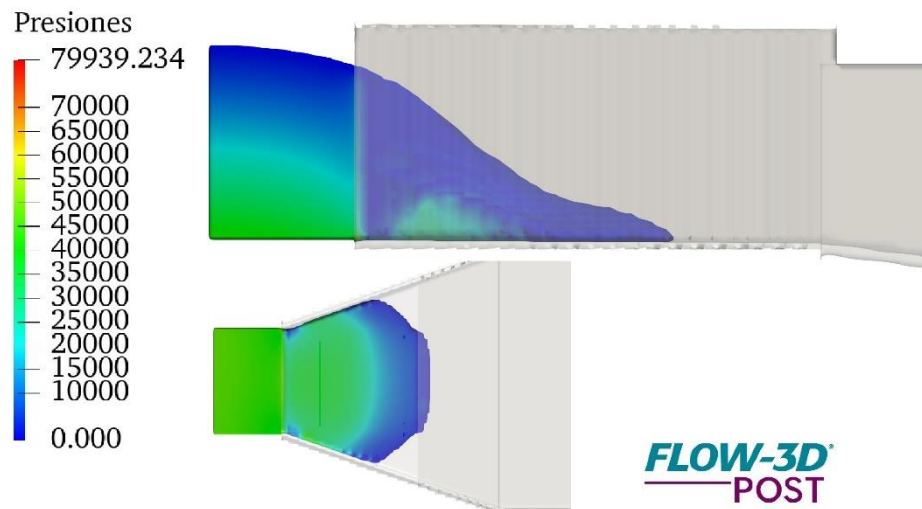


Nota. Línea de energía estable. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

3.4.14.5 Presiones. Para las presiones cuando tenemos el caudal de diseño verificamos que en ningún momento del paso del fluido se generen presiones negativas (Figura 39 a, b y c) ya que esto repercute de forma directa a la estructura física del cuenco.

Figura 38.a

Presiones a la entrada de la transición.

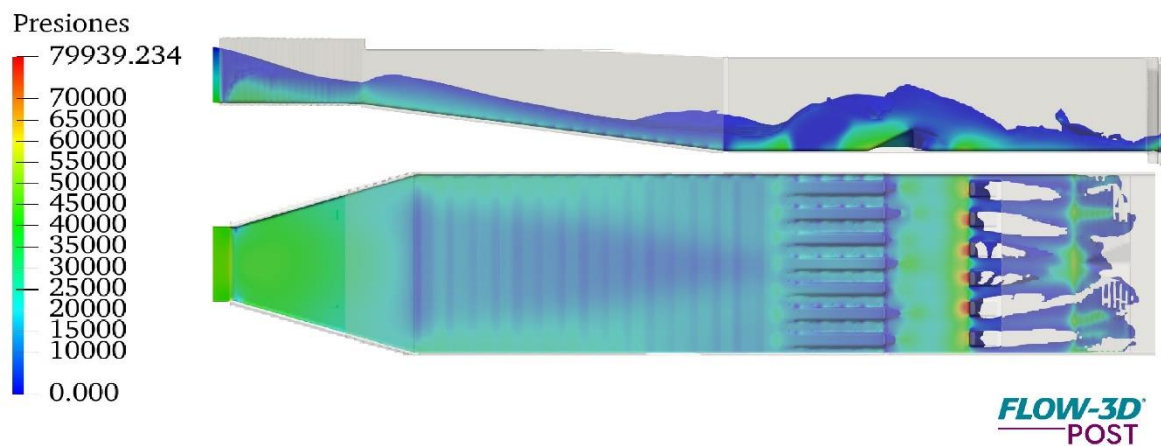


Nota. Presiones a la entrada de la transición cuando tenemos el caudal de diseño.

Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

Figura 38.b

Presiones en el Cuenco.

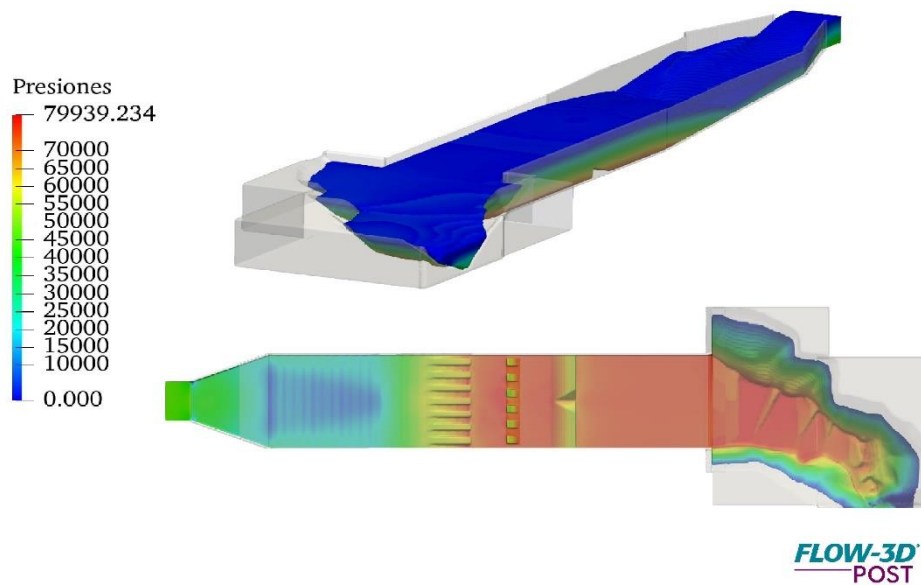


Nota. Presiones en el cuenco cuando tenemos el caudal de diseño. Elaborado por: Los

Autores, a través de Flow-3D.

Figura 38.c

Presiones con flujo estable.

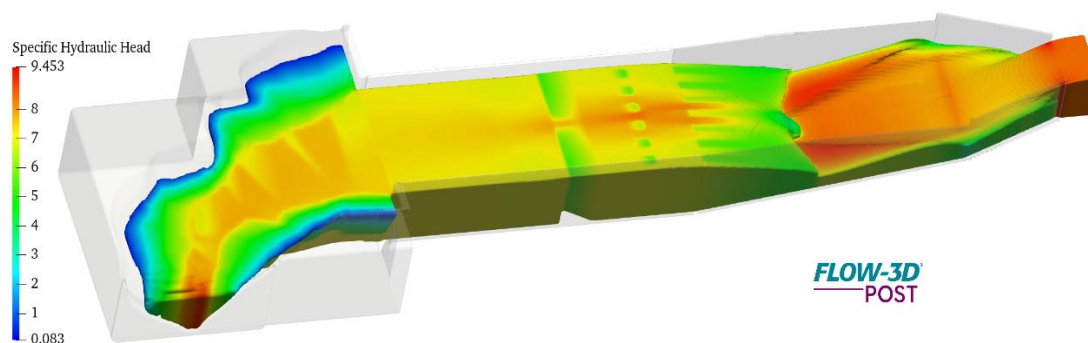


Nota. Presiones con flujo estable cuando tenemos el caudal de diseño. Elaborado por:
Los Autores, a través de Flow-3D.

3.4.14.6 Porcentaje de energía disipada. Luego de la estabilización del flujo a los 240 segundos de iniciado el evento de crecida y manteniendo el caudal constante, se puede establecer la magnitud de la energía específica (figura 40, a) y total (figura 40, b) a la entrada y a la salida del cuenco disipador.

Figura 39.a

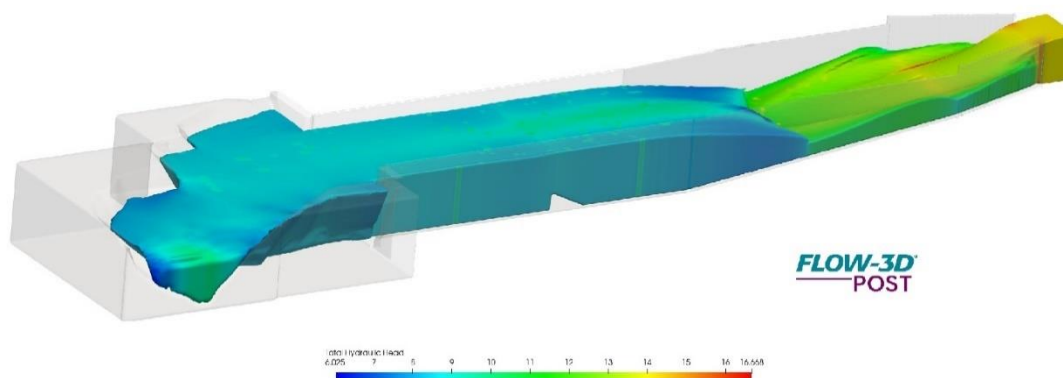
Energía específica



Nota. Energía específica a lo largo del cuenco disipador. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

Figura 39.b

Energía total.



Nota. Energía total a lo largo del cuenco disipador. Elaborado por: Los Autores, a través de Flow-3D.

A partir de estas magnitudes se puede establecer la cantidad de energía disipada mediante el cuenco, misma característica que es primordial para garantizar el funcionamiento de la estructura. Los valores de las cargas se resumen en la tabla 33, en comparación con el cálculo teórico.

Tabla 33.

Porcentaje de energía disipada.

Descripción	Tabla de Energías							
	Calculo teórico		Calculo numérico		Variación de energía		Porcentaje de energía disipada	
	Entrada (m)	Salida (m)	Entrada (m)	Salida (m)	Teórica (m)	Numérica (m)	Teórica	Numérica
E. Específica	9,63	7,12	9,45	7,00	5,01	5,20	41,30%	40,00%
E. Total	12,13	7,12	13,00	7,80				

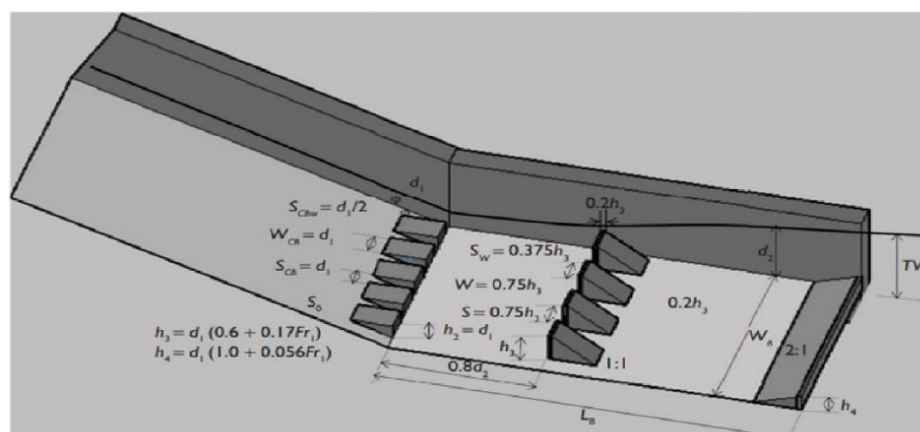
Nota. Comparación teórica y numérica de la energía del cuenco. Elaborado por: Los Autores.

3.4.15 Medidas finales del cuenco

Después de varias pruebas para optimizar y perfeccionar nuestra estructura con el fin de hacerla de bajo costo, pero de gran eficiencia. Se modificó la altura de las paredes del cuenco de 9.30 m a 8.80 m y se rediseño el umbral debido a que no se alcanzaba un valor de Y2 óptimo para el resalto ahogado dándonos como medidas finales 2 m de alto y 4 m de ancho.

Figura 40.

Cuenco USBR tipo III.



Nota. Guía de dibujo del cuenco. Fuente: Chanson (2015).

En la figura 41 se puede observar la guía de diseño para facilitar el dibujo del cuenco y sus componentes. El cuenco con las medidas constructivas finales se observa en los anexos B.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PROYECTO

4.1 Presupuesto referencial.

Se realizó el presupuesto referencial (Tabla 26) sin tomar en cuenta los trabajos de relleno, construcción del canal de aguas naturales y servidas, dado que los materiales a utilizar en estos rubros quedan a consideración de la entidad constructora.

Tabla 34.

Presupuesto Referencial de Materiales.

DETALLE DE OBRA				
Descripción del Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Sub Total
Obras en el Cauce				
Limpieza y Topografía				
LIMPIEZA DEL CAUCE DE RÍO CON EXCAVADORA DE ORUGA 138HP. Limpieza con transporte de hasta 250m de desalojo de escombros en volqueta, incluye cargada.	m3	383,16	6,00	2298,96
REPLANTEO CON EQUIPO TOPOGRÁFICO PARA EDIFICACIONES. Estacas, clavos, pintura.	m3	1277,20	1,98	2528.86
SOBREACARREO DE ESCOMBROS, TIERRA DE EXCAVACIÓN Y MATERIALES PÉTREOS. Vías perimetrales de la ciudad o carretera, pago de escombreras está incluido en el rubro desalojo, incluye esponjamiento	m3-km	1915,80	0,40	766.32
			Subtotal 1	2298,96
Construcción de Estructura Hidráulica				
Estructura de transición				
Losa de hormigón armado de F'c =280 kg/cm2, e=0.30m	m3	43,29	142,58	6172,2882
Muro de hormigón armado de F'c =280kg/cm2, e=0.30m	m3	24,36	142,58	3473,2488
Acero de refuerzo losa y muro de hormigón armado, d=12mm	kg	3171,00	1,08	3424,68
			Subtotal 2	13070,217
Rápida de entrada				
Losa de hormigón armado de F'c =280 kg/cm2, e=0.30m	m3	148,30	142,58	21144,614
Muro de hormigón armado de F'c =280 kg/cm2, e=0.30m	m3	74,00	142,58	10550,92
Acero de refuerzo losa y muro de hormigón armado, d=12mm	kg	10421,00	1,08	11254,68

			Subtotal	42950,214
			3	
Cuenco dissipador				
Losa de hormigón armado de F'c =280 kg/cm2, e=0.30m	m3	177,52	142,58	25310,802
Muro de hormigón armado de F'c =280 kg/cm2, e=0.30m	m3	100,71	142,58	14359,232
Acero de refuerzo losa y muro de hormigón armado, d=12mm	kg	13043,00	1,08	14086,44
			Subtotal	53756,473
			4	
Deflectores de Entrada				
Estructura de hormigón armado de F'c =350 kg/cm2	m3	28,22	157,02	4431,10
Acero de refuerzo deflectores de entrada, d=12mm	kg	3704,00	1,08	4000,32
			Subtotal	4000,32
			5	
Deflectores de salida				
Estructura de hormigón armado de F'c =350 kg/cm2	m3	13,8	157,02	4431,10
Acero de refuerzo deflectores de salida, d=12mm	kg	1811,00	1,08	1955,88
			Subtotal	1955,88
			6	
Umbral				
Estructura de hormigón de F'c =350 kg/cm2	m3	47,68	157,02	4431,10
Acero de refuerzo umbral de salida, d=12mm	kg	6258,00	1,10	6883,8
			Subtotal	6883,8
			6	
Recubrimiento				
Recubrimiento de canal con hormigón lanzado de F'c =210 kg/cm2, e=8 cm	m2	369,18	52,4	19345,032
Recubrimiento de taludes a la salida con hormigón lanzado de F'c =210 kg/cm2, e=8 cm	m2	840,96	52,4	44066,304
			Subtotal	63411,336
			7	
Ambiental y Seguridad Industrial				
ROTULO LONA 13 ONZAS DESCRIPCIÓN OBRA 2.40x1.20m (2 PARANTES). Marco tubo cuadrado 1 1/4"x2mm, parante tubo cuadrado galvanizado 50x50x2mm, anticorrosivo 2 manos, gigantografía lona 13 onzas. Instalado.	u	1,00	364,00	364,00
CHARLAS DE CONCIENTIZACIÓN. 220-(1).	u	1,00	466,80	466,80
LETRERO AMBIENTAL DEL PROYECTO (0.60x1.20m), h=2m. Instalado. 711iF.	u	3,00	170,36	511,08
PUBLICACIONES POR LA PRENSA 8.44x12.63cm. 220-(6) A.	u	1,00	851,32	851,32
			Subtotal	1829,2
			7	
Encofrado de la estructura				
Encofrado metálico para muros de 3 - 6m incluye mano de obra.	m2	2850,00	11,92	33972,00
			Subtotal	33972,00
			8	
			Total	224128,40

Nota. Presupuesto y rubros referenciales. Elaborado por: Los Autores.

4.2 Análisis costo – beneficio.

El análisis costo beneficio también conocido como índice neto de rentabilidad se realiza con el fin de obtener la información para determinar si un proyecto es viable o no

El análisis costo beneficio es una relación entre los ingresos del proyecto y los valores de costo del proyecto como pueden ser gastos de operación etc.

Para medir si nuestro proyecto es viable tenemos los siguientes indicadores:

$B/C > 1$. Esto nos indica que el beneficio es mayor al costo, por lo tanto, el proyecto es viable

$B/C = 1$. Este indicador nos dice que el beneficio es igual al costo del proyecto y no se genera ganancia alguna.

$B/C < 1$. Este indicador nos da a entender que el beneficio es menor al costo del proyecto y por esto no sería viable.

Dado que la estructura diseñada no genera ganancias decidimos tomar el valor de las pérdidas en infraestructura por deslizamiento de taludes tanto vial como de viviendas aledañas en el caso que no se realizara la estructura y convertirlo en el beneficio para así poder determinar el costo – beneficio del cuenco disipador y sus estructuras complementaria.

Debido a que se encuentran comprometidas estructuras viales principales, estructura de viviendas (conjunto residencial) y negocios que mantienen gran afluencia de personas y la integridad física de estas se vería en peligro de no realizar la estructura propuesta, podemos concluir que este proyecto es viable aparte que se deberá poner en marcha inmediatamente con el fin de salvaguardar la vida de los transeúntes de la zona, así como los propietarios de las viviendas y negocios.

CONCLUSIONES

Se diseñó una estructura capaz de reducir la velocidad del impacto del agua el sector de Solanda, mediante diseño empírico y se reajustó el mismo con la mejor alternativa que garantizó la detención de la erosión aguas abajo del socavón a través de la modelación numérica.

Interpretar los parámetros hidrológicos, hidrogramas y tormentas que intervienen en la estimación de caudales de crecida fueron de gran utilidad para establecer el caudal de diseño de la estructura y su periodo de vida.

Al analizar las características del proyecto y las necesidades de este, se estableció el periodo de diseño de 50 años, como se recomienda en la norma técnica de drenaje pluvial y alcantarillado sanitario y separación de caudales para el Distrito Metropolitano de Quito (abril 2023) sobre obras de desviación de crecientes.

Al evaluar las precipitaciones sobre las subcuencas que tienen como punto de descarga el río Machángara, se realizó el análisis de crecidas y se establece el caudal máximo de 260 m³/s para un periodo de retorno de 50 años.

La recolección y análisis de la información existente, junto con el levantamiento topográfico fue fundamental para actualizar los datos tomados por parte de la EPMMOP en enero de 2022 y completar la información necesaria con el fin de trabajar y establecer las elevaciones reales para el diseño final del proyecto.

El levantamiento topográfico fijó el diámetro del socavón en 40 m. Además, se estableció la cota mínima del socavón en 2808 m.s.n.m y 2814 m.s.n.m como cota de salida de

cuenco disipador, a partir de estas características se logró determinar el volumen de relleno debajo de la estructura de disipación el cual fue 2773m³.

Se actualizaron las dimensiones del canal de encauce existente tipo herradura de 3.50 x 3.35 m, y pendiente media del encauce de 1.25%. Esta geometría determina la capacidad máxima del canal en 84.62 m³/s por lo que ante la necesidad de que dicha estructura que descargue 260 m³/s se diseñó un nuevo canal en encauce del río Machángara.

El nuevo canal de encauce tiene como cota de entrada de 2850.65 m.s.n.m ubicado a 8m aguas arriba de la entrada de encauce con una pendiente del 1% fijando la cota de descarga del canal en 2819.08 m.s.n.m. Se estableció la sección transversal del nuevo canal en 6.0 x 6.30 m. considerando una altura máxima de flujo de 5.35 m.

Se propuso varias alternativas de estructuras de disipación basadas en los estudios previos del United States of the Interior, Bureau of Reclamation sobre cuencos de disipación y otros métodos de disipación de energía, determinando al cuenco USBR tipo III como la estructura más fiable a las características físicas del terreno y capas de disipar la energía producida por los caudales de crecida.

Se diseñó un cuenco de 17 m. de longitud, 15 m. de ancho y 8.30 m. de altura, en donde ocurre un resalto hidráulico ahogado gracias a la topografía aguas abajo del cuenco. En esta zona los taludes reducen su ancho formando un triángulo natural el mismo que funciona como estructura de control ayudando a la disipación de energía.

Al analizar el ancho, el nivel del cuenco disipador y canal de encauce, se vio la necesidad de utilizar estructuras de conexión entre ambos debido a la diferencia de altura y ancho entre estos, para ellos se optó por realizar una transición de 13 m. de longitud y una rápida de 12% de pendiente con el fin de obtener las características idóneas para que se genere la correcta disipación de energía.

Se modeló el cuenco disipador acorde al manual de diseño de USBR con el que se comprobó el comportamiento y trabajo de sus elementos, los cuales no tuvieron grandes modificaciones. Sin embargo, el umbral ubicado en la salida del cuenco no era óptimo ante las características del caudal medio diario debido a su gran altura, por lo que se implementó un vertedero triangular en la parte central de umbral para la descarga de dicho caudal.

Se verificó la funcionalidad de la estructura mediante el análisis de energías a la entrada y salida del cuenco, dando como resultado un 40% de energía disipada mediante resalto hidráulico ahogado ubicándose dentro del rango establecido por el USBR (30% – 60%).

Se analizó la altura de flujo de salida en el modelo numérico determinado por el resalto hidráulico ahogado optimizando así la altura de los muros de salida del cuenco de 9.30 a 8.30m. de altura.

Dado el análisis de la importancia de esta estructura en relación al impacto económico y social del sector es necesario la construcción inmediata del proyecto con el fin de precautelar la seguridad de los ciudadanos.

RECOMENDACIONES

Se deberá realizar la actualización topográfica del sitio y analizar las condiciones al momento de la construcción.

Para obtener la profundidad exacta del socavón y así poder determinar de manera exacta el volumen de relleno se deberá realizar un estudio de batimetría.

Se recomienda realizar los estudios del suelo antes de empezar el relleno con el fin de verificar si se debe realizar mejoramiento de suelo y saber si el suelo natural del terreno es óptimo para usarlo como material de relleno.

Una vez realizada el relleno se deberá realizar el refuerzo de los taludes ubicados en el cuenco, esto como seguridad para los trabajos de construcción del cuenco.

Para el desvío de caudal se recomienda realizar un paso elevado de tubería de desecho este estará suspendido mediante cables de acero y sostenido por estribos con columnas de hormigón y tensores anclados a dados de hormigón.

Se deberá realizar mejoramiento de suelo aguas abajo y el refuerzo de taludes con hormigón lanzado esto como medida de seguridad ante la crecida.

Se recomienda realizar un reajuste de precios al momento de la ejecución del proyecto.

REFERENCIAS

- Abreu, J. (2014). *Método de la Investigación*. [A17.9\(3\)195-204.pdf \(spentamexico.org\)](#)
- Chanson, H. (2015). *Energy Dissipation in Hydraulic Structures*. [Disipación de Energía en Estructuras Hidráulicas]. Editorial Balkema Book.
- Chow, V, Maidment, D y Mays, W. (1994). *Hidrología Aplicada*. Editorial McGraw-Hill.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Editorial McGraw Hill.
- Equipo editorial. (21 de enero de 2021). *7 técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos*. Lifeder. [7 Técnicas e Instrumentos para la Recolección de Datos \(lifeder.com\)](#)
- French, R. (1988). *Hidráulica de canales abiertos*. Editorial McGraw Hill.
- Groundwater, B. (1978). *Hydrology*. [Hidrología]. Editorial McGraw Hill.
- Haro, P. y Jara, V. (2006). *Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad*. [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/2507>
- Helweg, O. (1992). *Recursos hidráulicos: planeación y administración*. Editorial Limusa.
- Heredia, A. (2020). Resalto Hidráulico. *Universidad Politécnica Salesiana. Clase Presencial*. Hidráulica Aplicada. [Presentación cuarta unidad]. AVAC. <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6181/1/T-ESPE-040211.pdf>
- Ibett Jácome Lara y Orly Carvache Franco (2017): *Análisis del Costo – Beneficio una Herramienta de Gestión*, Revista Contribuciones a la Economía. En línea:<http://eumed.net/ce/2017/2/costo-beneficio.html>
- Linsey, K. (1986, 2da Edición). *Hidrología para ingenieros*. Editorial McGraw Hill.
- Monsalve, G. (1999, 2da Edición). *Hidrología en la Ingeniería*. Editorial Alfaomega.
- Ortiz, F. (2010). *Modelo Hidráulico Físico de Disipadores de Energía, como ayuda de aprendizaje de la materia de Hidráulica*. [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica del

Ejército]. <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/bitstream/handle/21000/1727/T-ESPE-029264.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Peterka, A. (1984). *Hydraulic Design of Stilling Basins an Energy Dissipators*. [Diseño Hidráulico de Cuenas Amortiguadoras y Disipadores de Energía]. United States of the Interior, Bureau of Reclamation.

Sotelo, G. (1994, 1era Edición). *Hidráulica de canales*. UNAM México Facultad de Ingeniería Civil.

Sotelo, G. (2002, 2da Edición). *Hidráulica de canales*. UNAM México Facultad de Ingeniería Civil.

Villamarín, S. (2013). *Manual Básico de diseño de estructuras de Disipación de energía Hidráulica* [Tesis de Pregrado, Escuela Politécnica del Ejército del Ecuador].

GLOSARIO DE TÉRMINOS.

Morfología: Parte de la geografía que estudia las formas de la superficie terrestre.

Demográfico: Relativo a la demografía, hace referencia a la ciencia que estudia la población humana en continuo cambio.

Depresión: Área o zona del relieve que se caracteriza por encontrarse en una altura menor respecto a las regiones que lo rodean, hundimiento de la superficie.

Sedimentación: Separación sólido-fluido de las partículas más sólidas del flujo por acción de la gravedad.

Socavón: Hoyo o depresión del suelo formados como consecuencia de la erosión causada por el agua en la tierra.

Erosión: Abrasión o desgaste de la superficie del suelo debido a influencias externas como el agua y el viento.

Encauzamiento: Canalización del cauce de un río o quebrada.

Disipación de energía hidráulica: Transformar parte de la energía cinética excedente en un flujo, a fin de evitar la socavación aguas abajo.

Arrastre de sedimento: Proceso por el cual las partículas se ponen en movimiento cuando se excede la tensión de corte crítica en el fondo del río.

Cavitación: Es la formación y explosión de burbujas de vapor.

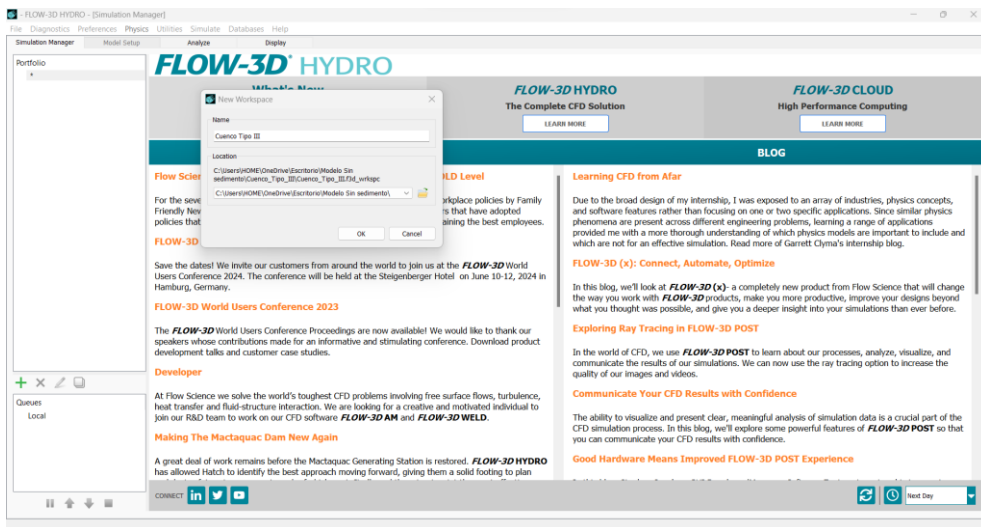
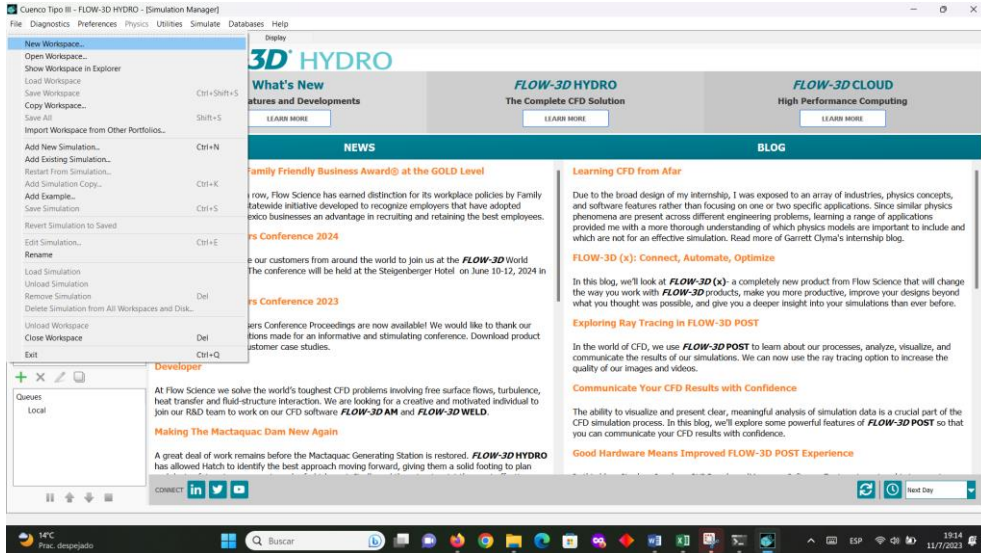
Abrasión: Es la acción mecánica de rozamiento provocada por una partícula más dura, que ocasiona desgaste y erosión a la superficie en contacto.

Pared deflectora: Es un dispositivo de control de flujo que aumenta el tiempo de retención en las estructuras hidráulicas.

ANEXOS

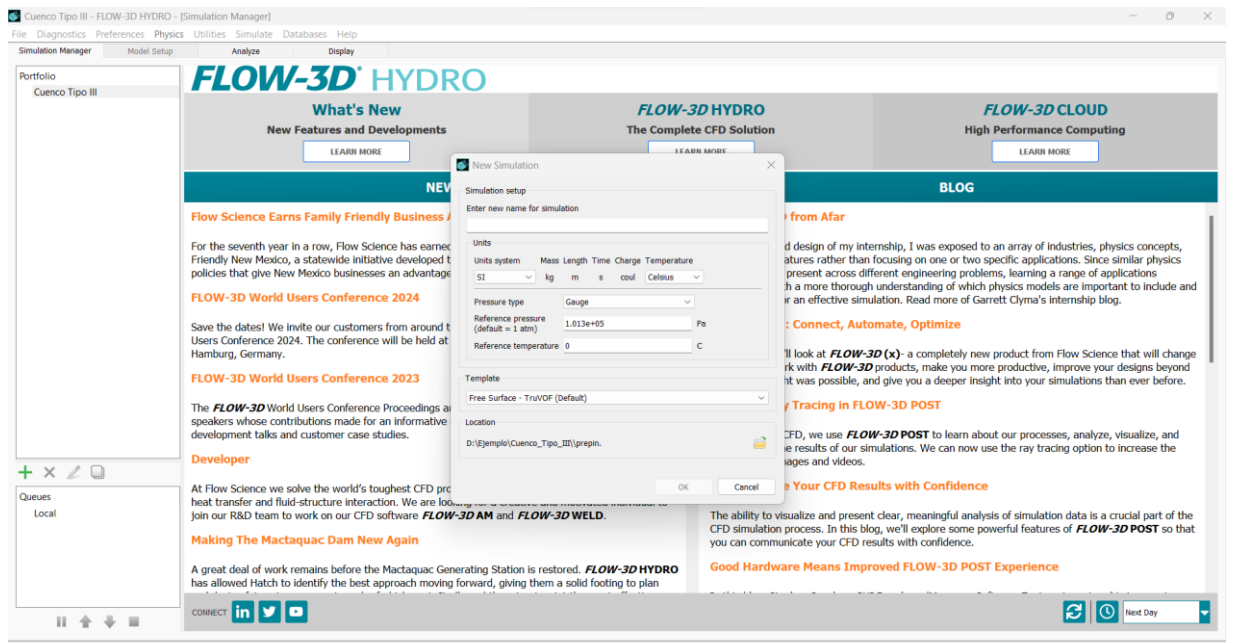
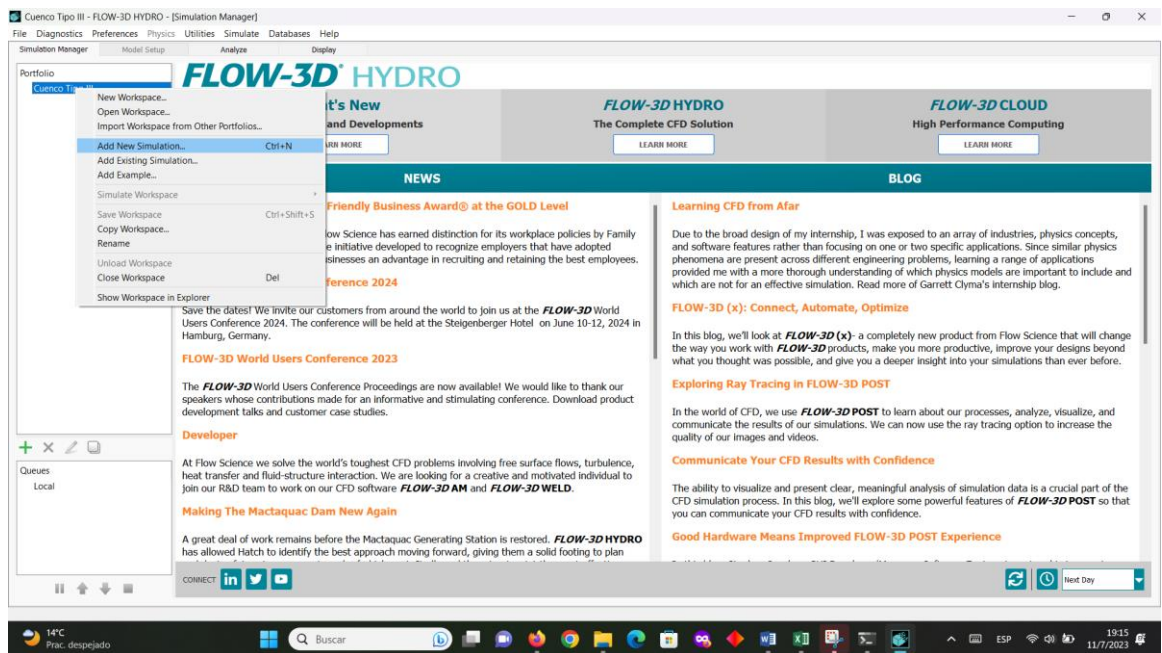
Anexo A: Configuración de simulación para el modelo numérico Flow 3D

A.1. Creación de un espacio de trabajo (Works pace)



Elaborado por: Los Autores.

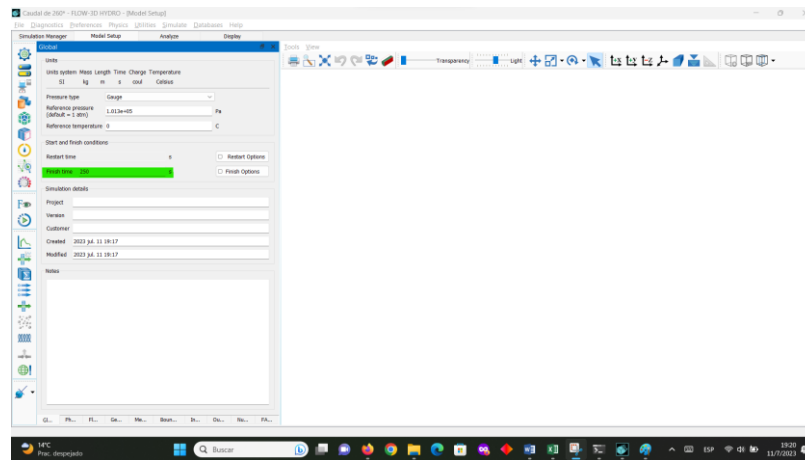
A.2. Creación de Simulación (New Simulation)



Fuente: Flow 3D.

A.3. Condiciones Generales para la Simulación

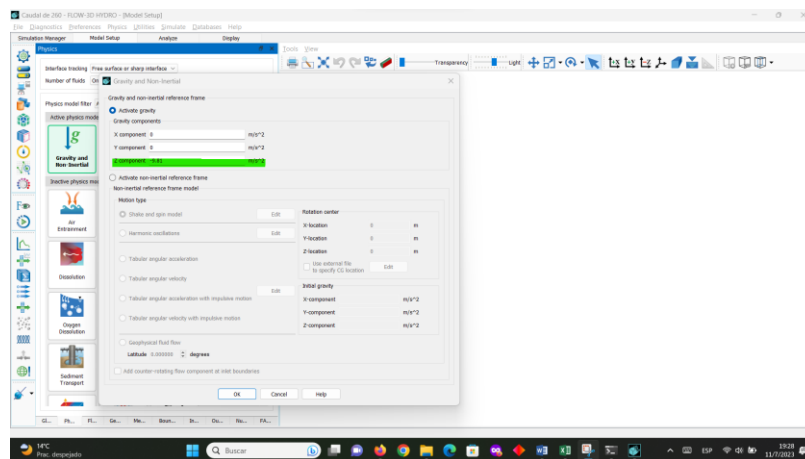
Se coloca el tiempo que se desea calcular hasta que el fluido se estabilice.



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

A.4. Condiciones Físicas para la Simulación.

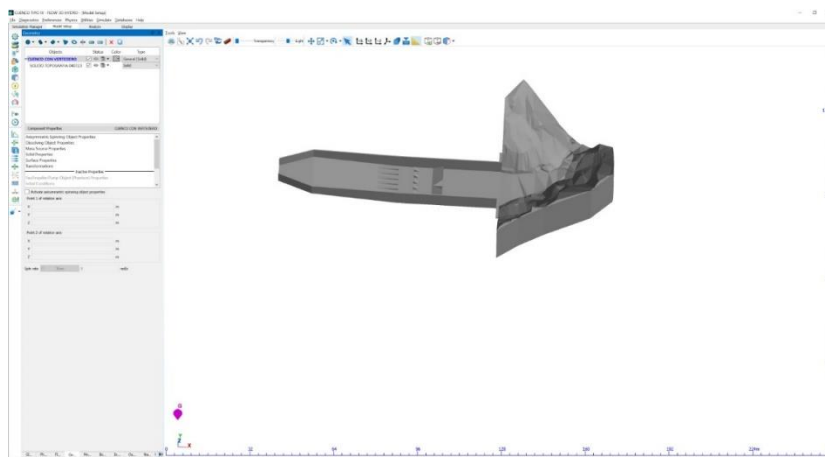
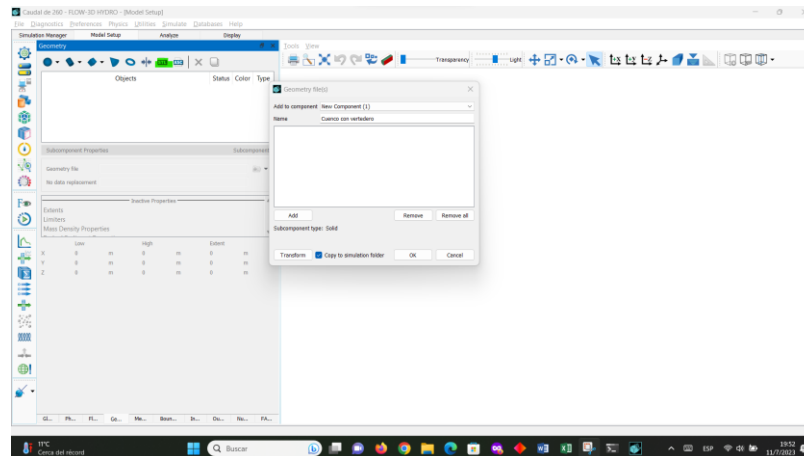
Definición numérica de la gravedad.



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

A.5. Condiciones Geométricas para la Simulación

Definición de la Estructura por medio del Solido en formato STL



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

A.6. Configuración del Mallado para la Simulación

Definición de las mallas.

Contamos con 9 tipos de mallas de las cuales tenemos:

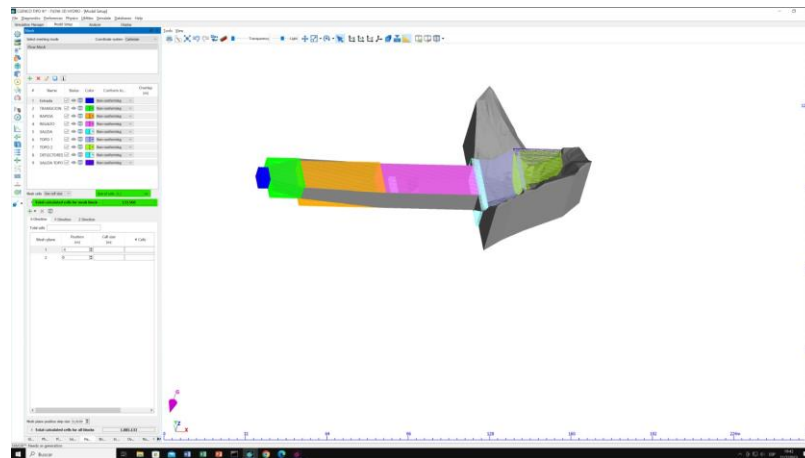
Una malla con tamaño de celda de 0.1 m

Una malla Anidada con tamaño de celda de 0.1 m

Cuatro mallas con tamaño de celda de 0.2 m

Tres mallas con tamaño de celda de 0.4 m

El tamaño de las mallas nos da el número de celdas que el programa deberá calcular, los tamaños se escogen según la exactitud de cálculo que se requiera en cada malla. Mientras más pequeño sea el tamaño de celda más exactos serán los cálculos.



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

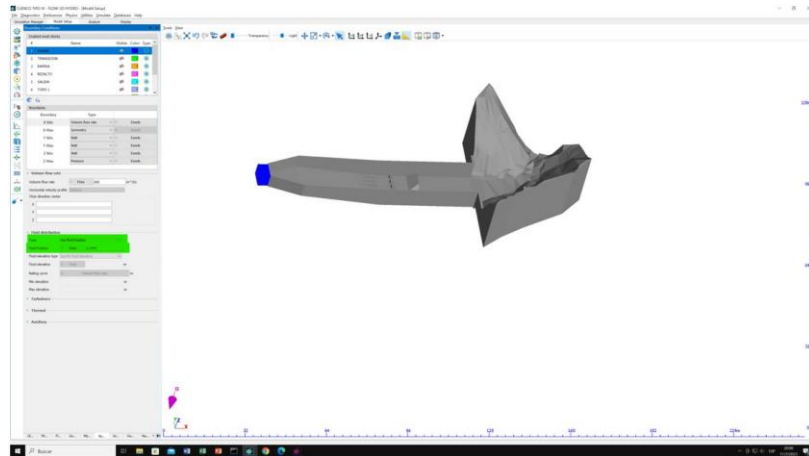
A.7. Configuración de Condiciones Iniciales para la Simulación

Para las condiciones iniciales tenemos distintas configuraciones:

Configuración 1

Esta configuración se aplicó únicamente para la malla de entrada, debido a que se requería que el caudal de diseño se vierta de forma continua en el tiempo de cálculo.

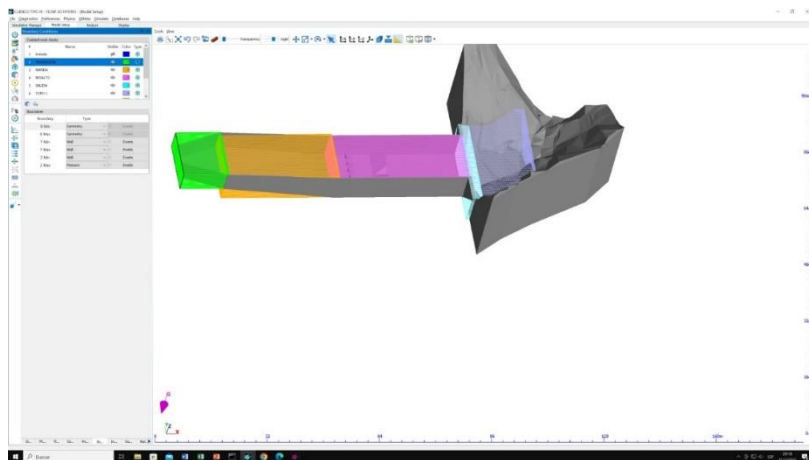
Para esto se escogió “Use Fluid Fraction” en distribución de fluido, y colocamos el porcentaje de la malla que debe ser llenado para que nos vierta el caudal deseado, en nuestro caso se colocó 0.99 o el 99% de la malla.



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

Configuración 2.

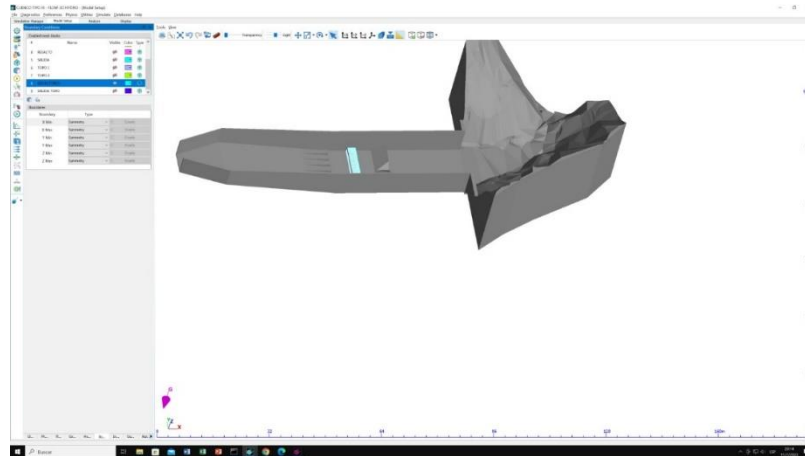
Esta configuración es la más básica ya que se ocupó para las mallas de: transición, rápida, resalto y salida. Dado que estas mallas sirven más para la definición del sólido.



Elaborado por: Flow 3D.

Configuración 3.

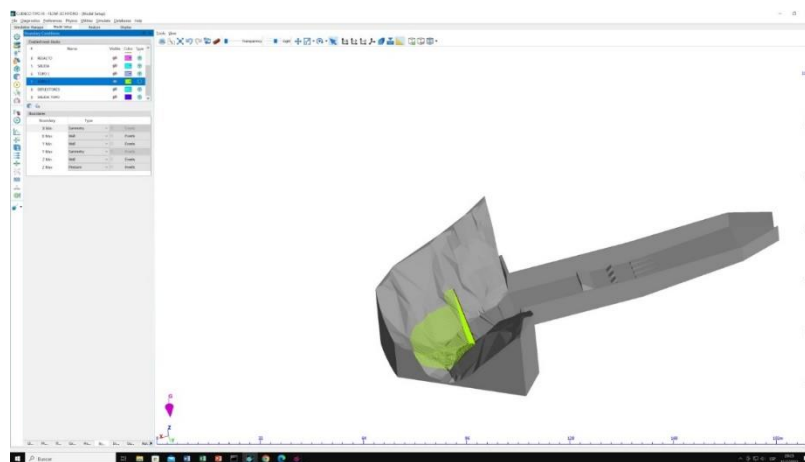
Esta es la malla anidada se llama así porque es una pequeña malla que se encuentra dentro de una malla principal, esta nos sirve para dar más exactitud y definición en los cálculos y en el sólido respectivamente. En nuestro caso esta se ocupa para definir de mejor manera los deflectores.



Elaborado por: Flow 3D

Configuración 4.

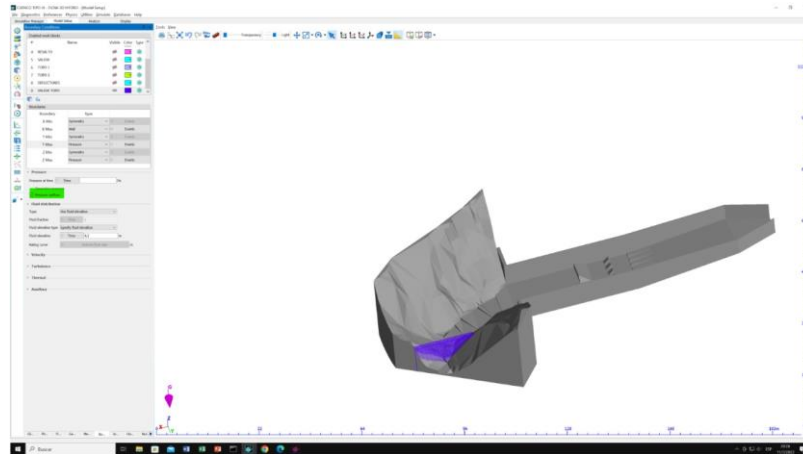
Para esta configuración se cambió la dirección de entrada del agua ya que estas en nuestro caso las ocupamos para representar el flujo de agua en la topografía.



Elaborado por: Flow 3D.

Configuración 5.

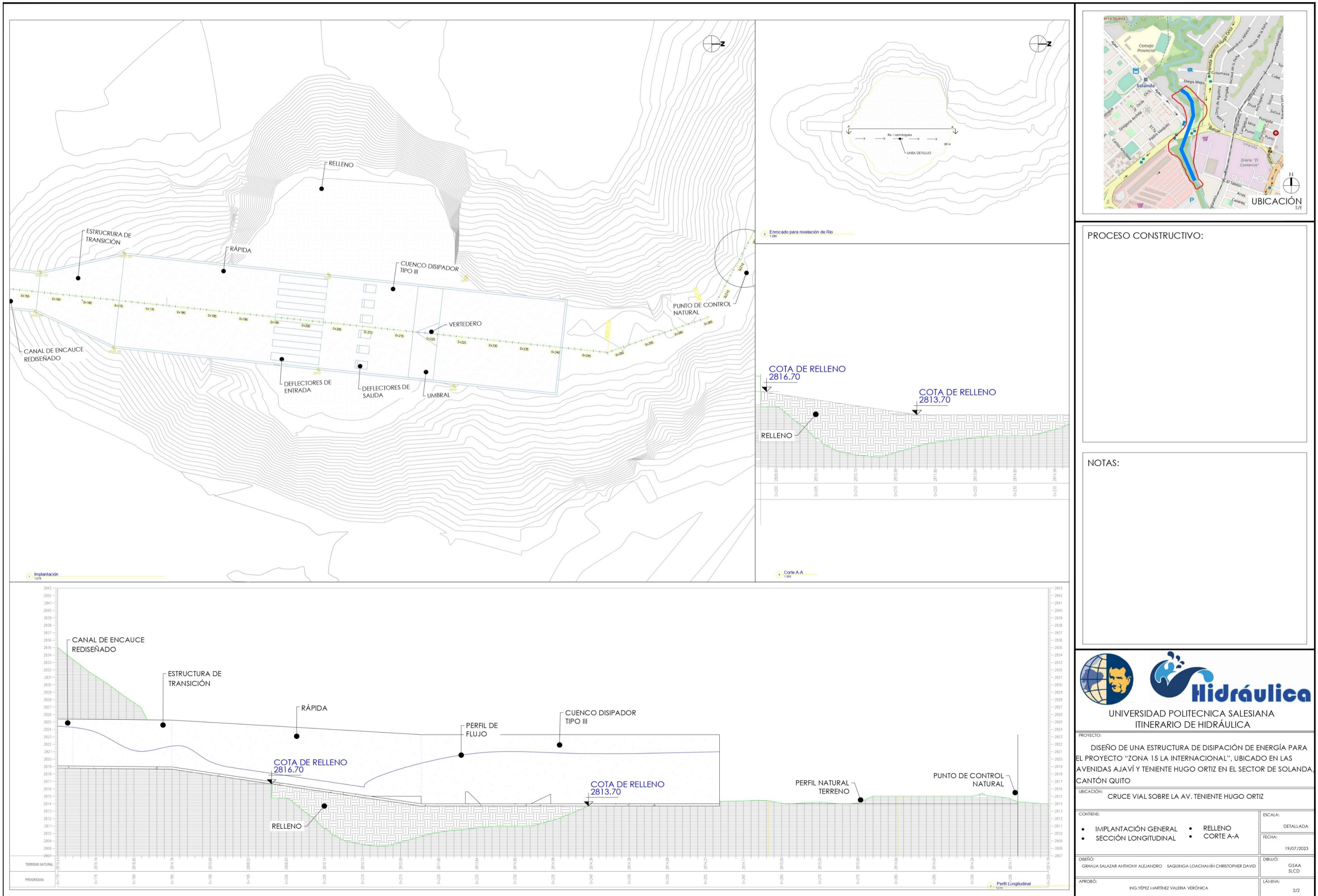
Esta última configuración se aplicó para la malla de salida de la topografía. Se escogió la condición de presión y la opción de “Pressure outflow” debido a que el número de Froude a la salida de la topografía nos da un flujo supercrítico.



Elaborado por: Los Autores, a través de Flow 3D.

Anexo B: Planos de Relleno y Estructura.

B.1. Plano de Implantación y Relleno.



PROCESO CONSTRUCTIVO:

NOTAS:



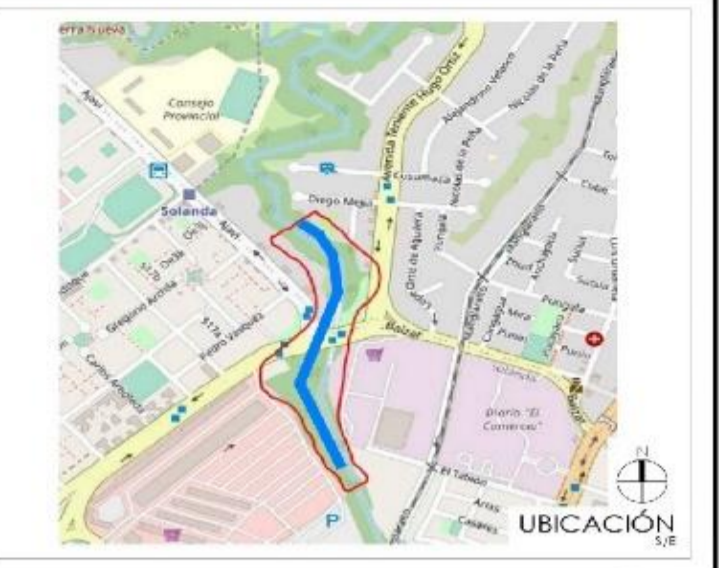
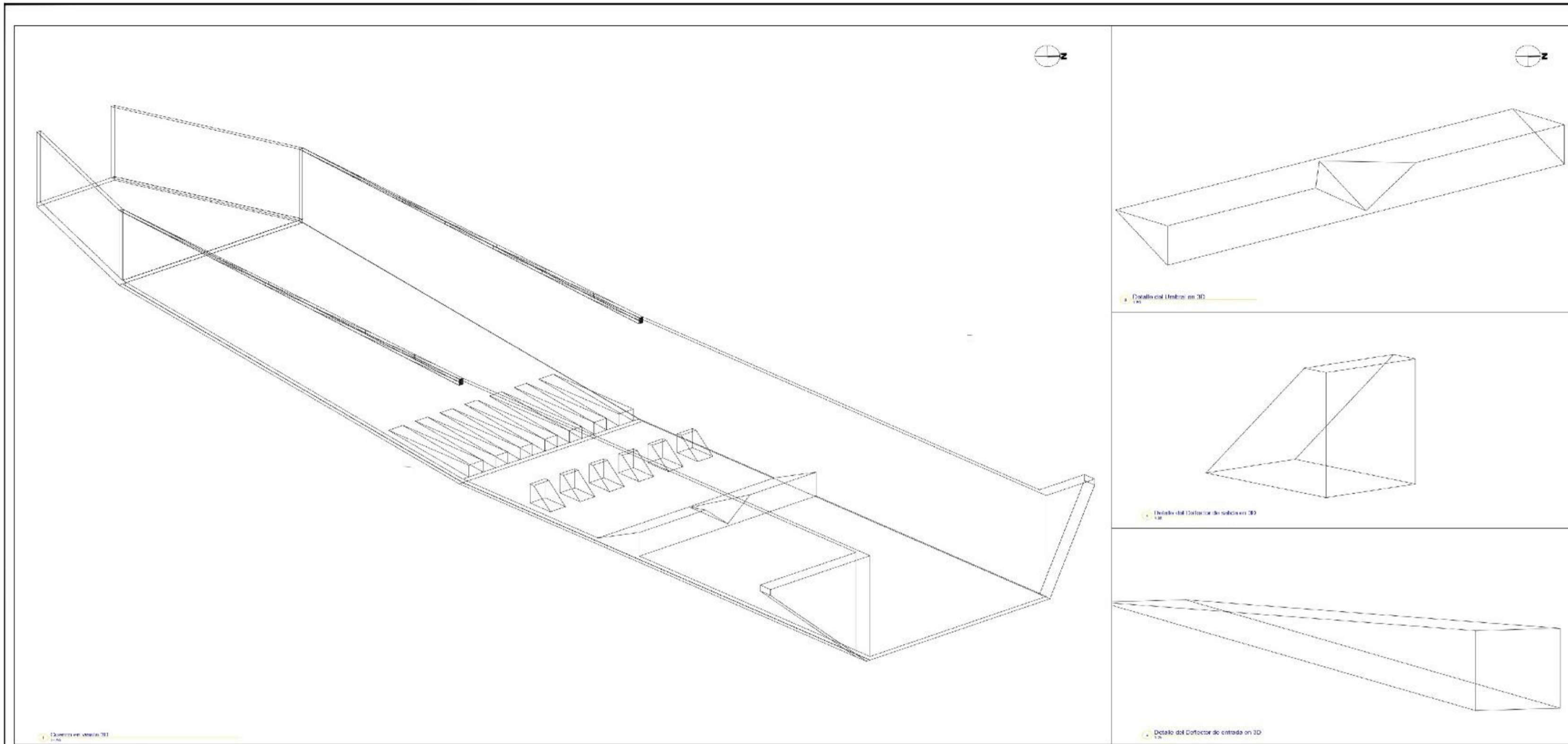
PROYECTO:
DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA EL PROYECTO "ZONA 15 LA INTERNACIONAL", UBICADO EN LAS AVENIDAS AJAVÍ Y TENIENTE HUGO ORTIZ EN EL SECTOR DE SOLANDA, CANTÓN QUITO

UBICACIÓN: CRUCE VIAL SOBRE LA AV. TENIENTE HUGO ORTIZ

CONTIENE:	ESCALA:
<ul style="list-style-type: none"> • IMPLANTACIÓN GENERAL • SECCIÓN LONGITUDINAL • RELLENO • CORTE A-A 	DETALLADA FECHA: 19/07/2023

DISEÑO:	DIBUJO:
GRANJA SALAZAR ANTHONY ALEJANDRO SAGURIGA LOACHAMÁN CHRISTOPHER DAVID	GSA SLCD
APROBÓ:	LÁMINA:
ING. YÉPEZ MARTÍNEZ VALERIA VERÓNICA	2/2

B.2. Plano de Detalle.

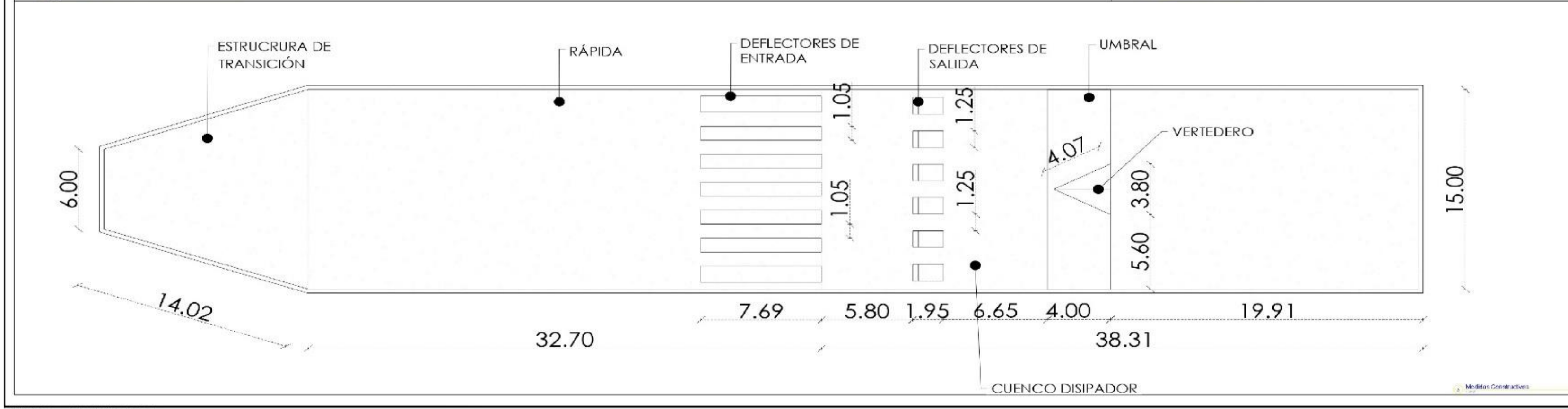


PROCESO CONSTRUCTIVO:

NOTAS:

LAS MEDIDAS DE ALTURAS DE LA ESTRUCTURA CONVIDO DE LAS ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS SE ENCONTRARÁN EN LAS TABLAS:

CANAL DE LÍNEA DEL CUENCO	TABLA: 15.0
ESTRUCTURA DE TRANSICIÓN	TABLA: 16
BARDA	TABLA: 17.0
CUENCO TIPO III	TABLA: 18.0
DEFLECTORES DE ENTRADA	TABLA: 19
DEFLECTORES DE SALIDA	TABLA: 20
UMBRAL	TABLA: 21
Vertedero en Umbrales	TABLA: 23



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
ITINERARIO DE HIDRÁULICA

PROYECTO:
DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA PARA EL PROYECTO "ZONA 15 LA INTERNACIONAL", UBICADO EN LAS AVENIDAS AJAVÍ Y TENIENTE HUGO ORTIZ EN EL SECTOR DE SOLANDA, CANTÓN QUITO

UBICACIÓN:
CRUCE VIAL SOBRE LA AV. TENIENTE HUGO ORTIZ

CONTIENE: • MEDIDAS CONSTRUCTIVAS DE CUENCO TIPO III. • DETALLE DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS.	LOCAL: DETALLADA
FECHA: 19/07/2023	USUARIO: CSJA B CD
PROYECTO: 18-206A	ELABORADO: ING PÉREZ MARTÍNEZ VALDEA NERÓNICA