



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO
PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO
HIDRÁULICO DEL CRUCE DEL CANAL DE RIEGO POZA HONDA MARGEN
IZQUIERDO SOBRE EL RÍO PORTOVIEJO.”

AUTOR:

JONATHAN JAVIER MACÍAS TUÁREZ

DIRECTORA DE TESIS

ING. DOLLY DELGADO

MANTA – 2015

CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS

Ing. Dolly Delgado, Docente de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.

CERTIFICA:

Que la presente Tesis de Grado titulada, “**Análisis de alternativas para el correcto funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo**”, ha sido exhaustivamente revisada en varias sesiones de trabajo, se encuentra lista para su presentación y apta para su defensa.

Las opiniones y conceptos vertidos en esta Tesis de Grado son fruto del trabajo, perseverancia y originalidad de su autor: Sr. Jonathan Javier Macías Tuárez, siendo de su exclusiva responsabilidad.

Ing. Dolly Delgado

DIRECTORA DE TESIS

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

DECLARO QUE:

El presente trabajo de investigación denominado “**Análisis de alternativas para el correcto funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo**”, ha sido desarrollado en base una investigación adecuada, respetando derechos de propiedad intelectual de terceros, aplicando las respectivas citas y referencias en este documento, por lo que este trabajo es de mi autoría.

En integridad de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad, y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Jonathan Javier Macías Tuárez

DEDICATORIA

Esta investigación es el resultado de años de estudios; si bien es cierto, aquí no se reflejan absolutamente todos los conocimientos que adquirí durante mi periodo de aprendizaje en la universidad, sin embargo sé que todas aquellas tareas, exposiciones, trabajos, etc., me han servido y servirán a lo largo de mi vida, es por esto que quiero dedicar este trabajo a mis profesores y a mi familia, quienes fueron una parte fundamental durante este proceso, proceso que al momento me lleva a alcanzar una de las tantas metas de mi vida, ser un profesional.

AGRADECIMIENTO

“Mientras el río corra, los montes hagan sombra y en el cielo haya estrellas, debe durar la memoria del beneficio recibido en la mente del hombre agradecido.”

Virgilio

En este fragmento quiero agradecer a las personas que han sido pilares fundamentales a lo largo del proceso académico:

A Dios; sin la vida que él nos provee absolutamente nada es realizable.

A mis padres, Lcdo. Javier Macías y Sra. Mirella Tuárez; por haberme brindado su apoyo y facilidades para poder realizar mis estudios, así como por tenerme paciencia, preocuparse por mí y por estar siempre ahí cuando era necesario.

A mi hermano Matías; que aunque es pequeño de edad ha sido fuente de inspiración, sabiendo que sigue mis pasos me esfuerzo por ser un buen ejemplo para él.

Al Ing. Napoleón Zambrano y a su esposa, mi tía Roxana Macías; quienes me han brindado las oportunidades y facilidades de laborar en su empresa de consultorías civiles desde mis primeros años de carrera, pudiendo complementar con la práctica lo aprendido en la universidad.

A la Ing. Dolly Delgado, por ser una excelente docente y guía durante las cátedras que me impartió y de manera especial en el proceso de elaboración de este documento.

A mi novia Claudia Alvarado, quien me colaboró mucho anímica y académicamente en los últimos años de carrera, de manera particular en la realización de esta tesis.

A todos ellos, gracias.

Jonathan Javier Macías Tuárez

RESUMEN

La presente investigación, titulada: “Análisis de alternativas para el correcto funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo” tiene como objetivo determinar cuál es la mejor alternativa técnica para el óptimo funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo, ya que este cruce causa una obstrucción al cauce del río provocando cuando existen crecidas que la palizada se acumule en ese punto hasta originar taponamientos; para este estudio se estableció la hipótesis indicando que la implementación de un sifón hidráulico invertido de hormigón armado, que remplace la estructura actual, permitirá el correcto cruce del canal a través del río Portoviejo evitando problemas de taponamiento y desbordes en el sector puesto que se considera que el diseño de una nueva estructura hidráulica para poder eliminar la existente es una propuesta técnicamente viable, la cual da solución a la problemática generada y con los criterios técnicos correctos e implementados de una forma adecuada se garantiza el correcto funcionamiento de lo diseñado. Se realizaron los cálculos necesarios los mismos que fueron analizados y evaluados para poder cumplir con los objetivos planteados. A través de esta investigación se pudo concluir que con la implementación del sifón hidráulico invertido los problemas de inundaciones que se puedan presentar en el lugar del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo, obedecerán únicamente a un exceso de la creciente que desborde el río por un caudal de gran magnitud, siendo esta la alternativa que procura un funcionamiento óptimo del elemento de estudio.

Palabras claves:

Hidráulica, sifón invertido, Río Portoviejo, Poza Honda.

ABSTRACT

This research, entitled "Analysis of alternatives for proper hydraulic operation of irrigation canal crossing Poza Honda left margin of the river Portoviejo" aims to determine the best technical alternative for the optimal functioning of the hydraulic canal crossing Poza Honda irrigation on the left bank of river Portoviejo, for which the hypothesis stating that the implementation of a hydraulic concrete inverted siphon, which replaces the current structure will enable the correct channel crossing through the river Portoviejo avoiding problems is established plugging and flooding in the area since it was considered that the design of a new hydraulic structure to remove the existing is a technically feasible proposal, which solves the problems created, and the correct technical criteria and implemented in a way correct the proper functioning of the designed guaranteed. Those necessary calculations that were analyzed and evaluated in order to meet the objectives were made. Through this research it was concluded that with the implementation of hydraulic siphon invested flooding problems that may arise in the place of crossing the irrigation channel Poza Honda Left Bank of the Portoviejo River, they obey only to over-the growing overflowing the river flow rate magnitude. Being the alternative that seeks optimal performance element study.

Keywords

Hydraulic, inverted siphon, Portoviejo River, Poza Honda.

Contenido	
INTRODUCCIÓN.....	1
JUSTIFICACIÓN	1
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
Variables:.....	3
Objetivo General.....	3
Objetivos Específicos	3
HIPÓTESIS	3
MÉTODOS Y MATERIALES	4
APORTES O RESULTADOS ESPERADOS	4
ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	5
1. CAPITULO I	6
1.1. METODOLOGÍA.....	6
1.1.1. Método	6
1.1.3. Población y Muestra	6
1.1.4. Técnicas de Investigación.....	7
1.1.4.1. Visita a campo.....	7
1.1.4.2. Modelación Hidráulica	7
1.2. ANTECEDENTES	8
1.3. CONTEXTUALIZACIÓN.....	11
1.3.1. Contexto macro.....	11
1.3.2. Contexto Meso	11
1.3.3. Contexto Micro.....	12
1.4. FUNDAMENTO FILOSÓFICO	13
1.5. FUNDAMENTO TEÓRICO REFERENCIAL A PARTIR DE LAS CATEGORÍAS BÁSICAS	13
1.5.1. Conceptos Hidráulicos.....	13
1.5.1.1. Hidrología	13
1.5.1.2. Hidráulica.....	16
1.5.1.2.2. Sifones	20
1.5.1.2.3. Pérdidas de energía.....	20

1.5.1.2.4.	Socavación	29
1.5.2.	Conceptos Geotécnicos	31
1.5.2.1.	Suelos	31
1.5.2.2.	Granulometría	31
1.5.2.3.	Densidad del suelo.....	32
1.5.3.	Softwares de modelado.....	32
1.5.3.1.	Autocad Civil 3D	32
1.5.3.2.	ArcGIS.....	33
1.5.3.3.	Hec-Ras	33
1.6.	NORMAS EMPLEADAS.....	33
1.6.1.	Reglamento Técnico de Diseño de Sifones Invertidos en Sistemas Sanitarios - Instituto Boliviano de Normalización Y Calidad	33
1.6.2.	Sistema de Clasificación de Suelos Unificado "U.S.C.S."	34
1.6.3.	Norma ASME B31.3.....	34
1.6.4.	Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO	34
1.6.5.	Sediment Control Methods. Sedimentation Engineering – ASCE	35
2.	CAPITULO II	36
2.1.	HIDROLOGÍA.....	36
2.1.1.	Características fisiológicas de la cuenca a tratar	36
2.1.2.	Área de aportación	39
2.1.3.	Periodo de retorno.....	40
2.1.4.	Cálculo del caudal de diseño.....	41
2.1.4.1.	Intensidad de lluvia.....	41
2.2.	TOPOGRAFÍA Y LEVANTAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	45
2.2.1.	Planta con curvas de nivel	47
2.2.2.	Perfil longitudinal	48
2.2.3.	Perfil Transversal.....	48
2.2.4.	Levantamiento de estructuras existentes	49
.....	52
2.3.	MODELADO HIDRÁULICO	53
2.3.1.	Modelo Hidráulico Empleado.....	54
2.3.2.	Datos Geométricos.....	55
2.3.3.	Modelado 1	56
2.3.4.	Modelado 2.....	59

2.3.5.	Modelado 3.....	62
2.4.	ESTUDIO DE SOCAVACIÓN.....	65
2.4.1.	Generalidades.....	65
2.4.2.	Métodos de Cálculo	65
2.4.3.	Información de referencia	67
2.4.4.	Formulas y Datos empleados.....	67
2.5.	DISEÑO DE ALTERNATIVAS HIDRÁULICAS.....	70
2.5.1.	Desarenador.....	71
2.5.2.	Sifón hidráulico invertido	73
2.5.2.1.	Sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado	73
2.5.2.2.	Sifón hidráulico invertido de Hierro STD.....	79
2.6.	DETERMINACIÓN REFERENCIAL DE CANTIDADES PARA LOS CÁLCULOS DE VOLÚMENES DE OBRA Y CRONOGRAMAS VALORADOS.....	86
2.6.1.	Replanteo y nivelación:	86
2.6.2.	Desbroce desbosque y limpieza:	86
2.6.3.	Excavación de suelo:.....	86
2.6.4.	Para el sifón de hierro hormigón armado:	86
2.6.5.	Relleno y compactación:	87
2.6.6.	Demolición y desalojo de estructuras existentes:	87
2.6.7.	Demolición y desalojo de estructuras metálicas existentes:	87
2.6.8.	Colocación de hormigón ciclópeo:.....	88
2.6.9.	Fundición de cabezales de entrada y de salida:	88
2.6.10.	Hormigón 210kg/cm ² ducto:.....	88
2.6.11.	Hierro de refuerzo:	88
2.6.12.	Accesorios hidráulicos del sifón invertido:.....	89
2.6.13.	Tubería de hierro STD de 32":	89
2.6.14.	Recubrimiento por flotabilidad de tubería:.....	89
3.	CAPITULO III	92
3.1.	Estudio Hidrológico	92
3.2.	Estudios topográficos.....	92
3.3.	Estudios hidráulicos	93
3.3.1.	Análisis para caudal de 418m ³ /s.....	93
3.3.2.	Análisis para caudal de 300m ³ /s.....	95
3.3.3.	Análisis para un caudal que no cause interferencias con la estructura que se encuentra sobre el río Portoviejo.....	96

3.3.4.	Tablas con resúmenes de cálculos hidrográficos	98
3.4.	Estudio de Socavación	100
3.4.1.	Aspectos generales del ámbito de estudio.....	100
3.4.1.1.	Métodos empleados.....	100
3.4.2.	Análisis Comparativo	103
3.5.	Alternativas de solución.....	105
3.5.1.	Sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado.	106
3.5.2.	Sifón hidráulico invertido de Hierro STD 32”	108
3.5.3.	Cronogramas valorados referenciales para las alternativas de solución. .	110
3.5.4.	Comparación entre las alternativas de sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado y de Hierro STD.....	110
	Conclusiones.....	112
	Recomendaciones.....	113
	Bibliografía.....	114

Índice de Figuras

Figura 1	Esquema de Sistema de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo y Derecho	8
Figura 2	Modelado 3D del Cruce del Canal de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo sobre el Río Portoviejo.....	9
Figura 3	Cruce del Canal de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo sobre el Río Portoviejo	10
Figura 4 :	Sistema de Riego Manabí.....	36
Figura 5:	Represa Poza Honda	37
Figura 6:	Vista aérea del tramo entre la compuerta y el cruce del canal.	38
Figura 7:	Áreas aportantes de sub-cuenca.....	39
Figura 8:	Trayecto del cauce principal de la sub-cuenca	42
Figura 9:	Zonificación de estaciones meteorológicas ecuatorianas	43
Figura 10:	Esquema de la cabecera cantonal de Santa Ana.....	47
Figura 11:	Curvas de nivel en planta	47
Figura 12:	Perfil longitudinal del río en 200m.....	48
Figura 13:	Sección transversal del río Portoviejo.....	48
Figura 14:	Llegada del canal al desarenador.....	49
Figura 15:	Desarenador.....	50
Figura 16:	Estructura del cruce del canal.....	50
Figura 17:	Salida del cruce del canal	51
Figura 18:	Modelado 3D de la estructura existente	52
Figura 19:	Esquema de las energías en los fluidos.....	53
Figura 20:	Vista 3D modelado Hec-Ras	56
Figura 21:	Vista 3D modelado Hec-Ras	56
Figura 22:	Perfil hidráulico modelado Hec-Ras.....	57
Figura 23:	Perfil transversal modelado Hec-Ras	57

Figura 24: Vista 3D modelado Hec-Ras	59
Figura 25: Vista 3D modelado Hec-Ras	59
Figura 26: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras	60
Figura 27: Perfil transversal modelado Hec-Ras	60
Figura 28: Gráficas de velocidades de fluido, modelado Hec-Ras	61
Figura 29: Vista 3D modelado Hec-Ras	62
Figura 30: Vista 3D modelado Hec-Ras	62
Figura 31: Vista perfil hidráulico modelado Hec-Ras	63
Figura 32: Vista sección transversal modelado Hec-Ras	63
Figura 33: Graficas de velocidades de fluido, modelado Hec-Ras	64
Figura 34: Planta y perfil del desarenador	71
Figura 35: Transición de entrada al sifón	74
Figura 36: Cabezal de entrada al sifón	75
Figura 37: Planta del sifón de hormigón armado.....	78
Figura 38: Perfil del sifón de hormigón armado	78
Figura 39: Sección transversal entrada del sifón	81
Figura 40: Perfil entrada del sifón.....	82
Figura 41: Planta - Sifón de hierro STD	85
Figura 42: Perfil - Sifón de hierro STD	85
Figura 43: Sección de corte sifón de hormigón armado	86
Figura 44: Figura 43: Sección de corte sifón de Hierro STD	87
Figura 45: Sección ducto de hormigón armado	88
Figura 46: Sección ducto de Hierro STD	89
Figura 47: Planta - Curvas de nivel 200m del rio Portoviejo	92
Figura 48: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras	94
Figura 49: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras	95
Figura 50: Modelado 3D Hec-Ras.....	96
Figura 51: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras	97
Figura 52: Planta-Perfil de Sifón hidráulico invertido de hormigón armado	107
Figura 53: Planta-Perfil de Sifón hidráulico invertido de hierro STD	109

Índice de Tablas

Tabla 1 Características de los canales abiertos.....	18
Tabla 2 Coeficientes para Tipos de Transición	26
Tabla 3 Relación del diámetro del tubo (D) y tirante en el canal (d) y su Angulo.....	27
Tabla 4 Tirante en la entrada de la transición y Borde Libre	28
Tabla 5 Coeficientes de los Métodos de Socavación General.....	30
Tabla 6 Coeficientes de Riesgo R.....	40
Tabla 7 Coeficientes de riesgo - Años	40
Tabla 8 Intensidad Diaria para un Periodo de Retorno de 50 años	41
Tabla 9 Coeficientes de Escorrentía.....	44
Tabla 10 Cálculo Hidrográfico	58
Tabla 11 Cálculo Hidrográfico	61
Tabla 12 Cálculo Hidrográfico	64

Tabla 13 Coeficientes de los Métodos de Socavación General	68
Tabla 14 Cálculo de la Socavación General	69
Tabla 15 Cálculo de la Socavación General	69
Tabla 16 Cronograma Valorado De Actividades Sifón Hidráulico Invertido De Hormigón Armado	90
Tabla 17 Cronograma Valorado De Actividades Sifón Hidráulico Invertido De Hierro STD.....	91
Tabla 18 Resumen de cálculos hidrográficos	98
Tabla 19 Resumen de cálculos hidrográficos	98
Tabla 20 Resumen de cálculos hidrográficos	99
Tabla 21 Datos para Calcular la Socavación General	101
Tabla 22 Resultados de la Socavación General	101
Tabla 23 Datos para Calcular la Socavación General	102
Tabla 24 Resultados de la Socavación General	103
Tabla 25 Análisis comparativo de Resultados de Socavación en porcentajes	103
Tabla 26 Resumen de autores escogidos	104

INTRODUCCIÓN

JUSTIFICACIÓN

Las obras hidráulicas en la ingeniería civil, son el conjunto de estructuras construidas con el fin de manejar el agua, para ser utilizadas con la finalidad de mejorar la calidad de vida de los seres humanos.

El aprovechamiento máximo de los recursos hídricos es un tema de actualidad, debido a la gran relevancia e impacto que tiene el correcto uso del agua para la sostenibilidad del planeta, por ser esta el elemento vital para la subsistencia de los seres vivos en el ecosistema.

Las estructuras de carácter hidráulico se han venido construyendo desde tiempos inmemorables, siendo estas el motor fundamental para el desarrollo de la civilización humana; de manera más o menos tecnicada se comenzó a desarrollar a la par en cada asentamiento poblacional sobre el planeta, debido la necesidad de beneficiarse del agua, sea esta para alimentación, riego, aseo o aprovechamiento de su energía.

Los canales de riego constituyen obras hidráulicas destinadas a la conducción del agua desde la captación hasta el sitio donde será aplicada a los cultivos, este tipo de obras son relevantes por su impacto sobre la economía y desarrollo social, principalmente en regiones que tienen a la agricultura como su principal fuente de sustento.

En el cantón Santa Ana a la altura del puente de la ciudad debido a un taponamiento por acumulación de palizada en el cauce del Rio Portoviejo, se presentan casi año a año inundaciones; la palizada se atasca en este sitio debido a la obstrucción que causa una estructura metálica perteneciente al cruce del Canal de Riego Poza Honda Margen Izquierdo que cruza el rio de un lado a otro a una altura muy baja medida desde el fondo del rio hasta la parte inferior de la estructura.

La presente investigación toca un tema importante debido a que está directamente relacionada con la ciudadanía y su seguridad ante algún tipo de lluvia de gran de intensidad; el correcto paso del caudal del río determina la existencia o no de inundaciones en las zonas aledañas, salvo que sea un evento catastrófico de gran magnitud, en donde el desborde del río Portoviejo se deba a un exceso de caudal y no a un taponamiento en su cauce.

En la actualidad el correcto uso e implementación de obras hidráulicas civiles, cumple un rol fundamental en el equilibrio humanidad-naturaleza, debido a que con su adecuada utilización se puede utilizar al máximo sus beneficios sin causar un impacto negativo o al menos muy leve en ella, en el caso puntual del presente estudio, se trata de seguir utilizando el canal de riego Poza Onda Margen Izquierdo, con su cruce a través del Río Portoviejo, sin realizar una obstrucción a su cauce.

El fin de esta investigación es dar una solución viable para poder salvaguardar la integridad de la población y garantizar el correcto funcionamiento hidráulico del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo hasta ese punto, he aquí donde radica la importancia de esta investigación, misma que se realiza con los parámetros técnicos y criterios profesionales basados en los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y la tutela de docentes de la facultad de Ingeniería.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

En todo el mundo existen problemas relacionados al mal manejo del agua, es un elemento de vital beneficio para las poblaciones y asentamientos humanos, pero también se puede convertir en una poderosa arma destructora de la naturaleza cuando no es manejada de una manera correcta o cuando es intervenido su comportamiento natural por la mano del hombre, es decir cuando por aprovechar al máximo sus beneficios se crean obras que modifican el curso natural del agua tales como represas, canales, ductos, etc. Originando con tales intervenciones posibles consecuencias no deseadas, tal como pasa en Santa Ana, donde hay desbordes del río Portoviejo por la intervención del hombre con una estructura hidráulica que genera una obstrucción al cauce natural del río en las crecientes. Si el problema de inundaciones y mal funcionamiento hidráulico de esta estructura está asociado a su construcción y ubicación, surgen las siguientes preguntas:

- ¿Cómo es el actual funcionamiento hidráulico del cruce del canal?
- ¿Qué tipo de estructura es la que está generando el problema?
- ¿Cuál es el impacto negativo que genera sobre las zonas aledañas?
- ¿Cuál es la percepción de las autoridades o población en el tema?

Y finalmente surge la pregunta de ¿Cuál es la alternativa técnica más viable para el óptimo funcionamiento en el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo?

Variables:

- Diseño de una alternativa técnica que evite la obstrucción del cauce del río Portoviejo en ese punto.
- Óptimo funcionamiento en el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.

Objetivo General

- Determinar cuál es la mejor alternativa técnica para el óptimo funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.

Objetivos Específicos

- Recopilar datos, proyectos y fuentes bibliográficas sobre el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.
- Modelar en software la estructura existente, con su desempeño y funcionamiento hidráulico. ex
- Elaborar diseños básicos con las posibles soluciones al problema de taponamiento existente en el punto de cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.
- Analizar la factibilidad de las alternativas propuestas para evitar la obstrucción del cauce del río Portoviejo.

HIPÓTESIS

La implementación de un sifón hidráulico invertido que reemplace a la actual estructura, permitirá el correcto paso del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo a través del río Portoviejo; evitando así la obstrucción al cauce del río por ende problemas de taponamiento y desbordes en el sector.

MÉTODOS Y MATERIALES

Para llevar a cabo esta investigación es necesario contemplar que el proceso a seguir será el siguiente:

Dentro de la rama de la Hidrología se emplea el Método Racional, el mismo que es adecuado para la estimación de los caudales máximos para las pequeñas áreas de drenaje de hasta aproximadamente 80 hectáreas sin almacenamiento de inundación significativo. El método proporciona al diseñador un valor de caudal máximo, pero no proporciona una serie temporal de volumen de flujo.

A partir de los resultados proveídos por el Método Racional y con datos proporcionados por la Topografía del sitio se procede a realizar un modelado en la aplicación Autocad – Civil 3D.

Después de cumplir con los requerimientos previos, el proceso continúa con la elaboración de un Modelado en la Aplicación Hec – Ras, la misma que sirve como herramienta para determinar la magnitud de la obra hidráulica a diseñar. Finalmente se elabora el diseño hidráulico de la alternativa que se va a analizar.

APORTES O RESULTADOS ESPERADOS

La investigación se realiza en la cabecera cantonal de Santa Ana, de la provincia de Manabí, en la cual se analizan las estructuras existentes en el sitio, mismas que generan el problema, se pretende determinar y evidenciar la manera en que se desborda el río Portoviejo a la altura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo.

Este problema en el sitio afecta directamente a los habitantes del centro del cantón, quienes sufren el problema de inundación; por otra parte también se hayan involucrados los habitantes de las tierras que son beneficiarias del riego, ya que cualquier acción que se realice sobre el canal puede tener un impacto, pequeño, mediano o grande sobre ellos dependiendo de la magnitud y calidad de la obra a realizar; es así como el resultado de esta investigación entregará a la población un aporte técnico para la solución del problema que los aqueja.

ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El presente documento se encuentra dividido en las siguientes secciones:

- **Capítulo I**

Contiene todo el marco teórico referencial sobre los conceptos relacionados con la Hidráulica y en específico, el cálculo de sifones invertidos.

- **Capítulo II**

Este capítulo engloba todo aquello que corresponde al desarrollo de la investigación. Consta la metodología empleada, además del diseño realizado con sus respectivos cálculos.

- **Capítulo III**

Abarca el análisis y la evaluación de los resultados obtenidos en el capítulo II, con este capítulo se podrá conocer cuál de las alternativas planteadas es la más viable.

- **Conclusiones**

- **Recomendaciones**

- **Anexo1: Fotográfico**

- **Anexo2: Topográfico**

1. CAPITULO I

1.1. METODOLOGÍA

1.1.1. Método

El método de investigación empleado fue el Hipotético-Deductivo:

Este método se basa en pocas palabras en examinar la hipótesis según los datos que se van dando posterior a las investigaciones pertinentes.

Si la teoría del proyecto no se acomoda a los datos dados, se cambia la hipótesis a partir de deducciones.

“Se actúa entonces en ciclos deductivos-inductivos para explicar el fenómeno que queremos conocer (Pascual, 1996)”.

Se realizará esta clase de método porque por medio de la observación e investigación de lo ocurrido en la ciudad de Santa Ana con respecto al actual funcionamiento hidráulico del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo se estudiará una situación particular contenida en ella que puede afectar en un futuro el desarrollo de la ciudad.

1.1.2. Tipo de Investigación

Esta investigación se considera de tipo Descriptiva ya que es concluyente. Esto significa que a través de esta investigación se recoge información cuantificable que se puede utilizar para la inferencia de datos necesarios para el estudio. Como consecuencia de este tipo de investigación se toma la forma de preguntas cerradas, las mismas que serán respondidas al concluir.

Además es Comparativa ya que involucra datos de distintas naturalezas para hacer una comparación. En las investigaciones comparativas, se buscan patrones o tendencias al comparar las similitudes y diferencias en el tiempo y en diversas circunstancias.

1.1.3. Población y Muestra

La población que rodea a nuestra investigación son las personas que se ven afectadas por este problema, en este caso, los habitantes del sector quienes

sufren consecuencias de tipo económico al ser perjudicados por el desbordamiento del río Portoviejo.

1.1.4. Técnicas de Investigación

Para poder analizar de una mejor manera la investigación se realizarán técnicas de investigación tales como la visita a campo y el uso de software que permita la modelación hidráulica de un sifón invertido, el mismo que sería una alternativa de solución al problema planteado.

1.1.4.1. Visita a campo

La primera técnica a utilizar será la visita a campo, consiste en una inspección visual que permitirá conocer cuál es la situación actual del Río Portoviejo y del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo. Se realizarán varias visitas y en una de ellas también se realizarán los estudios topográficos necesarios para obtener datos que permitan realizar cálculos digitales.

1.1.4.2. Modelación Hidráulica

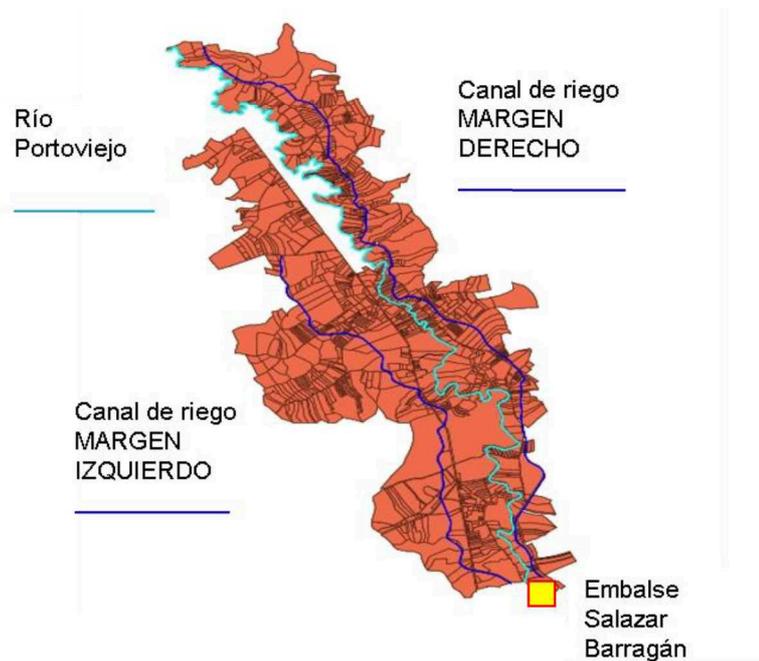
La modelación hidráulica consiste en ingresar datos al programa empleado, los datos serán topográficos e hidrológicos.

El programa se encarga de calcular caudal, área, tirante, velocidad y el punto de desborde. Con esta modelación se podrá constatar si la estructura propuesta permitirá un funcionamiento óptimo de los elementos de estudio.

1.2. ANTECEDENTES

Con el propósito de implementar una infraestructura de riego y drenaje en la provincia de Manabí, en la década de los 80 se construyó el sistema de riego Poza Honda sector 1, encargado de abastecer de agua al sector del valle comprendido entre Santa Ana y Portoviejo. Se realizaron una serie de obras como el embalse Salazar Barragán en Santa Ana del cual derivan los canales de riego Poza Honda Margen Izquierdo y Poza Honda margen derecho.

Figura 1 Esquema de Sistema de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo y Derecho



Fuente: SENAGUA

Este canal de riego perteneciente a la zona 1 Margen Izquierdo, nace en la presa derivadora Salazar Barragán y es parte del conjunto de canales del Proyecto Poza Honda, proyecto que es administrado por la entidad rectora del agua en la provincia.

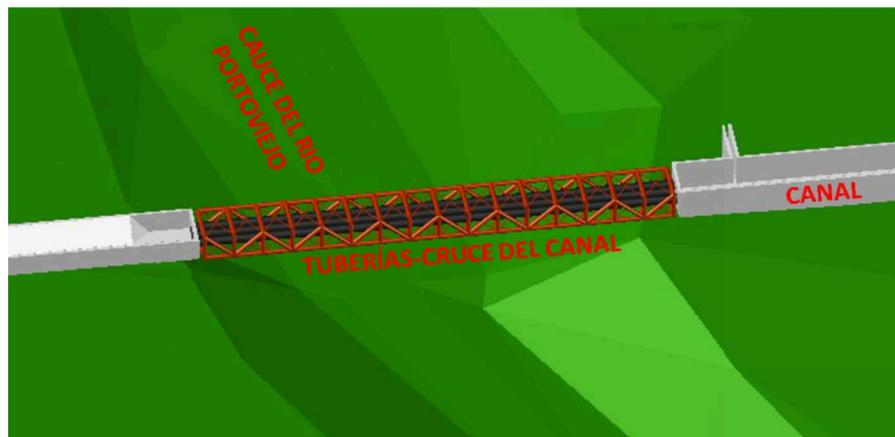
Originalmente se construyeron una serie de obras complementarias para dicho canal, entre estos estaba la construcción de sifones hidráulicos invertidos, para el correcto cruce del canal a través del río Portoviejo o para cruzar de una lado al otro de la vía Santa - Ana Portoviejo.

En el año de 1997-1998 con la llegada del fenómeno “El Niño”, se presentaron lluvias de gran intensidad y de gran duración, este evento catastrófico en Manabí sobrepasó muchas predicciones y destruyó las partes más vulnerables de la

provincia, gran cantidad de infraestructuras, más aun las que estaban directamente relacionadas con el manejo y control del agua; dentro de este grupo de estructuras afectadas se encontraba el canal de riego Poza Honda Margen Derecho.

Anteriormente existía un sifón hidráulico a la altura del puente que une a Santa Ana con otras comunidades de este cantón, en 1998 “El Niño” provocó un caudal grande; y los bajos presupuestos que se destinaban para construcciones de obras de carreteras, puentes, infraestructuras y equipamientos limitaban la capacidad de las mismas, así mismo no se destinaron recursos al mantenimiento y reparación de las obras, acelerando así su deterioro; por ello el sifón que ahí existía colapsó con esta gran avenida y su estructura desapareció arrastrada por la corriente del río.

Figura 2 Modelado 3D del Cruce del Canal de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo sobre el Río Portoviejo



Fuente: Autor

Quedó de esta forma inhabilitado el canal, dejando desbastecida y sin riego a la zona izquierda del valle. Se construyó de manera urgente una estructura que conectara el canal, para que de esta forma el agua pueda fluir a través de él y abastecer de riego al sector, como se muestra en las imágenes a continuación:

Figura 3 Cruce del Canal de Riego Poza Honda - Margen Izquierdo sobre el Río Portoviejo



Fuente: SENAGUA

Actualmente el canal en su margen izquierdo es parte de la gran infraestructura de riego que administra la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) y esta infraestructura es la que abastece de agua a los agricultores que siembran en épocas de verano a lo largo de todo el valle del río Portoviejo; sin embargo la estructura mostrada en las ilustraciones 2 y 3 genera problemas para los moradores de Santa Ana por causar taponamientos al río Portoviejo.

En la actualidad no hay información alguna o estudios sobre esta situación en particular, la poca información que existía se guardaba en las oficinas de la ex – Corporación Reguladora del Manejo Hídrico de Manabí (CRM), instalaciones que sufrieron un incendio y la información se perdió en aquel siniestro; según comentaron los actuales funcionarios de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA). Cabe recalcar que el CRM fue abolido como institución y sus técnicos conjuntamente con las funciones que estos realizaban fueron absorbidos por la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

El municipio del Gobierno Autónomo Descentralizado de Santa Ana tampoco cuenta con información técnica sobre el tema, la información existente en sus oficinas consta de fotografías e informes de cada evento de inundación sufrido debido a la estructura que cruza por sobre el río, en estos informes se evidencian los daños materiales y el taponamiento que se genera en el río.

1.3. CONTEXTUALIZACIÓN

1.3.1. Contexto macro

En los últimos años los problemas de agua han sido objeto de una preocupación y debates crecientes en el plano internacional. Del 26 al 31 de enero de 1992 tuvo lugar en Dublín (Irlanda) la Conferencia Internacional sobre el Agua y el Medio Ambiente (ICWE), patrocinada por el sistema de las Naciones Unidas. Dicha Conferencia destacó la necesidad de métodos innovadores para evaluar, desarrollar y manejar los recursos de agua dulce, como la correcta elaboración y distribución de canales hidráulicos.

El cambio climático, demográfico; y contaminación son los problemas principales que a nivel mundial amenazan las obras de canales de riego; según el experto japonés Yoshiaki Otsubo, por consiguiente el mismo advierte de una inseguridad alimentaria para el mundo en caso de no realizarse buenas construcciones o darles el respectivo tratamiento a las ya construidas.

Una causa fundamental por la cual no funcionan de manera eficiente los de canales de riego es por incorrectos diseños hidráulicos que prevean situaciones desfavorables que no permitan un buen desempeño. En este tipo de situaciones hace hincapié La Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), la cual ha invertido millones en el mejoramiento de infraestructura de canales como en Cochabamba, La Paz y Oruro de Bolivia.

1.3.2. Contexto Meso

Según una investigación en la Universidad Estatal de Bolívar del año 2011, en el Ecuador la mayor parte del consumo de agua se destina al riego, estimándose su uso en un 80% del consumo total; no obstante, las pérdidas en la captación, conducciones primarias, secundarias, terciarias y en el ámbito de parcela, hacen que las eficiencias varíen entre el 15% y 25%, lo cual ya representa un problema de orden hídrico.

En Fanllina-San Simón, de la parroquia San Simón del cantón Guaranda, se construyó un sistema de riego con poca eficiencia, que hasta la actualidad ha generado un sin número de inconvenientes en la zona, de orden social y económico; se atribuye su fracaso principalmente a la deficiente infraestructura de la obra.

Una investigación realizada en el Instituto de Altos Estudios Nacionales (IAEN), se aprecia la repercusión que generan los canales hidráulicos cuando no son correctamente realizados, en este caso se hace mención a la mala distribución del agua en Bolívar, provincia del Carchi, lo que ocasiona problemas que generan altos costos de producción y conflictos en la comunidad.

1.3.3. Contexto Micro

Entre los cantones Santa Ana y Portoviejo, se encuentra un sector altamente agrícola, en el cual se encuentran dos canales de riego, el Canal de Riego Poza Honda Margen Izquierdo y el Canal de Riego Poza Honda margen derecho, canales que deberían cumplir la función de abastecer eficientemente con la conducción del agua hasta cada recinto, pero la realidad es otra, hay constantes quejas de fallas en el canal y un déficit del agua necesaria para poder realizar los reguíos.

En el sitio Pachinche, del cantón Santa Ana, vienen existiendo constantes quejas por la falta del recurso hídrico para el sector, los pobladores de la zona atribuyen este déficit al pobre caudal generado desde la represa Barragán en las afueras de la ciudad.

Así mismo, en el cruce del canal “Poza Honda Margen Izquierdo” sobre el río Portoviejo, cantón Santa Ana, se han venido generando problemas, por la estructura hidráulica que pasa sobre el río. Anteriormente existía un sifón invertido, donde pasaba el cauce del canal por debajo del río, luego de la avenida de “El Niño” en el año 1998 este sifón fue arrasado por la corriente cortando así el cauce del canal. Luego de esto se realizó una obra de tipo emergente en la cual se colocaron tubos en el canal que conducían el fluido por encima del río, aquí se originó otro problema, en época de lluvias se acumula palizada generando el taponamiento del cauce del río, provocando así desbordes del mismo; y a esto se le suma un posible déficit en el volumen de fluido que puede circular a través de estos tubos para el correcto funcionamiento del canal.

Los habitantes del sector desean una urgente alternativa de solución a la problemática, ya que casi cada año sufren los estragos que conlleva la actual situación y estado de la estructura sobre el cauce del río, según los moradores de la zona con una solución civil en mano, hablando de una investigación que

haya analizado el problema, es más fácil hacer hincapié a las autoridades competentes para la pronta ejecución de la misma.

1.4. FUNDAMENTO FILOSÓFICO

El correcto manejo hídrico es un tema que está relacionado con toda la humanidad, el agua es necesaria para absolutamente todo y es el principal elemento de vida en nuestro planeta, en nuestro diario vivir debe estar el pensamiento y acción de cuidarla, preservarla y utilizarla de manera eficiente, para que la misma nos traiga un beneficio en vez de generarnos un problema cuando por mano del hombre se ha modificado su curso natural a través del suelo.

La relación hombre – naturaleza es de doble vía, una es la acción del hombre sobre ella para producir los bienes que necesita y la otra son las condiciones de la naturaleza para proporcionar los insumos para el desarrollo del hombre. El problema del medio ambiente generalmente se acentúa en la primera de estas relaciones, porque permite visualizar mejor los problemas ambientales, sin embargo la segunda relación es definitiva pues en ella se articulan las formas en que el hombre extrae los recursos de la naturaleza. (Quintero & Fonticela, 2011). Este estudio investiga una forma correcta de mantener el equilibrio entre el hombre y la naturaleza, en este caso específico aprovechando el canal para los reguíos campesinos, sin afectar la circulación del agua a través de sus canales naturales.

1.5. FUNDAMENTO TEÓRICO REFERENCIAL A PARTIR DE LAS CATEGORÍAS BÁSICAS

1.5.1. Conceptos Hidráulicos

1.5.1.1. Hidrología

La Hidrología es la ciencia que trata con las aguas de la tierra, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico tales como: precipitación, la consiguiente escorrentía, infiltración, almacenamiento, evaporación eventual, etc. También hace referencia a las reacciones físicas y químicas del agua con el resto de la tierra, y su relación con la vida en la misma.

1.5.1.1.1. Ciclo Hidrológico

El ciclo hidrológico comienza cuando el Sol calienta el agua de los océanos, lagos y arroyos. El agua caliente es capaz de evaporarse, lo que significa que se convierte en vapor de agua y entra en el aire. El agua también puede entrar al aire cuando las plantas "respiran" en un proceso conocido como transpiración. Un árbol promedio puede insertar varios galones de agua en el aire todos los días.

La condensación es el proceso a través de la cual el vapor de agua en el aire se convierte en un líquido y forma nubes. Las gotas de lluvia a menudo se forman cuando el vapor de agua entra en contacto con el polvo en el aire. Las partículas de polvo se mueven a través del aire, reuniendo poco a poco más moléculas de vapor de agua alrededor; finalmente, una gota de lluvia se habrá formado alrededor de la partícula de polvo.

El siguiente paso en el ciclo hidrológico es la precipitación en la que el agua de las nubes cae de nuevo a la tierra en forma de lluvia, nieve o aguanieve. El agua se precipita de las nubes cuando la temperatura desciende. La caída de la temperatura del aire puede producirse cuando el aire se mueve hacia arriba a lado de una montaña o cuando una masa de aire frío entra en contacto con la masa de aire caliente.

La lluvia tampoco puede convertirse en aguas superficiales o subterráneas, o puede evaporarse de nuevo en el aire. El agua superficial es cualquier agua que se encuentra en la superficie de la tierra, incluyendo arroyos, ríos, lagos y océanos. El agua subterránea es agua que se hunde en la tierra y forma depósitos subterráneos conocidos como acuíferos. Con el tiempo, el agua de lluvia se evapora de nuevo en el aire y el ciclo hidrológico continúa.

1.5.1.1.2. Método Racional

El Método Racional es el método más utilizado para determinar el caudal máximo de pequeñas áreas de drenaje. Descarga máxima es la mayor cantidad de escorrentía que sale de la cuenca en un momento dado.

El método racional es más eficaz en áreas urbanas con áreas de drenaje de menos de 200 acres. El método se usa típicamente para determinar el tamaño de las alcantarillas, canales y otras estructuras de drenaje. Este método no se

recomienda para el encaminamiento de las aguas pluviales a través de una cuenca o para el desarrollo de un hidrograma de escorrentía. Sin embargo, en aras de la simplicidad, que va a utilizar el Método Racional en su proyecto para determinar el tamaño de la cuenca de detención requerida para su sitio de construcción.

Cálculo del caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño se utiliza el método “Racional”, valedero para áreas menores a 500ha, quedando determinado en función de las variables de la fórmula presentada a continuación.

$$Q = 0.00278 * A * I * C \quad \text{(Ecuación 1. 1)}$$

Donde:

Q= Caudal de proyecto en m³/s,

A= Área de contribución en ha.

I= Intensidad de lluvia en mm/h.

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional.

Intensidad de lluvia

La intensidad de la lluvia queda determinada por la siguiente fórmula de acuerdo a la estación hidrométrica que se determine:

$$I_{TR} = k * I_{dTR} * t^n \quad \text{(Ecuación 1. 2)}$$

Donde:

I_{dTR}: Valor de la intensidad máxima de lluvia en 24 horas.

t: Tiempo de concentración en minutos.

k, n: Son constantes establecidas por la ecuación de intensidad para determinada zona.

Tiempo de concentración

El tiempo que demora el agua en escurrir desde la línea de divisoria de aguas hasta el punto de interés, es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0.385} \quad \text{(Ecuación 1. 3)}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración, (horas)

L = Longitud del cauce principal, (metros)

Δh = Diferencia de altura entre el punto más alto al más de la cuenca, (m).

1.5.1.2. Hidráulica

La Hidráulica se encarga del estudio de líquidos en reposo y en movimiento, especialmente bajo presión y aplica ese conocimiento en el diseño y control de máquinas.

1.5.1.2.1. Canales abiertos

Los canales son conductos abiertos o cerrados en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera; esto quiere decir que el agua fluye impulsada por la presión atmosférica y de su propio peso. (Ruiz, 2008).

El Canal Abierto se define como el flujo de fluido con una superficie libre abierta a la atmósfera. Los ejemplos incluyen los arroyos, ríos, etc. El flujo del canal abierto supone que la presión en la superficie es constante y la línea hidráulica grado es en la superficie del fluido.

El flujo estable e inestable depende de la profundidad de flujo y el cambio de velocidad con el tiempo en un punto. En general, si la cantidad de agua que entra no cambia, entonces el flujo se considera constante.

El flujo constante en un canal puede ser uniforme o no uniforme (variada) Cuando las velocidades medias en sucesivas secciones transversales de un canal son iguales, el flujo es uniforme. Esto ocurre sólo cuando la sección transversal es constante.

El área estimada del ducto en función de la siguiente expresión:

$$Q = A * V \quad \text{(Ecuación 1. 4)}$$

Donde:

Q: Caudal

A: Área del ducto

V: Velocidad del fluido

El flujo uniforme y flujo variado describen los cambios en la profundidad y la velocidad con respecto a la distancia. Si la superficie del agua es paralela a la parte inferior del canal de flujo es uniforme y la superficie del agua es en la profundidad normal.

Existe una gran cantidad de ecuaciones prácticas de flujo uniforme siendo la más utilizada la ecuación de Manning, que responde a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3}S^{1/2} \quad \text{(Ecuación 1. 5)}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Rugosidad (s/m^{1/3})

A = Área (m²)

R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo (m)

Con esta ecuación modela los eventos el software Hec-Ras.

El flujo no uniforme se produce cuando la profundidad o velocidad de cambio sobre una distancia, como en una constricción o más de un rifle. Poco a poco variada flujo se produce cuando el cambio es pequeño, y el flujo rápidamente variado se produce cuando el cambio es grande, por ejemplo una onda, cascada, o la rápida transición de un canal de corriente en la entrada de una alcantarilla.

Son aquéllos en los que el líquido circulante presenta una superficie libre sobre la cual rige la presión atmosférica. La sección transversal no tiene, necesariamente, un perímetro cerrado y cuando esto sucede, funciona parcialmente lleno. Entre los conductos libres, podemos citar todos los cursos de agua, las redes de alcantarillado pluviales y alcantarillados sanitarios, canales de riego agrícola, canales de navegación y los canales conductores de las hidroeléctricas. (Ruiz, 2008)

Tabla 1 Características de los canales abiertos

	Flujo de canales abiertos
De flujo impulsado por	Gravedad (energía potencial)
Sección transversal de flujo	Desconocido durante avances, porque la profundidad de flujo es desconocida
Parámetros de flujo	La profundidad de flujo se deduce simultáneamente desde la solución de continuidad y ecuaciones de momento
Condiciones específicas de limite	La presión atmosférica está en la superficie libre

Fuente: (Ruiz, 2008)

Tipos de canales abiertos

Canales artificiales

Los canales artificiales son todos aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo de la mano del hombre, tales como: canales de riego, de navegación, control de inundaciones, canales de centrales hidroeléctricas, alcantarillado pluvial, sanitario, canales de desborde, canaletas de madera, cunetas a lo largo de carreteras, cunetas de drenaje agrícola y canales de modelos construidos en el laboratorio. (Ruiz, 2008)

Estos son los canales hechos por el hombre. Incluyen los canales de riego, canales de navegación, aliviaderos, cloacas, alcantarillas y zanjas de drenaje. Por lo general se construyen en una sección transversal regular de dan forma a lo largo - y por tanto son los canales prismáticos (no se ensanchan o se estrechan a lo largo del canal. En el campo, son comúnmente construidos de hormigón, acero o tierra y tienen la rugosidad de la superficie razonablemente bien definida (aunque esto puede cambiar con el tiempo).

Canales naturales

Incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, ríos pequeños y grandes, arroyos, lagos y lagunas. Las corrientes subterráneas que transportan agua con una superficie libre también son consideradas como canales abiertos naturales. (Ruiz, 2008)

Los canales naturales pueden ser muy diferentes. Ellos no son regulares ni prismáticos y sus materiales de construcción puede variar ampliamente (aunque son principalmente de tierra esto puede poseer diferentes propiedades.) La rugosidad de la superficie a menudo cambia con la distancia del tiempo y aun elevación. En consecuencia se hace más difícil de analizar con precisión y obtener resultados satisfactorios para canales naturales a diferencia de los canales hechos por el hombre. La situación puede complicarse aún más si el límite no es fijo, es decir la erosión y deposición de sedimentos.

Propiedades geométricas necesarias para análisis de canales

Los elementos geométricos son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes y se utilizan con amplitud en el cálculo de flujo. Para secciones de canal regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. (Ruiz, 2008)

Para el análisis se requieren diversas propiedades geométricas de las secciones transversales de los canales. Para canales artificiales por lo general se pueden definir mediante ecuaciones algebraicas simples dadas y la profundidad de flujo.

Las propiedades geométricas comúnmente necesarias son:

- Profundidad (y) - la distancia vertical desde el punto más bajo de la sección de canal a la superficie libre.
- Etapa (z) - la distancia vertical desde la superficie libre de un dato arbitrario
- Zona (A) - el área de sección transversal de flujo, normal a la dirección del flujo.
- Perímetro mojado (P) - la longitud de la superficie humedecida se mide normal a la dirección del flujo.
- Anchura de la superficie (B) - anchura de la sección de canal en la superficie libre
- Radio hidráulico (R) - la relación del área de perímetro mojado (A / P)
- Profundidad significativa (D_m) - la relación del área a la superficie anchura (A / B)

1.5.1.2.2. Sifones

Un sifón (en hidráulica) es un conducto cerrado, utiliza la presión atmosférica para efectuar o aumentar el flujo de agua a través de ella. Un conducto o alcantarilla con una U de rasante en forma de V para permitir que pasen por debajo de una carretera de intersección, arroyo u otra obstrucción.

Sifones invertidos

Las alcantarillas de aguas pluviales y aguas residuales a menudo se encuentran con obstáculos tales como ríos, otras tuberías, subterráneos, túneles, o valles. Para superar estos obstáculos, un método común es que el tubo de drenaje caiga bruscamente, a continuación, ejecute horizontal debajo de la obstrucción, y, finalmente, la altura de la elevación deseada. La tubería que pasa por debajo de la obstrucción es tradicionalmente conocida como "sifón invertido".

Escogida la sección del conducto y determinada la longitud de la transición; con la topografía detallada del cruce se traza el perfil del terreno y sobre este, se dibuja el perfil longitudinal del sifón. (Ruiz, 2008)

A diferencia de la tubería principal de alcantarillado, el tubo de sifón fluye bajo presión. Se debe tomar especial cuidado en el diseño del sifón invertido ya que las pérdidas son mayores para el flujo a presión, y la velocidad en cada tubo de sifón debe ser de al menos 3 pies / s (0,9 m / s) para las aguas residuales o 4 pies / s (1,2 m / s) para aguas pluviales (Metcalf y Eddy, 1981). Por lo tanto, incluso si sólo hay una tubería principal de alcantarillado, pueden ser necesarios varios sifones. Para mantener el material suspendido. Por lo tanto, pueden ser necesarios varios sifones tienen diámetros más pequeños que el colector principal. El cálculo calcula sifón diámetros (o desviar los flujos), velocidades, alturas de entrada de la pared de cámara, y sifón elevaciones invertidas.

1.5.1.2.3. Pérdidas de energía

La energía en general se considera que es una cantidad conservadora que se transforma, pero nunca se pierde. Para los propósitos de representación de flujo de agua en ingeniería civil a menudo es suficiente concebir transformaciones de energía tales como una cascada: a partir de energía potencial gravitatoria, esta se transforma en energía cinética y luego en energía térmica.

La energía total de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección se define como la suma de las energías de posición, más la de presión y más la de velocidad, es decir:

Energía total = Energía de posición + Energía de presión + Energía de velocidad.
(Ruiz, 2008)

Las pérdidas de energía en las tuberías y las redes hidráulicas, designan la pérdida irreversible de energía de presión que se somete a un líquido o un gas a medida que pasa a través de un conducto, u otra instalación de la red de fluido. Estas pérdidas de energía relacionadas con la velocidad del fluido (baja velocidad = caída de presión baja), es causada por la conversión en calor de la fricción interna causada por:

- La viscosidad del fluido (un fluido perfecto, sin viscosidad, no genera una caída de presión),
- La rugosidad de las paredes,
- Las variaciones de velocidad
- Y cambios en la dirección del fluido.

Entonces al momento de calcular, debemos considerar estos importantes factores:

- La velocidad del fluido es alta y la rugosidad es importante.
- Variación de la velocidad debido al cambio de la sección es importante y repentina.
- El cambio de dirección es importante y repentino.

Estas pérdidas de energía son por lo tanto mínimas si:

- La velocidad es baja y las superficies son lisas.
- La variación de velocidad debido a un cambio en la sección es gradual y bajo.

Se determina la pérdida de carga por la transición de entrada al ducto, es decir el cambio de sección que existe entre la cámara de sedimentación y el ducto del sifón; se determina con la siguiente fórmula:

$$h_i = 0.4 \frac{vd^2 - vc^2}{2g} \quad \text{(Ecuación 1. 6)}$$

Donde:

Hi: Pérdida de carga por transición

vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

vc: Es la velocidad antes del inicio de la transición.

Operando con estas variables en la expresión, tenemos una pérdida de 0.081m

Pérdidas de carga por entrada al conducto:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través del cabezal de entrada; se determina con la siguiente fórmula:

$$h_e = k \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1.7})$$

Donde:

He: Pérdida de carga por entrada

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

k: Es una constante de acuerdo a la forma que el ducto se inserta en el cabezal, para este caso es "acampanado" con un valor k=0.04

Operando con estas variables en la expresión, tenemos una pérdida de 0.009m

Pérdidas de carga por codos:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través de los codos, que por su forma generan una pérdida de energía. Esta pérdida se encuentra dada por la siguiente fórmula

$$h_c = 0.25 \sqrt{\frac{\alpha}{90}} * \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1.8})$$

Donde:

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

α : Es el ángulo del codo

Pérdidas de carga por fricción en el conducto:

Se determina la pérdida de carga por la fricción que existe en el ducto, es decir la resistencia que ponen las paredes del ducto al paso del fluido. Esta pérdida se encuentra determinada por la siguiente fórmula

$$hf = \left(\frac{V*n}{R^3} \right)^2 * L \quad \text{(Ecuación 1. 9)}$$

Donde:

Hf: Carga por fricción

V: Velocidad del agua en el ducto

R: Radio hidráulico

L: Longitud del ducto

n: Coeficiente de rugosidad

Pérdidas de carga por transición de salida

Finalmente se determina la pérdida de carga por la transición de salida del ducto, dado por la siguiente fórmula:

$$hs = 0.7 \frac{vd^2 - vs^2}{2g} \quad \text{(Ecuación 1. 10)}$$

Donde:

hs: Pérdida de carga por transición de salida

vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

vs: Es la velocidad al final de la transición.

Al final de la transición se retoma una velocidad de fluido de 1m/s. En función de los valores de esta fórmula se obtiene una pérdida por transición de salida de 0.10m

Pérdidas de cargas totales:

Sumando todas las pérdidas de cargas parciales se obtienen las pérdidas de carga totales; y por seguridad se le aumenta un 10%.

$$Ht = 1.1 (ht + he + hf + hc + hs) \quad \text{(Ecuación 1. 11)}$$

Donde:

Ht: Es la pérdida de carga total

Para determinar el diámetro de la tubería necesario utilizamos la siguiente expresión:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot V}} \quad (\text{Ecuación 1. 12})$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería

Q: Caudal de la tubería

V: Velocidad del fluido

Estructuras de Transición

Son obras que se proyectan para producen cambios graduales en la trayectoria de las líneas de corriente para reducir las pérdidas de energía y proteger de la erosión; se utilizan básicamente en las entradas y en las salidas de las estructuras y los cambios sección de los canales

Las transiciones pueden ser bruscas o suaves siendo las más comunes las primeras pues las transiciones suaves en la mayoría de las ocasiones no se justifican por su complejidad de construcción, y por justificarse sólo en casos en donde se requiera conservar las pérdidas de energía en sus valores mínimos.

Las estructuras de transición de entrada producen aceleraciones graduales en la velocidad del agua y las transiciones de salida producen la desaceleración de la velocidad del agua.

Diseño hidráulico

Ahogamiento

El ahogamiento corresponde a una lámina de agua que tiene por objeto impedir la entrada de bolsas de aire a los ductos o tuberías produciendo la reducción de la capacidad de conducción como por ejemplo en el caso de los sifones invertidos. En general, la transición de entrada debe tener un ahogamiento de 1.5 veces la diferencia entre las cargas de velocidad del canal y de la tubería, o un mínimo de 8 cm y un valor máximo de 45 cm.

El ahogamiento se mide entre la superficie libre del agua en el canal, aguas arriba de la transición de entrada y del dintel del ducto.

Con el objeto de disminuir las pérdidas de carga en el ducto, la descarga y en la salida debe ser proyectada libre o sumergida. Si el ahogamiento es mayor de un sexto del diámetro del ducto en la salida, la pérdida de carga se debe calcular como ensanchamiento brusco y no transición de salida.

Pérdidas de carga

La pérdida de carga en una transición se encuentra en función de la diferencia de carga de velocidad antes y después de la transición (Δh_v):

$$(\Delta h_v) = (V_d)^2/2g - (V_c)^2/2g \quad \text{(Ecuación 1. 13)}$$

Para transiciones pequeñas que no superen un caudal de 2.8 m²/seg, se considere despreciable la pérdida de carga por fricción, y por lo general puede ser omitida.

Denominando K1 o K2, los coeficientes para obtener las pérdidas de energía en la entrada y salida de una transición, podemos calcular las pérdidas de carga con base en las siguientes expresiones:

Para transiciones en tierra:

- Transición de entrada $h_e = 0.5 \Delta h_v$
- Transición de salida $h_s = 1.0 \Delta h_v$

Para transiciones en concreto:

- Transición de entrada $h_e = 0.4 \Delta h_v$
- Transición de salida $h_s = 0.7 \Delta h_v$

De acuerdo a la forma de la transición, V.T. Chow recomienda los siguientes coeficientes:

Tabla 2 Coeficientes para Tipos de Transición

Tipo de transición	Coeficiente de Entrada	Coeficiente de Salida
Alabeado	0.10	0.20
Cuarto de círculo	0.15	0.25
Simplificado	0.20	0.30
En línea recta	0.30	0.50
Cuadrada	0.30	0.75

Fuente: (Ruiz, 2008)

El cálculo de la cámara de sedimentación, permite determinar la velocidad de sedimentación V_{d0} , la que se obtiene utilizando la expresión de Zanke.

$$v_{D_0} = \frac{100}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1 \right) \quad \text{(Ecuación 1. 14)}$$

La longitud mínima para la sedimentación es calculada con la siguiente expresión:

$$L \geq \frac{Q}{V_D \times B} \quad \text{(Ecuación 1. 15)}$$

Siendo:

L: Longitud del tanque de sedimentación

Q: Caudal

V_{d0} : Velocidad de sedimentación.

B: La base del canal

Ángulo de la superficie del agua

Las mejores condiciones hidráulicas se pueden obtener si el ángulo que forma la intersección de la superficie del agua y la pared en el inicio y final de la transición, con el eje de la estructura no debe ser mayor de $27^\circ 30'$ para la transición de entrada y $22^\circ 30'$ para la transición de salida.

Es muy común adoptar el mismo ángulo para la entrada y la salida, lo importante es mantener el rango recomendado: $22^\circ 30' < \alpha < 27^\circ 30'$; un valor de diseño

frecuentemente utilizado por su economía corresponde a un ángulo de 25° que permite utilizar la misma transición a la entrada y la salida.

Es importante observar que para el caso de transiciones alabeadas, cuando la magnitud de la obra y la necesidad de mantener muy pequeñas las pérdidas de carga la transición se suele proyectar con un ángulo de 12° 30' máximo, con el objeto de obtener un flujo tranquilo.

Dimensiones

Longitud de la transición (L)

Se recomienda tomar un mínimo de 1.50 m; también se obtienen buenos resultados cuando se toma la longitud igual a tres veces el diámetro del ducto.

Ancho de la plantilla en la entrada de la transición

Se encuentra en función del ángulo de la superficie del agua si se acepta que el valor (y) según se indica en el plano tipo para transiciones, entonces el valor de (C) se puede estimar con base en la siguiente tabla:

Tabla 3 Relación del diámetro del tubo (D) y tirante en el canal (d) y su Angulo

Relación del diámetro del tubo (D) y tirante en el canal (d)	Angulo de la superficie del Agua		
	22° 30'	25°	27° 30'
D < d	0.50 D	0.8 D	1.1 D
D = 1.25 d	1.1 D	1.4 D	1.7 D
D = 1.50 d	1.5 D	1.8 D	2.1 D
D = 2 d	2.0 D	2.3 D	2.6 D

Fuente: (Ruiz, 2008)

Dimensión (B) de la plantilla al final de la transición

Se debe proyectar teniendo en cuenta que las paredes se construye con un talud de 1.5:1 y aproximadamente tangente al ducto a la altura del muro de la cabeza.

Borde libre

En canales revestidos el borde libre a lo largo de la transición de entrada y salida varía del borde libre de revestimiento, hasta el alrededor de 0.45 m en el muro de cabeza.

Para canales en tierra, el borde libre mínimo para la entrada una transición se puede obtener así:

Tabla 4 Tirante en la entrada de la transición y Borde Libre

Tirante en la entrada de la transición, en m	Borde libre mínimo, en cm
0.00 - 0.40	15
0.41 - 0.60	20
0.61 - 1.50	30

Fuente: (Ruiz, 2008)

Dimensiones

Para obtener las diferentes elevaciones de la transición, se presentan las siguientes definiciones:

- Elev. A: es la elevación del canal a la entrada de la transición.
- Elev. B: es la elevación de la plantilla de la transición en el muro de cabeza, se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$H_t = D / \cos\alpha \quad \text{(Ecuación 1. 16)}$$

$$\text{Elev. B} = \text{Elev. A} + d - a - H_t \quad \text{(Ecuación 1. 17)}$$

Donde:

HT= Diámetro total a la entrada de la tubería, en metros.

D= Diámetro de la tubería, en metros

α = Ángulo que forma la tubería con la horizontal en el muro de cabeza grados

a= Ahogamiento, en eme.

d= Tirante en el canal de entrada, en él.

Valor de p

El valor de p corresponde a la diferencia de elevación de la plantilla a la entrada de la transición y la del umbral del ducto en el muro de cabeza.

El valor de (p) se puede calcular en la siguiente forma:

- Transición de entrada $p \leq 3/4 D$
- Transición de entrada $p \leq 1/2 D$

Donde:

D= Diámetro del ducto, en m

1.5.1.2.4. Socavación

El fenómeno de socavación puede ser definido como una excavación producida por el agua. Además del debilitamiento gradual debido a la composición del suelo, un debilitamiento repentino puede ocurrir, cuando el ángulo de la pendiente de la cama es mayor que el ángulo de fricción interna.

Fórmulas y datos empleados

Para la evaluación de la erosión general existen un gran número de relaciones empíricas o semi empíricas, las cuales tienen un uso generalizado, dado las dificultades anotadas en relación con los Modelos Numéricos.

Los métodos existentes se reducen a la ecuación del tipo siguiente:

$$h_s = C_o * qC_1 / DC^2 \quad \text{(Ecuación 1. 18)}$$

Donde:

h_s, es la profundidad final del flujo

q, es el caudal por unidad de ancho

D, es el diámetro de las partículas

Tabla 5 Coeficientes de los Métodos de Socavación General

AUTOR	Co	C1	C2
Licshvan-Levediev	0.333	0.71	0.199
Blench	0.38	0.667	0.167
Maza – Echavarría	0.365	0.784	0.157
Kellerhals	0.47	0.8	0.12
Farías	0.35	0.7	0.2
Neill	0.32	0.798	0.2

Fuente: (Ordoñez, 2010)

Respecto a las relaciones mencionadas, es posible afirmar que la del autor Lischvan – Levediev es la única que recibió un proceso de calibración en ríos de llanura, y por lo tanto sus coeficientes responden a una condición previa al paso de la avenida, del denominado transporte continuo de sedimentos, situación que produce estimaciones conservadoras en métodos que no consideran dicha situación.

Por otro lado, (Ordoñez, 2010), ha asociado el Número de Froude del flujo con los fenómenos de socavación general, introduciendo una ecuación totalmente diferente:

$$h_{smax} = 0.472 * q_{max}^{0.71} / F_{pmax}^{0.51} \quad \text{(Ecuación 1. 19)}$$

$$q_{max} = 1.551 q^{0.984} \quad \text{(Ecuación 1. 20)}$$

$$F_{pmax} = 0.85 * F_{prom} + 0.01 \quad \text{(Ecuación 1. 21)}$$

Donde:

h_{smax}, es la socavación general máxima

q_{max}, es el caudal unitario máximo

F_{pmax}, es el

número de Froude

de máxima profundidad

F_{prom}, es el número de Froude promedio

1.5.2. Conceptos Geotécnicos

1.5.2.1. Suelos

El suelo es aquel que sustenta la vida en la superficie de la tierra, es la base de toda la agricultura. Contiene minerales y grava de la meteorización química y física de las rocas, la descomposición de materia orgánica (humus), microorganismos, insectos, nutrientes, agua y aire. Los suelos difieren de acuerdo con el clima, la estructura geológica, y precipitaciones de la zona y constantemente se están formando y removidos por natural, animal, y la actividad humana.

El suelo es un material de tres fases que consta de partículas sólidas que componen el suelo esqueleto y vacíos que pueden ser llenados con agua si el suelo está saturado, puede estar lleno de aire si el suelo está seco, o puede estar parcialmente saturado y contener ambos.

La combinación relativa de arena, limo y arcilla en un suelo define su textura. De lo expuesto antes sobre las propiedades y tamaños de partículas del suelo, debería ser obvio que la textura del suelo es importante en la determinación de las capacidades de retención de nutrientes en el mismo. Junto con la estructura del suelo (la disposición de partículas de suelo en agregados), la textura de este también es importante, su capacidad de retención de agua, el movimiento del agua, y la cantidad y el movimiento de aire del suelo en un suelo dado.

1.5.2.2. Granulometría

A través de la granulometría se puede expresar rápidamente el tamaño de grano medio de una arena dada. Se aproxima el número de mallas por pulgada de ese tamiz que acaba de pasar la muestra si sus granos de tamaño uniforme. Es aproximadamente proporcional al área de superficie por unidad de peso de arena, exclusiva de arcilla.

El módulo de finura contemplado en la granulometría es un factor empírico obtenido por la adición de los porcentajes acumulados de agregado retenidas en cada uno de los tamices estándar que van desde 80 mm a 150 micras y dividiendo esta suma por 100.

1.5.2.3. Densidad del suelo

La densidad, tal como se aplica a cualquier tipo de material monofásica homogénea de masa y el volumen, se expresa como la relación de masa a volumen. Bajo condiciones especificadas, esta definición conduce a valores únicos que representan una propiedad bien definida del material. Para materiales heterogéneos y multifásicos, sin embargo, como los medios porosos, la aplicación de esta definición puede conducir a resultados diferentes, dependiendo de la forma exacta en la masa y el volumen del sistema se definen. La densidad media se puede utilizar para definir las siguientes densidades:

- La densidad de sólidos o densidad de la partícula del suelo.
- Mayor o densidad seca.
- Total o densidad húmeda.

1.5.3. Softwares de modelado

1.5.3.1. Autocad Civil 3D

AutoCAD es una aplicación de software de redacción asistido por ordenador en 2-D y 3-D utilizado en la arquitectura y la construcción para ayudar en la preparación de planos y otros planes de ingeniería. Los profesionales que utilizan AutoCAD se refieren a menudo como proyectistas. Mientras los proyectistas trabajan en una serie de especialidades, las seis áreas de especialización más comunes son dibujo mecánico, dibujo arquitectónico, elaboración civil, redacción eléctrica, electrónica y de redacción aeronáutica.

Civil 3D es una aplicación de software de ingeniería utilizada por ingenieros civiles y otros profesionales para planificar, diseñar y gestionar proyectos de ingeniería civil. Estos proyectos se enmarcan en las tres categorías principales de desarrollo de la tierra, el agua y los proyectos de transporte; y puede incluir el desarrollo de área de construcción, ingeniería vial, el desarrollo del río, la construcción de puertos, canales, presas, diques, y muchos otros. Civil 3D permite crear modelos en tres dimensiones (3D) de la tierra, el agua, o las características de transporte, mientras que el mantenimiento de relaciones dinámicas a los datos de origen como objetos de explanación, líneas de corte, contornos y pasillos.

1.5.3.2. ArcGIS

ArcGIS utiliza el concepto de un Sistema de Información Geográfica (SIG) para construir mapas en los que cada categoría de elemento espacial es una capa separada. Las capas están espacialmente "registradas" por lo que cuando el usuario los programas puede alinearlos correctamente para construir un mapa que se superpone. Hay varios tipos de capas, y el usuario tiene muchas opciones en cuanto a cómo se representan ellos.

1.5.3.3. Hec-Ras

HEC-RAS es un programa informático que permite realizar los modelos hidráulicos de flujo de agua a través de los ríos naturales y otros canales, compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

- Modelización de flujo en régimen permanente
- Modelización de flujo en régimen no permanente
- Modelización del transporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

El programa es unidimensional, lo que significa que no hay modelado directo del efecto hidráulico de los cambios cruzados sección de formas, curvas, y otra de dos y aspectos tridimensionales de flujo. El programa fue desarrollado por el Departamento de Defensa, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos con el fin de gestionar los ríos, puertos y otras obras públicas bajo su jurisdicción; Fue desarrollado en 1995 y ha encontrado gran aceptación en la comunidad hidrológica desde entonces.

1.6. NORMAS EMPLEADAS

1.6.1. Reglamento Técnico de Diseño de Sifones Invertidos en Sistemas Sanitarios - Instituto Boliviano de Normalización Y Calidad

Este Reglamento está destinado a ingenieros proyectistas involucrados en el diseño de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales. Contiene los principales aspectos que deben ser considerados con el objetivo de uniformar el diseño de sifones invertidos en sistemas sanitarios. En el proyecto de obras de sistemas sanitarios, la topografía local puede exigir la ejecución de obras especiales como sifones invertidos, dada la necesidad de superar

obstáculos como, quebradas, ríos, canalizaciones de aguas pluviales, aductoras, cruce de túneles subterráneos (metros), etc. Siempre que sea posible se debe evitar el uso de sifones invertidos por los grandes inconvenientes que representa su conservación y mantenimiento, sin embargo muchas veces no es posible resolver de otra manera el problema de paso de depresiones.

1.6.2. Sistema de Clasificación de Suelos Unificado "U.S.C.S."

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra.

Este sistema divide los suelos primero en dos grandes grupos, de granos gruesos y de granos finos. Los primeros tienen más del 50 por ciento en peso de granos mayores que 0,08 mm; se representan por el símbolo G si más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en tamiz 5 mm, y por el símbolo S si más de la mitad pasa por tamiz 5 mm.

1.6.3. Norma ASME B31.3

La norma ASME B31.3 establece los requisitos para el uso de materiales y componentes, para el diseño, la fabricación, el ensamblaje, la instalación, la inspección y pruebas de tubería para procesar todo tipo de fluido incluyendo productos químicos puros, productos derivados del petróleo, del gas, vapor, aire, agua refrigerantes y fluidos criogénicos. Las reglas de esta norma se desarrollaron tomando en cuenta los parámetros relevantes para tuberías que se utilizan en refinerías de petróleo, plantas químicas, farmacéuticas, de textiles, de papel, de semiconductores y criogénicas, al igual que las tuberías utilizadas en plantas y terminales relacionados con el procesamiento de los líquidos ya mencionados.

1.6.4. Sistema de Clasificación de Suelos AASHTO

AASHTO, es la denominación al sistema de clasificación de suelos determinado y confeccionado por el Departamento de Caminos Públicos de USA (Bureau of Public Roads) que en sus inicios (Año 1929), era denominado AASHO. Este sistema es básicamente un sistema de clasificación de los diferentes tipos de suelos en 7 grupos, cada uno de estos grupos está determinado por ensayos de

laboratorio, granulometría, límite líquido e índice de plasticidad. Estos ensayos determinan el “índice de grupo”, número que clasifica a cada suelo el que está determinado por la siguiente formula empírica.

$$IG = (F - 35) (0,2 + 0.005 (WI - 40)) + 0,01 (F - 15) (IP - 10) \quad \text{(Ecuación 1.22)}$$

Donde:

F= Porcentaje que pasa por 0.08 mm, expresado en números enteros basado solamente en el material que pasa por 80 mm.

WI= Límite Líquido.

IP= Índice de Plasticidad.

1.6.5. Sediment Control Methods. Sedimentation Engineering – ASCE

Sediment Control Methods (Métodos de Control de Sedimentos) es un texto que sirve para entender la naturaleza y el alcance de los problemas de sedimentación, métodos para su investigación y enfoques prácticos para su solución. El manual se centra en los métodos de control de sedimentos de cuencas, ríos, canales y embalses. Publicado originalmente en 1975, este manual sigue siendo considerado el texto más importante en la ingeniería de la sedimentación.

2. CAPITULO II

2.1. HIDROLOGÍA

2.1.1. Características fisiológicas de la cuenca a tratar

En el Ecuador la zona costera presenta características propias de clima tropical, de acuerdo a la clasificación de Koppen; de manera general, estudios específicos han establecido que el clima de la costa ecuatoriana está influenciado por los cambios que ocurren en el Océano Pacífico y por el movimiento de la Zona de Convergencia Intertropical-ZCIT (CNEL, 2009).

El Cantón Santa Ana posee un clima Tropical húmedo que se localiza en sentido altitudinal entre los 4 y 460 msnm.

La topografía del cantón está por ser irregular en la zona alta y regular en la zona baja del Valle del Río Portoviejo; en su territorio, se encuentra un ramal de la Cordillera Chongón Colonche, siendo las elevaciones más importantes; los cerros de Bonce y Sasay, El Mate, la Cuesta y La Unión, su altitud es de 50 msnm; la elevación máxima es de 400 msnm. (Municipalidad de Santa Ana, 2015).

En cuanto a su hidrografía; ésta se encuentra representada por los ríos Portoviejo y Daule y es un punto de paso para el Sistema de Presas y Trasvases de la Provincia de Manabí, como se aprecia en la siguiente imagen.

Figura 4 : Sistema de Riego Manabí



Fuente: SENAGUA

El cantón Santa Ana se encuentra influenciado hidrológicamente por la represa Poza Honda, misma que está construida en tierra, con un núcleo de arcilla impermeable, se encuentra ubicada aproximadamente a 50 km de la ciudad de Portoviejo. Tiene una altura de 40 m con una capacidad de embalse aproximada de 89 millones según la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Cabe mencionar que la Presa de Poza Honda forma parte de un proyecto de propósito múltiple que incluye obras como:

- Planta de Tratamiento de Agua Potable de Guarumo, construida en 1974, con una capacidad de 43 000 m³/día.
- Sistema de Riego Poza Honda, construido en 1984 para atender 8 000 Ha.
- Plantas de Tratamiento de Agua Potable Cuatro Esquinas y El Ceibal con una capacidad de 90 000 m³/día, cada una.
- Y; control de inundaciones, propósito que influye directamente sobre esta investigación porque la represa descarga al río Portoviejo sobre el cual se realiza el estudio.

Figura 5: Represa Poza Honda



Fuente: SENAGUA

Desde que fue construida la represa en el año 1971 hasta la actualidad ha vertido un caudal máximo de 328m^3 , en el año 1998 con la llegada del fenómeno “El Niño”, datos emitidos por la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Siguiendo el trazado del río Portoviejo hasta la altura del cantón Santa Ana, se encuentra la represa reguladora Salazar Barragán, la cual se encarga de mantener un caudal óptimo para abastecer al sistema de riego Poza Honda Margen Izquierdo y Poza Honda Margen Derecho, cabe recalcar que el sistema de Riego Poza Honda Margen Izquierdo está conformado por el canal que se trata en el presente estudio.

Para el presente estudio hidrológico se determina el área de cuenca tomando en consideración las áreas aportantes que arrancan desde la compuerta Barragán ubicada en Santa Ana en las coordenadas (N: 9866350 E: 570807), hasta el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo ubicado en las coordenadas (N: 9866912 E: 569856) con una distancia aproximada de separación de un kilómetro siguiendo el cauce del río. Esta consideración se realiza con sustento en que existe un caudal controlado en esta compuerta, mismo que no superará los $400\text{m}^3/\text{s}$ ya que es el caudal máximo para el que fue diseñada, según la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

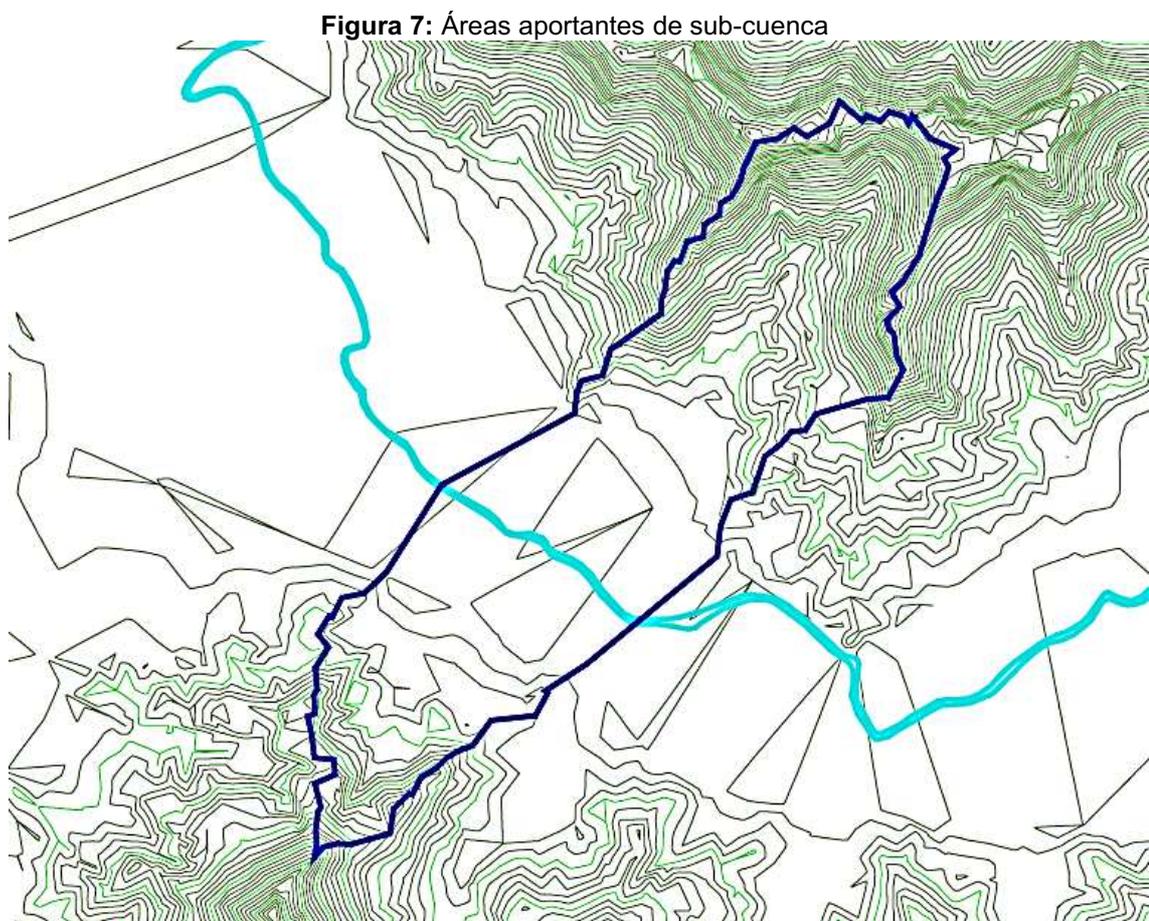
Figura 6: Vista aérea del tramo entre la compuerta y el cruce del canal.



Fuente: Google Earth

2.1.2. Área de aportación

Se realiza la delimitación de la cuenca aportante, en base a las cartas topográficas del IGM, escala 1:50000, procesadas en un Sistema Integrado de Gestión (SIG), para este estudio se digitalizan y determinan sus curvas de nivel con el software ArcGIS, posteriormente se exportan al AutoCAD Civil 3D donde se determinan los respectivos parte aguas en función de sus curvas de nivel. Teniendo modelado digital listo, se determina finalmente el área que tiene la cuenca y las vertientes por donde circulará el agua proveniente de las lluvias hasta el punto donde se desea determinar el caudal; a continuación se presenta la imagen proporcionada por el software de modelado AutoCAD Civil 3D, donde se muestra el relieve, delimitación de la cuenca aportante, curvas de nivel cada 10m las principales y cada 50 las secundarias.



Fuente: Autor

El área de la cuenca aportante queda determinada en 262.07 hectáreas.

2.1.3. Periodo de retorno

Los valores de caudales máximos que servirán para la identificación de los niveles de crecida de la cuenca del Río Portoviejo, responden directamente al período de retorno que será utilizado para el desarrollo del presente estudio.

Dicho valor es estimado de acuerdo a la magnitud, importancia y tiempo de durabilidad de la obra, así como también a los riesgos que la ocurrencia del evento signifique a la infraestructura que se encuentre dentro de su zona de incidencia.

Para determinar el período de retorno o recurrencia de diseño se realiza una estimación cualitativa diseñada por el MTOP, que se basa en un coeficiente de riesgo R que depende de factores socioeconómicos, de impacto o vulnerabilidad que influyen en la vida e importancia de la obra.

A continuación se presenta una matriz valorada que establece criterios generales con los que se selecciona el período de retorno, considerando el diseño de proyectos hidráulicos u obras de regulación de caudal.

Tabla 6 Coeficientes de Riesgo R

FACTOR	COEFICIENTES			SITIO EN ESTUDIO
	1	2	3	
DAÑOS DE LA TUBERIA	BAJO	MEDIANO	ALTO	3
DAÑOS A CARRETERAS	BAJO	MEDIANO	ALTO	1
PERDIDAS POTENCIALES DE VIDA	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
GARANTIAS DE SUMINISTRO A.P	85%	90%	95%	1
COSTO DE REPOSICIÓN	BAJO	MEDIANO	ALTO	3
TRAFICO PROMEDIO DIARÍO (TPDA)	<100	100 A 750	>750	1
EXISTENCIA DE FUENTES ALTERNATIVAS	SI	POCA	NINGUNA	3
NUMERO DE CRECIDAS REGISTRADAS	NINGUNA	UNA	VARIAS	3
IMPACTO ECONÓMICO	BAJO	MEDIANO	ALTO	3
RESPONSABILIDAD CIVIL	MINIMA	MEDIA	ALTA	3
TOTAL COEFICIENTE DE RIESGO R				23

Fuente: MTOP

Tabla 7 Coeficientes de riesgo - Años

COHEFICIENTE DE RIESGO	TR (AÑOS)
10.00 < R < 16.70	25
16.70 < R < 23.30	50
23.30 < R < 30.00	100

Fuente: MTOP

El factor de riesgo de 23, de acuerdo al criterio analizado, da como resultado un período de retorno de 50 años.

2.1.4. Cálculo del caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño se utiliza el método “Racional”, valedero para áreas menores a 500ha, quedando determinado en función de las variables de la fórmula presentada a continuación.

$$Q = 0.00278 * A * I * C \quad \text{(Ecuación 1. 23)}$$

Donde:

Q= Caudal de proyecto en m³/s,

A= Área de contribución en ha.

I= Intensidad de lluvia en mm/h.

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional,

2.1.4.1. Intensidad de lluvia

La intensidad de la lluvia queda determinada por la siguiente fórmula de acuerdo a la estación hidrométrica que se determine:

$$I_{TR} = k * I_{d_{TR}} * t^n \quad \text{(Ecuación 1. 24)}$$

Donde:

I_{d_{TR}}: Valor de la intensidad máxima de lluvia en 24 horas.

t: Tiempo de concentración en minutos.

k, n: Son constantes establecidas por la ecuación de intensidad para determinada zona.

2.1.4.1.1. Intensidad máxima de lluvia en 24 horas

Para un periodo de retorno de 50 años en Santa Ana tenemos un valor I_{d_{TR}} de 3.9 según el “Estudio de lluvias intensas, INAMHI 1999”.

Tabla 8 Intensidad Diaria para un Periodo de Retorno de 50 años

Intensidad diaria para un periodo de retorno de 50 años I _{d_{TR}}					
Santa Ana	5	10	25	50	100
M-034	2,93	3,23	3,61	3,9	4,18

Fuente: INAMHI

2.1.4.1.2. Tiempo de concentración

El tiempo que demora el agua en escurrir desde la línea de divisoria de aguas hasta el punto de interés, es determinado mediante la siguiente ecuación:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0.385}$$

(Ecuación 1. 25)

Dónde:

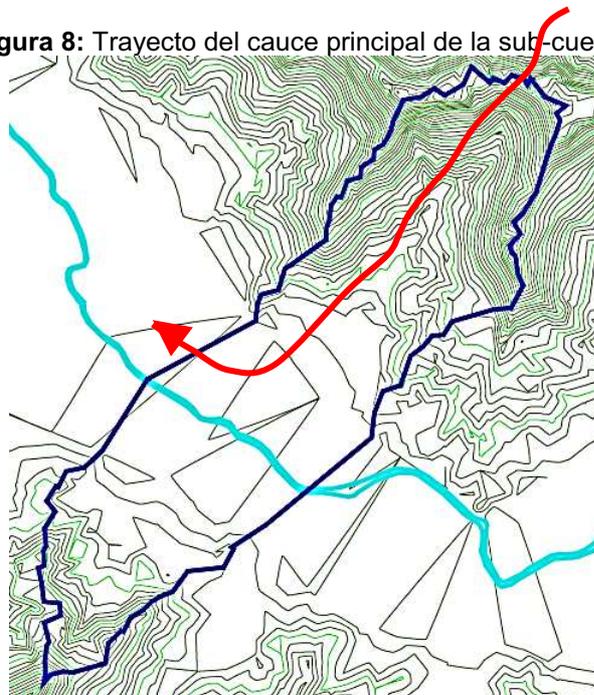
t_c = Tiempo de concentración, (horas)

L = Longitud del cauce principal, (metros)

Δh = Diferencia de altura entre el punto más alto al más de la cuenca, (m).

La longitud del cauce principal se toma desde el punto más alto de la cuenca y sigue su trazado a través de ella siguiendo el recorrido de la gota de agua, este recorrido se determina mediante el software AutoCAD civil 3D, también se hace evidente cuando se leen las curvas de nivel de la cuenca. La longitud del cauce principal es: de 2773m. Se muestra a continuación un esquemático del recorrido del cauce principal.

Figura 8: Trayecto del cauce principal de la sub-cuenca



Fuente: Autor

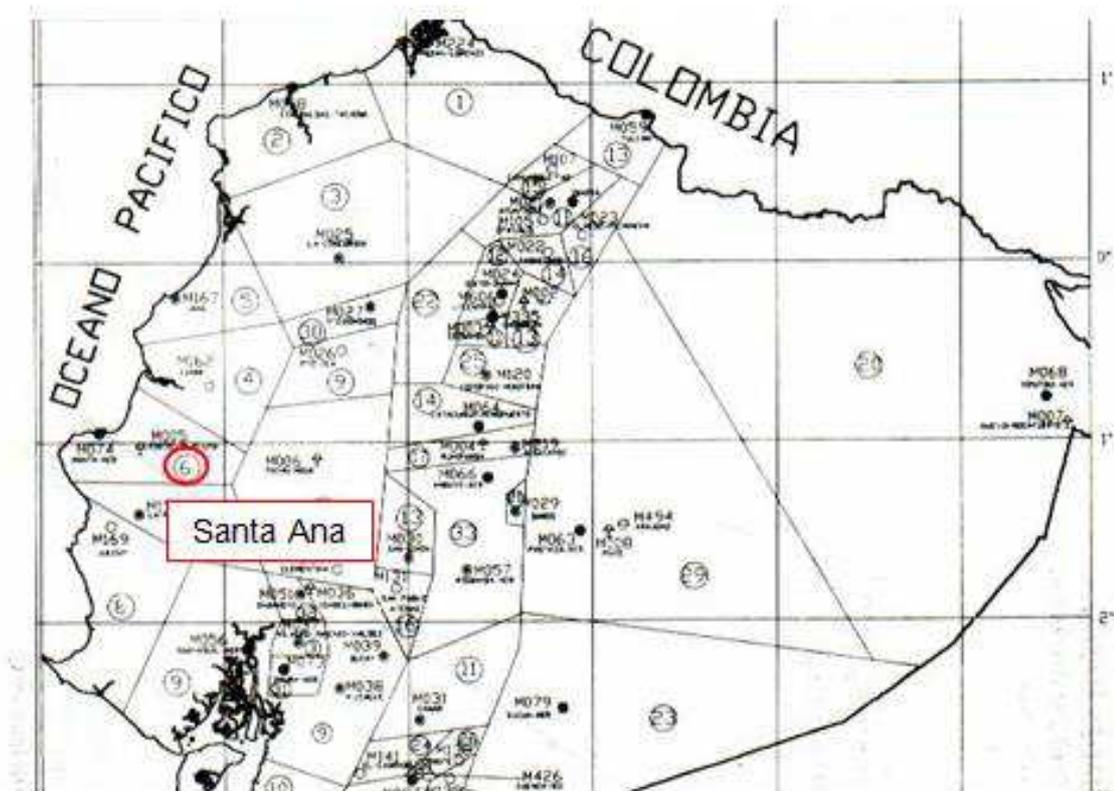
El punto más alto de la cuenca se encuentra a 395msnm y el más bajo a 60msn, dando una diferencia de 335m.

Con la longitud del recorrido de la gota de agua y la distancia que desciende a través de él, se determina una pendiente media del terreno del 12%, que es el resultado de dividir la longitud del recorrido para la distancia descendida.

Con las variables de la fórmula (Ecuación 1. 3) determinadas y reemplazadas en la misma obtenemos un tiempo de concentración de 0.33 horas o 19.74 minutos.

La estación hidrométrica correspondiente al área de estudio es la zona 06, tal como se muestra en la siguiente figura, de acuerdo al informe del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), del año 1999 que considera los efectos de los fenómenos de “El Niño”, en los años 1982, 1992 y 1997:

Figura 9: Zonificación de estaciones meteorológicas ecuatorianas



Fuente: INAMHI

Los parámetros n , e Id_{TR} para esta zona en un tiempo de concentración de 19.74 minutos son: $k= 57,598$ $n= -0,427$

Teniendo los siguientes valores determinados:

- t: 19.74 minutos
- I_{dTR} de 3.9
- k: 57,598
- n: -0,427

Reemplazados en la fórmula (Ecuación 1. 2), obtenemos una intensidad de lluvia de 62.91mm/h.

2.1.4.2. Coeficiente de escorrentía

El área de cuenca hidrológica determinada se encuentra recubierta por hierba y grama en un tipo de suelo semi-permeable; la fisiología del recorrido de la gota de agua tiene una pendiente promedio del 12%, considerada media según la tabla proporcionada por la norma para el Diseño Geométrico de carreteras del Ecuador; con la misma tabla y en base a los valores antes mencionados se determina un coeficiente de escorrentía correspondiente a 0.4.

Tabla 9 Coeficientes de Escorrentía

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C					
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO			
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE
		50%	20%	5%	1%
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10

Fuente: Normas de Diseño Geométrico de Carreteras del Ecuador

Con los valores determinados de:

I: 62.91mm/h

A: 262.07ha

C: 0.4

Reemplazados en la fórmula (Ecuación 1. 1) tenemos un caudal de diseño generado por la cuenca aportante analizada de $18.33\text{m}^3/\text{s}$.

Este caudal es generado para un periodo de retorno de 50 años es decir, será nuestro pico máximo durante 50 años, cabe recalcar que estos métodos son estadísticos y por estadísticas siempre existe la probabilidad de que sucedan o no sucedan; en este caso la probabilidad más desfavorable a suceder es que el caudal supere el valor calculado, sin embargo es el resultado de las consideraciones a tomar en los cálculos establecidas por las distintas normativas que los rigen.

El caudal calculado no es aún el definitivo para los posteriores cálculos hidráulicos, a este se le suma un caudal de $400\text{m}^3/\text{s}$, que es el caudal máximo que puede pasar a través de la presa reguladora Salazar Barragán ubicada aproximadamente un kilómetro aguas arriba del cruce del canal Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.

Se considera que si el caudal excede los $400\text{m}^3/\text{s}$ en la presa reguladora, se causará el desbordamiento del río Portoviejo en dicho punto al no poder pasar más cantidad de fluido a través de las compuertas, por ende el exceso de agua se esparcirá en las zonas aledañas al sitio donde se encuentra la presa reguladora inundándolas y así no se descargará más de $400\text{m}^3/\text{s}$ al río Portoviejo; también se estima esa capacidad de evacuación de la presa si la misma estuviera en óptimas condiciones, pero a la fecha por la sedimentación que en ella se ha presentado según técnicos de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) es difícil que logre pasar ese caudal a través de sus compuertas.

Finalmente sumando el caudal determinado por estudio hidrológico más el caudal máximo que puede pasar a través de la presa reguladora Salazar Barragán, tenemos un caudal de diseño total de $418.33\text{m}^3/\text{s}$, mismo que es el pico máximo para un periodo de retorno de 50 años.

2.2. TOPOGRAFÍA Y LEVANTAMIENTO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Este trabajo que se realiza consiste en el estudio topográfico del sitio en el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo; se compone por un levantamiento altimétrico y planimétrico del cauce del río 200m aguas arriba; y 200m aguas abajo medidos desde cruce del canal de riego. Así

mismo se levantan las estructuras existentes correspondientes a la entrada y salida del cruce del canal.

Los trabajos topográficos se realizan con una estación total Sokkia Serie 630RK, de 6 segundos de precisión angular y 0.001 m de precisión longitudinal; y un GPS modelo Garmin Dakota 20 con un error de ± 2 m a cielo despejado. Los puntos con sus respectivas coordenadas y cotas se encuentran en el “*Anexo Topográfico*” de esta investigación.

La información que se obtiene en campo se trabaja conjuntamente con las cartas topográficas del IGM, escala 1:50000, procesadas en un SIG. Generando así el relieve de la zona, pudiendo determinar de esta manera su forma y área. Estos procesos se realizan con el software AutoCAD Civil3D, donde se cargan los puntos y posterior a eso se modela la superficie del terreno tomada con la estación total.

La topografía se la realiza midiendo los puntos importantes geoméricamente del terreno; es decir los puntos vértices donde exista un cambio de dirección brusco o significativo en el trazado del terreno. En el cauce del río se toman los puntos del eje y borde del cauce, así como al pie y corona de talud que corresponda a dicha sección transversal.

Dentro del estudio topográfico también se encuentra la inspección y valoración visual de las estructuras existentes, su estado a nivel estructural y de corrosión ya que los levantamientos de tipo topográficos no pueden mostrar dicha valoración dentro de su alcance; ciertos elementos pueden existir geoméricamente pero a nivel de funcionalidad se encuentran obsoletos o deteriorados.

En la siguiente imagen se presenta el área urbana del cantón Santa Ana, donde se aprecian sus calles, su ubicación con respecto a los puntos cardinales; y la ubicación del área donde se realiza el levantamiento topográfico, área que se encuentra resaltada de color amarillo.

Figura 10: Esquema de la cabecera cantonal de Santa Ana

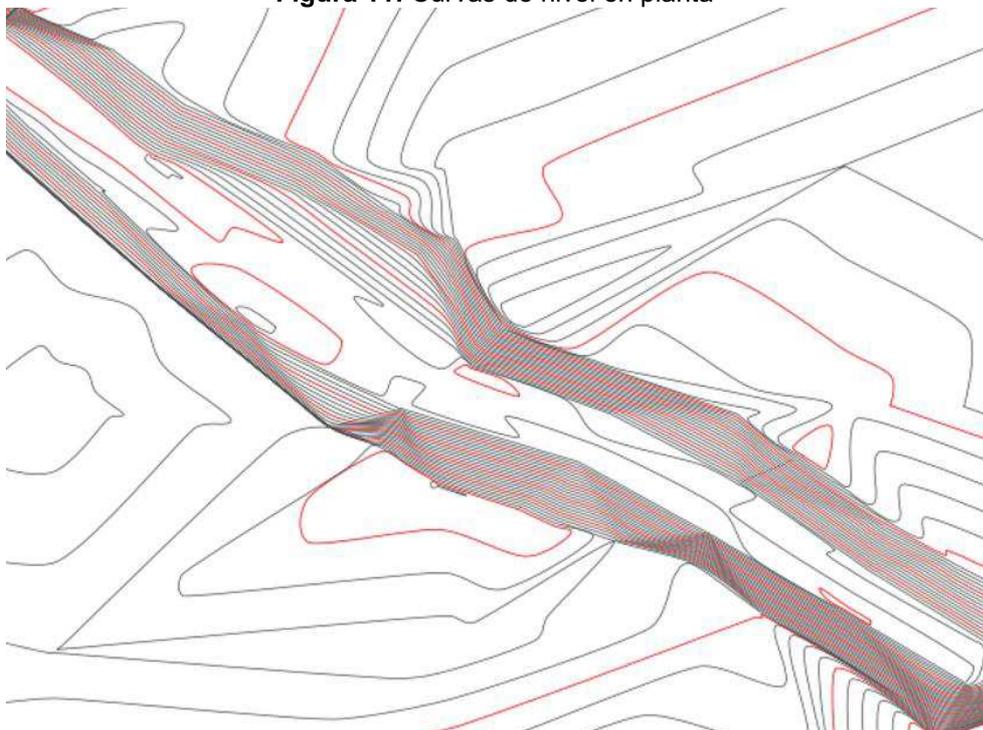


Fuente: GAD Santa Ana

2.2.1. Planta con curvas de nivel

En la siguiente imagen se aprecia la topografía del cauce del Rio Portoviejo a la altura del puente Santa Ana, las curvas de nivel primarias (color rojo) se encuentran cada 1m y las curvas de nivel secundarias (color gris) se encuentran cada 0.2m.

Figura 11: Curvas de nivel en planta

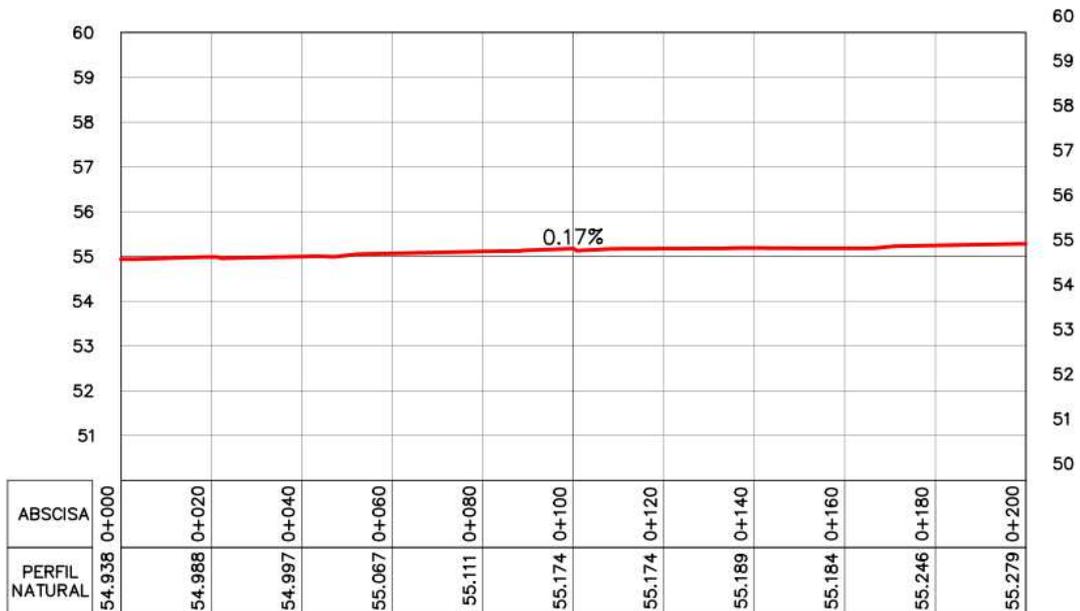


Fuente: Autor

2.2.2. Perfil longitudinal

Para determinar la pendiente del río en dicho tramo se toman las medidas del “espejo de agua” y la diferencias de estas se dividen para la longitud horizontal medida. A continuación se presenta el perfil longitudinal del eje del cauce, correspondientes a 400m del río, con una pendiente aproximada de 0.17%.

Figura 12: Perfil longitudinal del río en 200m

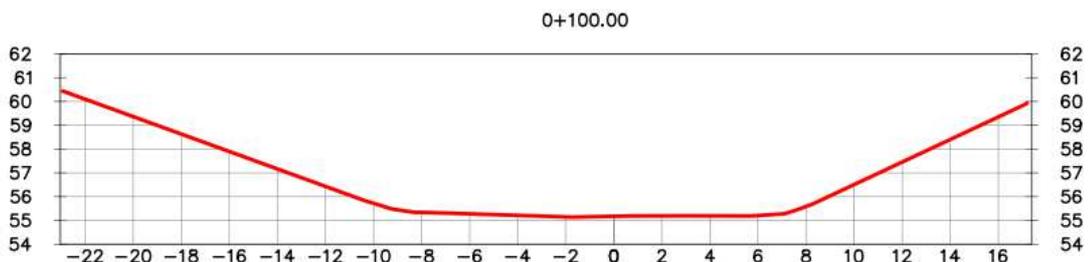


Fuente: Autor

2.2.3. Perfil Transversal

Se toman secciones transversales aproximadamente cada 10 metros. En la imagen presentada a continuación se muestra la sección transversal del río a la altura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo por el río Portoviejo, en esta sección transversal se aprecia el calado y magnitud del cauce.

Figura 13: Sección transversal del río Portoviejo



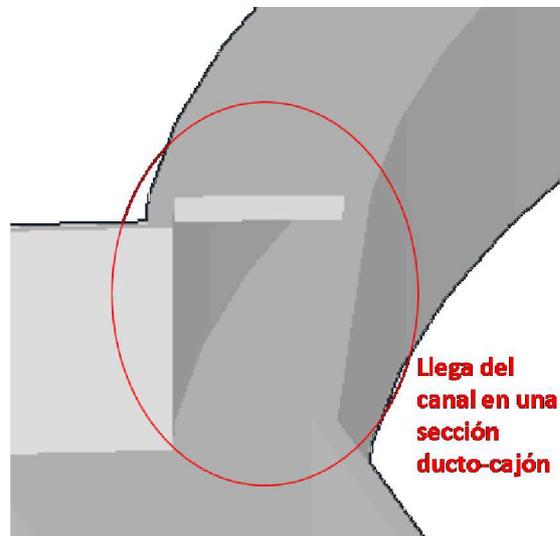
Fuente: Autor

2.2.4. Levantamiento de estructuras existentes

Con la ayuda de la estación total y cintas de medición se realiza el levantamiento de las estructuras existentes en el sitio; es decir el cruce del canal sobre el río; posteriormente se modelan con el AutoCad 3D. Los elementos de las estructuras existentes se exponen a continuación.

El canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, llega al cruce del río Portoviejo en una sección ducto-cajón con una dimensión libre en su base de 2m, en su altura tiene 1.7m y un espesor de sus paredes de 0.2m; se encuentra elaborado de hormigón armado.

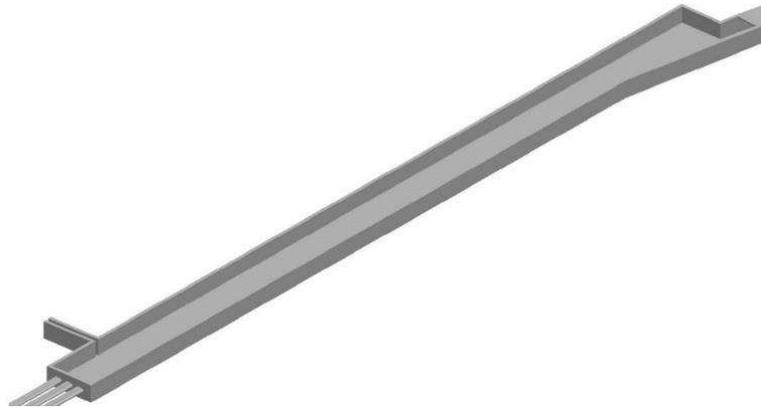
Figura 14: Llegada del canal al desarenador



Fuente: Autor

La sección ducto cajón llega a un depósito de azolves de hormigón armado, en este elemento es donde el agua que llega pierde energía, por ende velocidad y determinados tipos de sólidos descienden al fondo de la estructura, dejando el fluido libre de elementos pesados para que circule de forma correcta a través del siguiente elemento hidráulico.

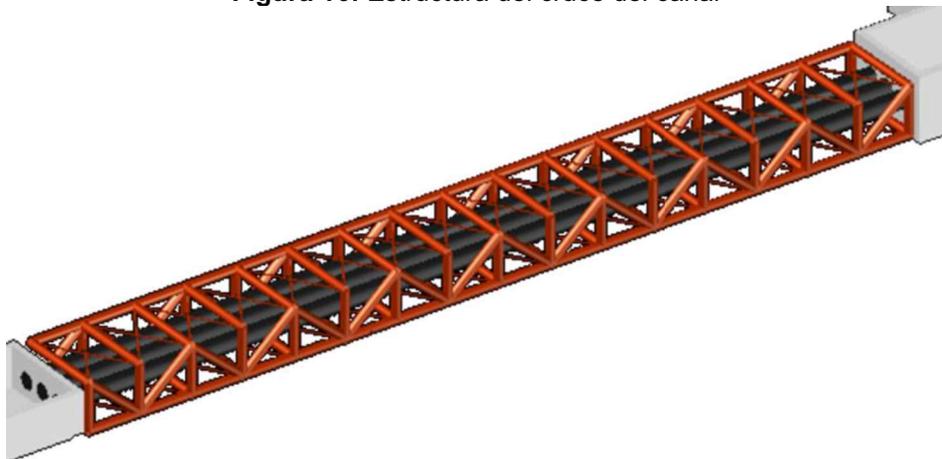
Figura 15: Desarenador



Fuente: Autor

Después del depósito de azolve sigue el cruce sobre el río, este se realiza mediante tres tuberías de acero, de un diámetro de 800 mm cada una, a través de ellas circula el agua que va por el canal. Estas tuberías se encuentran protegidas por una estructura metálica electro soldada, conformada por elementos tubulares de 200mm de diámetro. Esta estructura en conjunto es la que crea la obstrucción al cauce del canal en épocas de lluvias. Debido a sus grandes dimensiones y por encontrarse relativamente baja con relación al fondo del río es que causa un obstáculo a la circulación de la palizada cuando es arrastrada por el Río Portoviejo en las crecidas, originando así los taponamientos por acumulación de sólidos y escombros en dicho punto. En la imagen mostrada a continuación se aprecian las tres tuberías de color negro y la estructura metálica que la envuelve de color naranja.

Figura 16: Estructura del cruce del canal



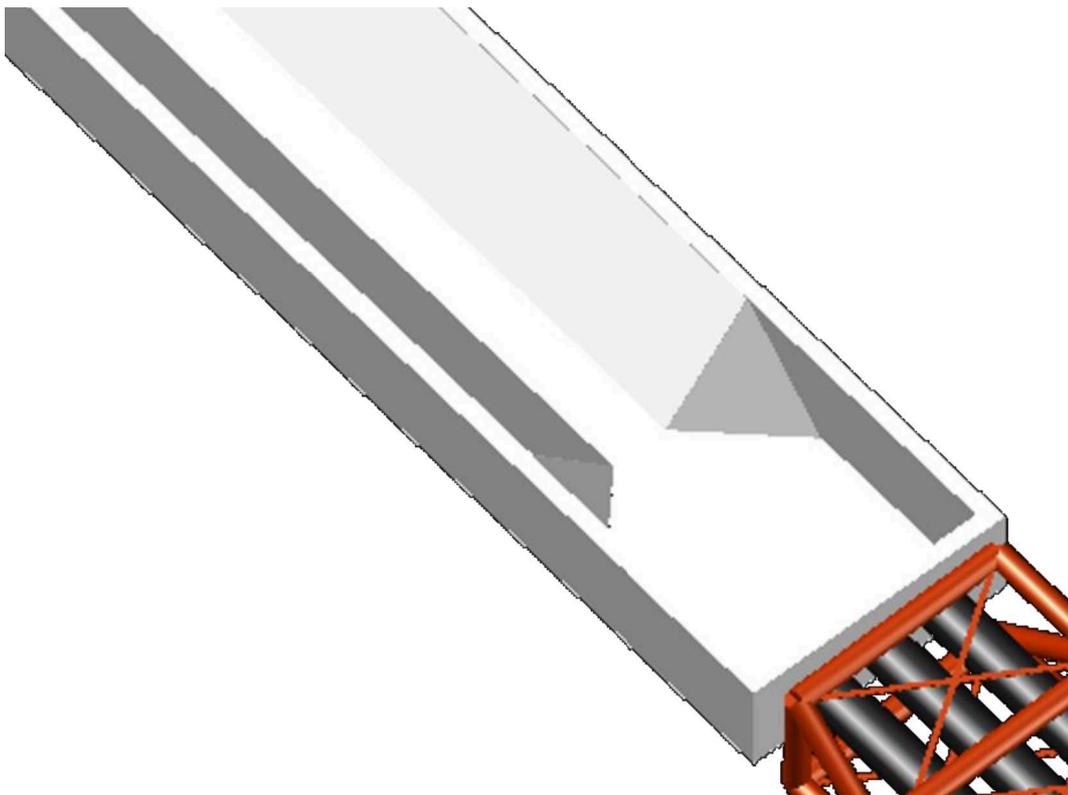
Fuente: Autor

En la parte final del cruce encontramos la transición de salida y la continuación del canal de riego, construida de hormigón armado. El agua al salir de las tuberías llega a una sección de canal abierto rectangular, para luego iniciar una pequeña transición hasta llegar a la forma final del canal, misma que es de tipo trapezoidal. Con esta sección en trapecio continuará a lo largo de todo su recorrido de riego.

Un punto importante a resaltar es que la diferencia de cotas en la base del canal entre un extremo y otro es mínima, alrededor de 0.02m, que llama la atención desde el punto de vista hidráulico, ya que el agua fluye a través de toda la estructura por efectos de la gravedad.

Se presenta a continuación el modelado de la salida y transición de la estructura:

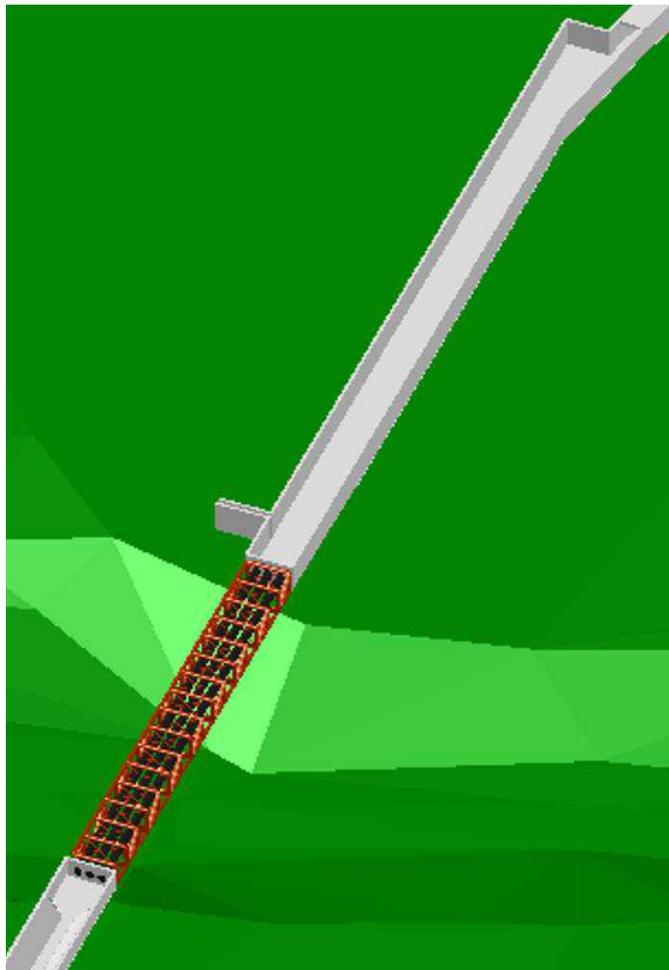
Figura 17: Salida del cruce del canal



Fuente: Autor

Para tener una percepción global de la estructura existente se muestra a continuación una imagen completa del modelado digital, así mismo se representa la superficie del suelo subyacente de color verde, donde se puede apreciar el cauce del río y la ubicación del cruce del canal en él. Estos modelos se presentan procesados en un software para su mejor apreciación y entendimiento, con los datos obtenidos después de haber sido levantados mediante estudios topográficos y mediciones pertinentes. El área sobre la cual se encuentra la actual estructura es de 2100m² aproximadamente.

Figura 18: Modelado 3D de la estructura existente



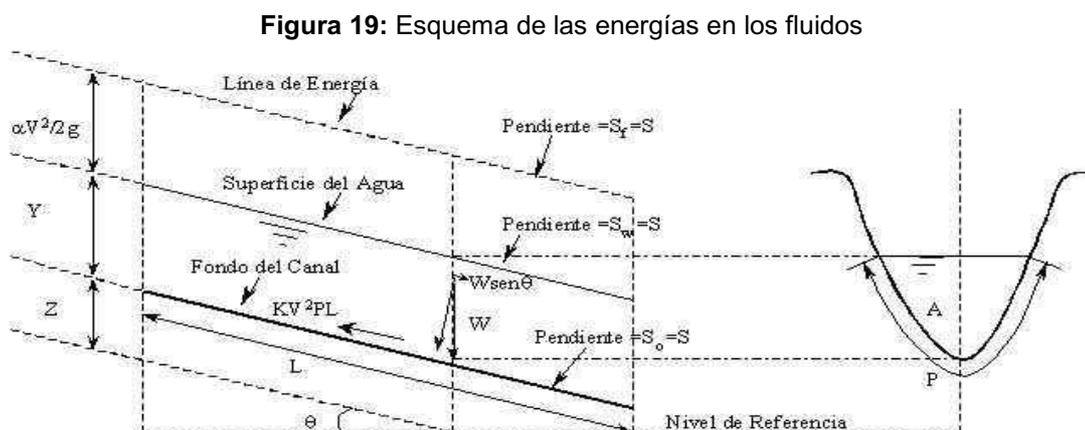
Fuente: Autor

2.3. MODELADO HIDRÁULICO

Para el estudio hidráulico se evalúan las condiciones de frontera en el extremo inferior del tramo, para lo cual se utiliza la topografía realizada en cada tramo. Es necesario, de manera inicial, definir el tipo de modelo a ser usado para simular el funcionamiento hidráulico de cada tramo en consideración, y para esta investigación se cree conveniente utilizar un modelo de flujo permanente, ya que se busca determinar el punto de inundación a determinado caudal. El análisis se realiza estableciendo la existencia de tener en uno o más tramos de río, un flujo uniforme, que tiene las siguientes características principales:

- La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del tramo son constantes.
- La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos, es decir, sus pendientes son todas iguales $S_f=S_w=S_o$, donde S_f es la pendiente de la línea de energía, S_w es la pendiente del agua y S_o es la pendiente del fondo del canal.

Para el entendimiento de este procedimiento cabe recalcar que; cuando el flujo ocurre en un canal natural (río), el agua encuentra resistencia a medida que fluye hacia aguas abajo. Esta resistencia por lo general es contrarrestada por las componentes de las fuerzas gravitacionales que actúan sobre el cuerpo de agua en la dirección del movimiento, tal como se muestra en el esquema siguiente:



Fuente: (Quintero & Fonticela, 2011)

Así entonces el flujo uniforme se alcanza solo si la resistencia se equilibra con las fuerzas gravitacionales. La profundidad del flujo uniforme se conoce como profundidad normal.

La mayor parte de las ecuaciones prácticas de flujo uniforme suelen expresarse en la forma $V=C \cdot R^X \cdot S^Y$, donde V es la velocidad media; R es el radio hidráulico; S es la pendiente de la línea de energía; X y Y son exponentes; y C es un factor de resistencia al flujo, el cual varía con la velocidad media, el radio hidráulico, la rugosidad del canal, la viscosidad y muchos otros factores.

Existe una gran cantidad de ecuaciones prácticas de flujo uniforme siendo la más utilizada la ecuación de Manning, que responde a la siguiente expresión:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{(Ecuación 1. 5)}$$

Donde:

Q = Caudal (m³/s)

n = Rugosidad (s/m^{1/3})

A = Área (m²)

R = Radio hidráulico = Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo (m)

Con esta ecuación modela los eventos el software Hec-Ras

2.3.1. Modelo Hidráulico Empleado

El Hec-Ras realiza un modelo unidimensional ampliamente utilizado para calcular perfiles de lámina de agua en régimen estacionario, tanto en cauces naturales como artificiales.

En esta modelación el programa calcula los perfiles del agua en regímenes estacionarios gradualmente variados en el cauce. El procedimiento de cálculo se basa en la solución de la ecuación unidimensional de la energía incluyendo las pérdidas de energía.

Los datos requeridos por el modelo son referentes a las características geométricas e hidráulicas del tramo de río Portoviejo sometido a estudio, equivalentes a 100m aguas arriba del cruce del canal Poza Honda Margen Izquierdo y 100m aguas abajo del mismo.

2.3.2. Datos Geométricos

Se definen por puntos, desde la margen izquierda hacia la margen derecha (vistas desde aguas arriba, de izquierda a derecha). Las secciones se toman perpendicularmente al cauce.

La geometría del tramo se define a partir de la topografía realizada a pie, cuya información, para los tramos, se presentó en las figuras 12 y 13.

Las secciones transversales son definidas cada 10m con la información topográfica mencionada.

Para el presente estudio se realizan tres simulaciones hidráulicas:

1.- Para el caudal máximo determinado en el estudio hidrológico. Tomando en cuenta que sus variables son:

Caudal: $418.33\text{m}^3/\text{s}$

Pendiente: 0.17%

Coefficiente de Manning: 0.3

2.- Para la capacidad de caudal que tenga el cauce del río Portoviejo en ese punto, se toma como capacidad máxima cuando se llegue al punto de desbordamiento con determinado caudal.

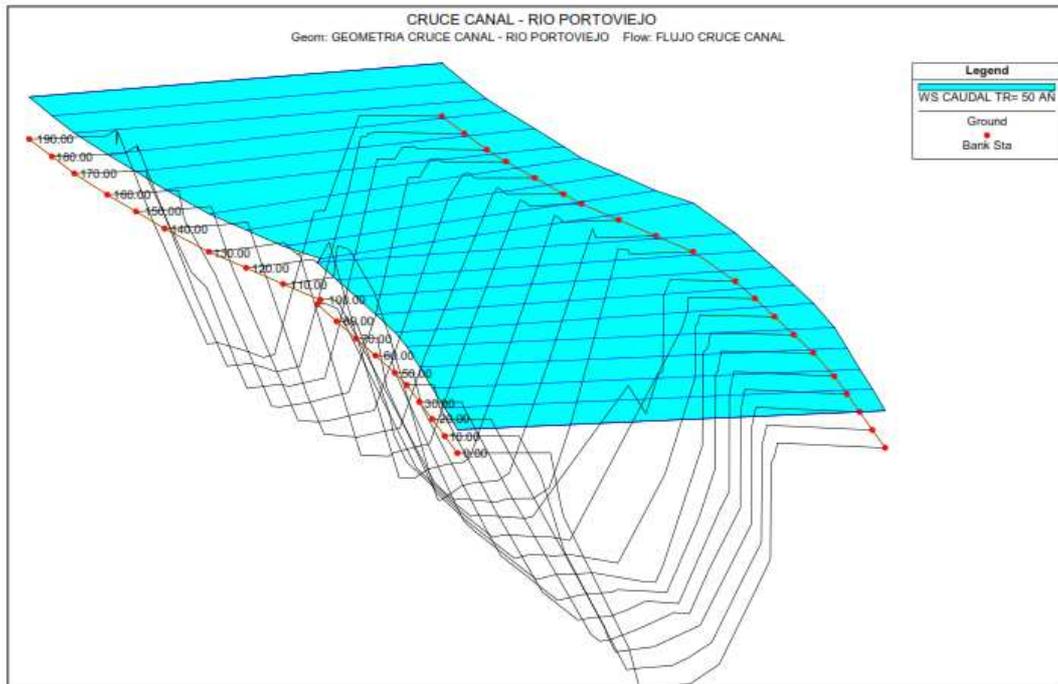
3.- Para el caudal que pueda fluir a través del río sin que su espejo de agua entre en contacto con la estructura que se encuentra sobre el río, para esta tercera simulación se modela en el software un “obstáculo” similar al que genera la estructura del cruce del canal sobre el río.

A continuación se presenta la descripción de los modelados hidráulicos realizados por el Hec-Ras; se recalca que la interpretación y análisis a detalle de las gráficas se la realiza en el Capítulo 3 de esta investigación.

2.3.3. Modelado 1

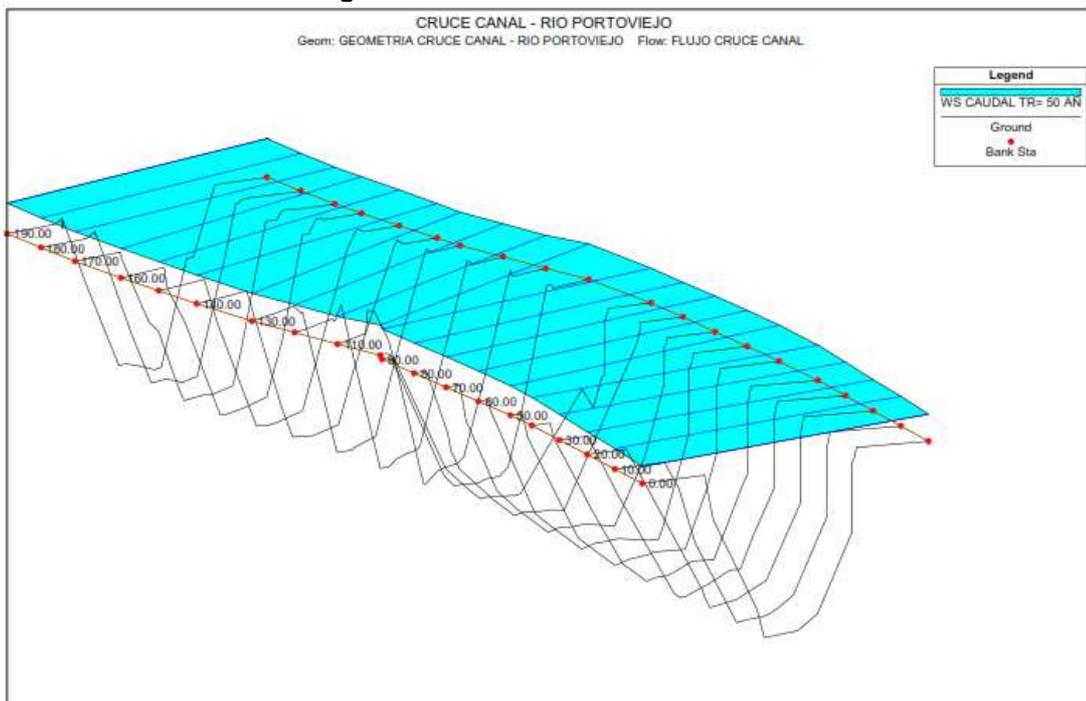
Caudal máximo: 418m³/s

Figura 20: Vista 3D modelado Hec-Ras



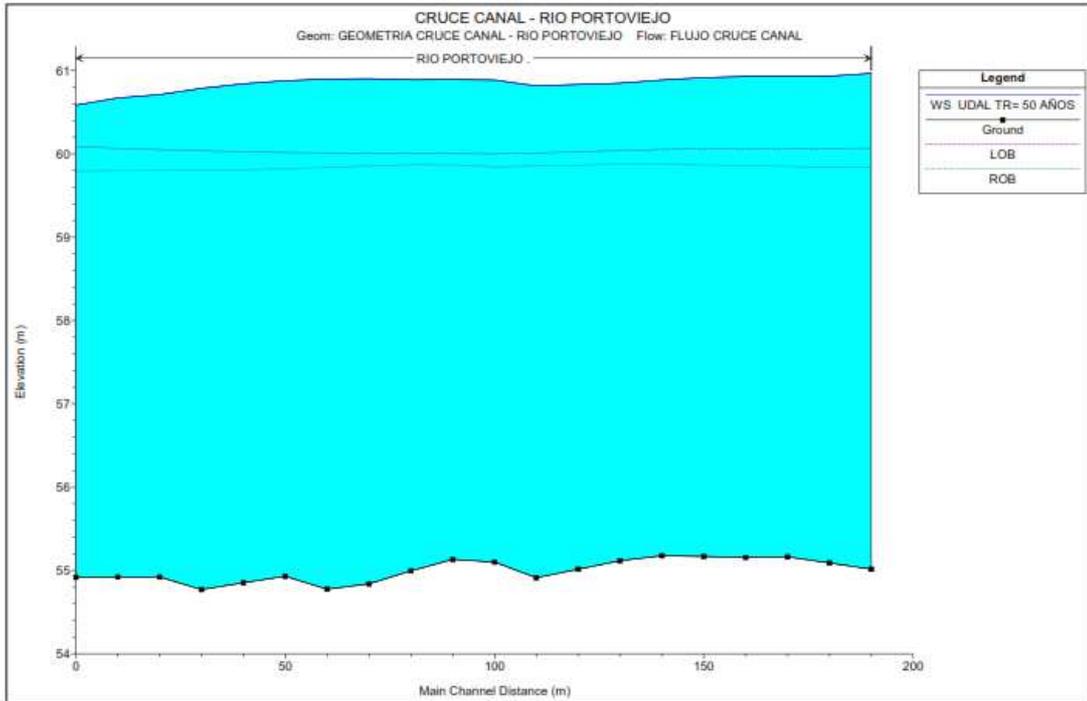
Fuente: Autor

Figura 21: Vista 3D modelado Hec-Ras



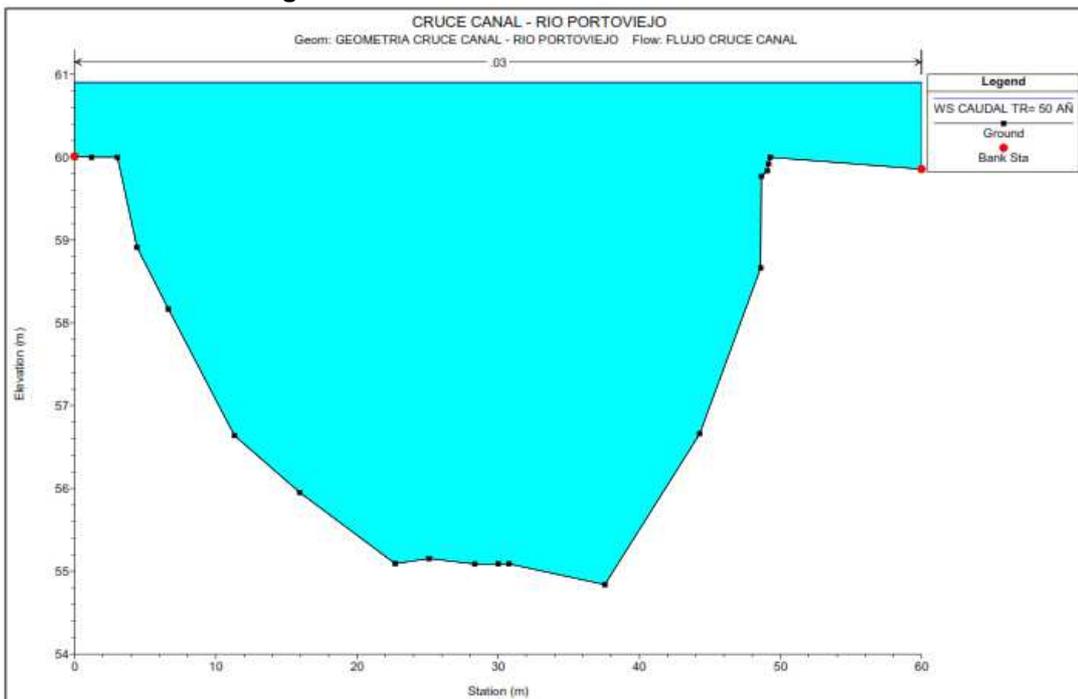
Fuente: Autor

Figura 22: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Figura 23: Perfil transversal modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Tabla 10 Cálculo Hidrográfico

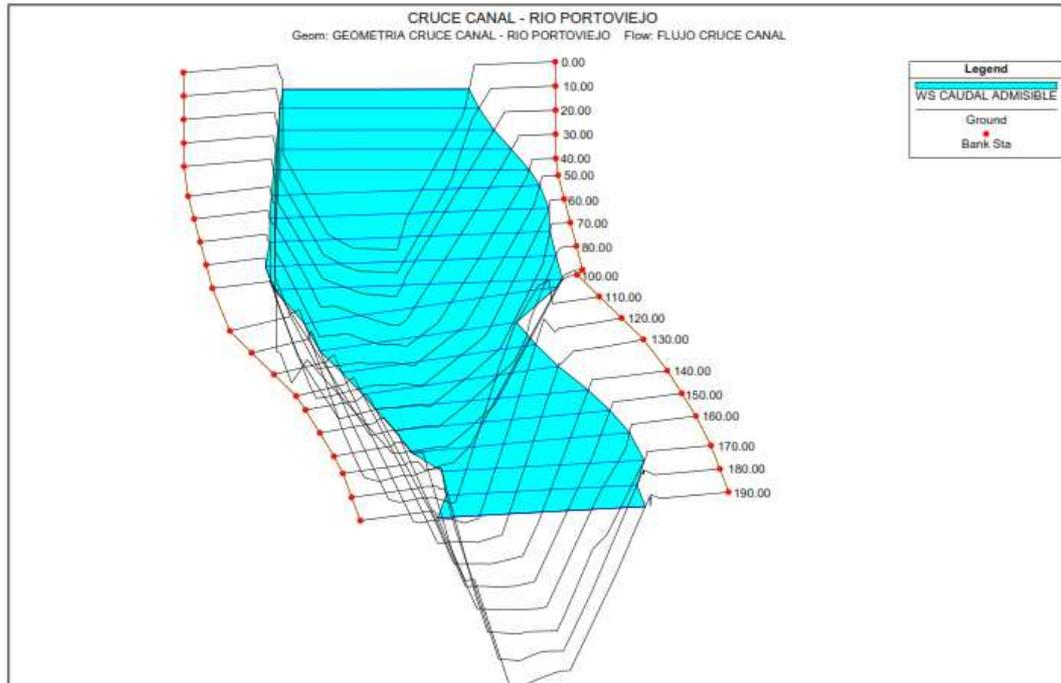
River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.56	163.51	60	0.49
180	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.62	159.93	60	0.51
170	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.54	164.71	60	0.49
160	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.45	170.59	60	0.46
150	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.45	170.91	60	0.46
140	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.5	167.23	60	0.48
130	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.57	162.5	60	0.5
120	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.56	163.32	60	0.5
110	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.57	162.9	60	0.5
100	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.07	201.94	60	0.36
90	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.98	211.25	60	0.34
80	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.95	214.31	60	0.33
70	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.81	230.87	60	0.29
60	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.8	231.91	60	0.29
50	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.87	223.89	60	0.31
40	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2	209.07	60	0.34
30	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.2	189.85	60	0.4
20	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.44	171.47	60	0.46
10	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.53	165.14	60	0.49
0	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.76	151.75	60	0.55

Fuente: Autor

2.3.4. Modelado 2

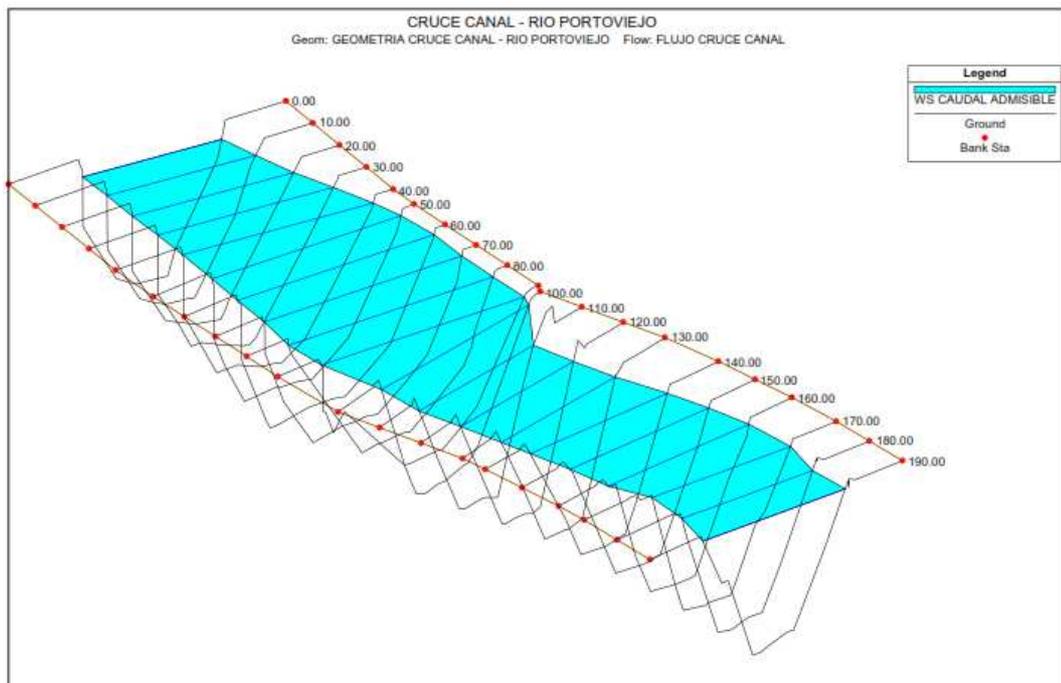
Caudal admisible: $300\text{m}^3/\text{s}$

Figura 24: Vista 3D modelado Hec-Ras



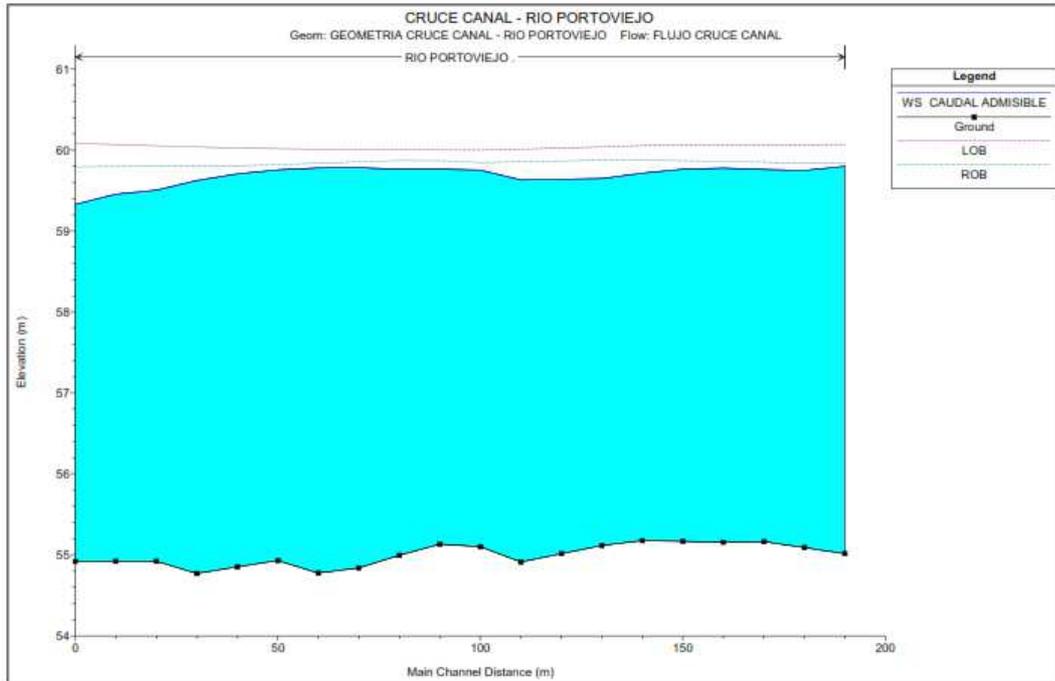
Fuente: Autor

Figura 25: Vista 3D modelado Hec-Ras



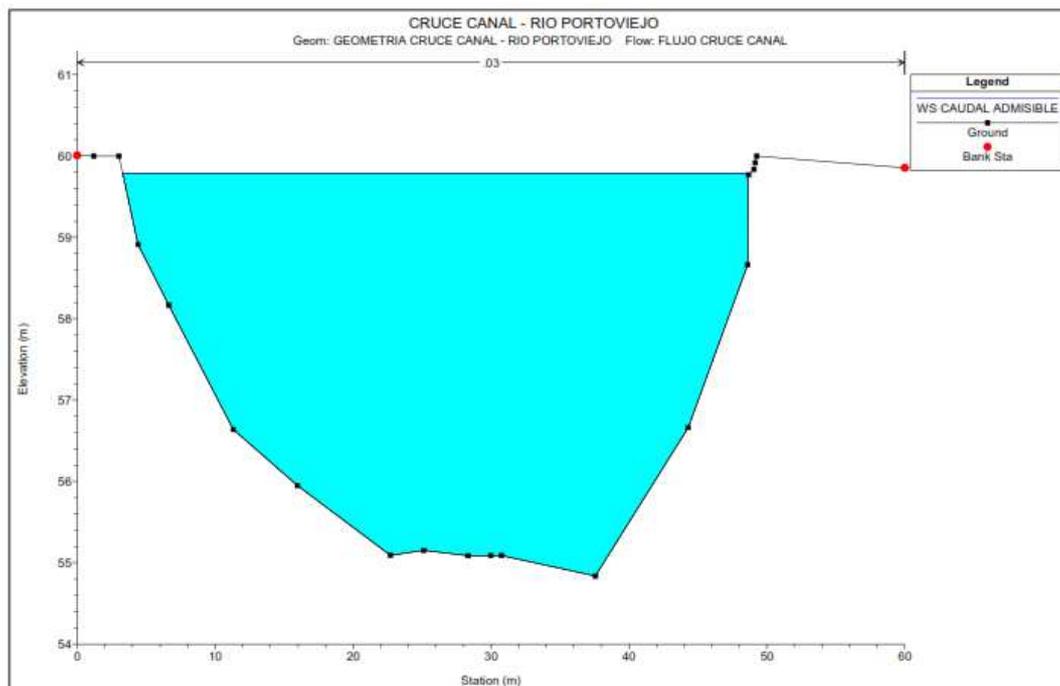
Fuente: Autor

Figura 26: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras



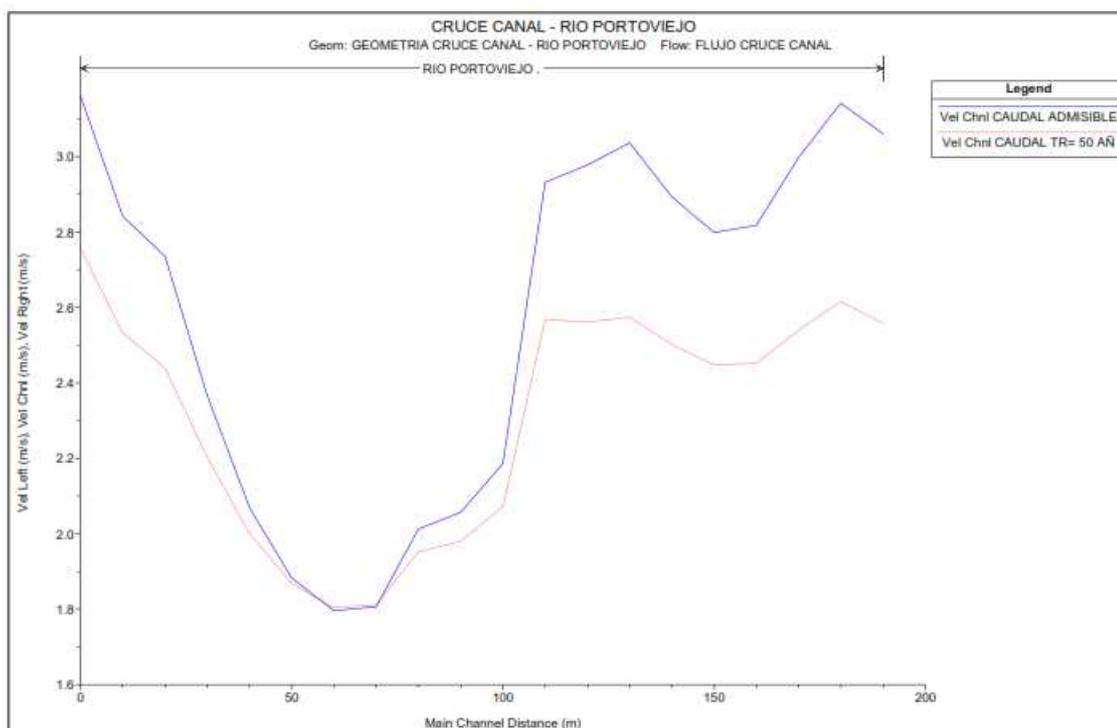
Fuente: Autor

Figura 27: Perfil transversal modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Figura 28: Gráficas de velocidades de fluido, modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Tabla 11 Cálculo Hidrográfico

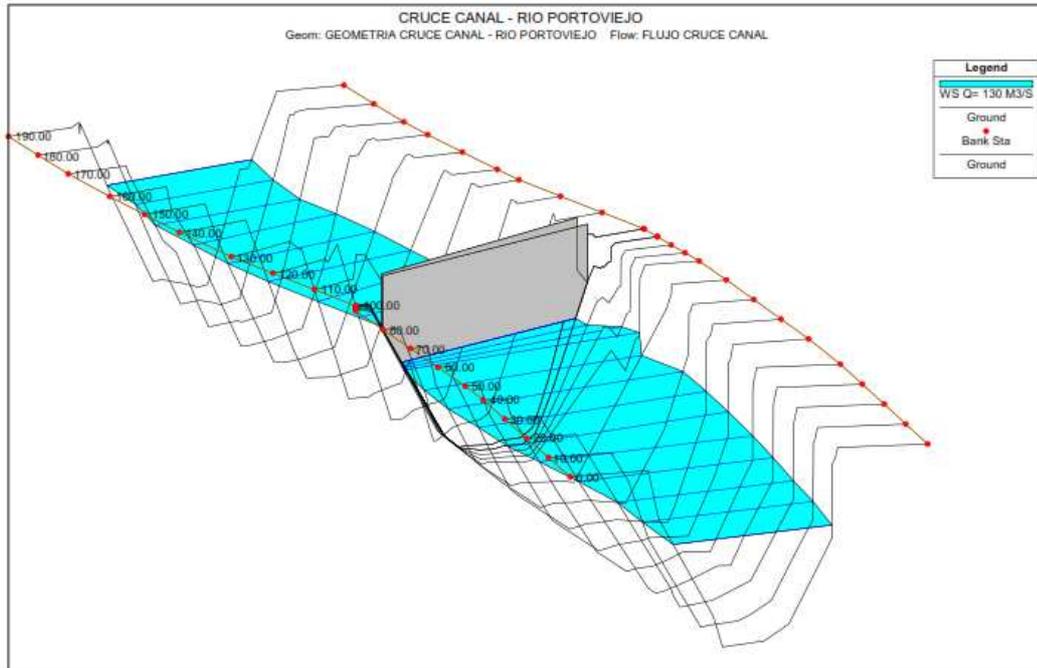
River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.06	98.03	33.87	0.57
180	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.14	95.49	31.09	0.57
170	CAUDAL ADMISIBLE	300	3	100.07	32.99	0.55
160	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.82	106.46	36.14	0.52
150	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.8	107.19	35.73	0.52
140	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.89	103.69	35.28	0.54
130	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.04	98.8	33.77	0.57
120	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.98	100.75	33.49	0.55
110	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.93	102.33	33.94	0.54
100	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.19	137.2	43.7	0.39
90	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.06	145.85	46.69	0.37
80	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.01	149.06	47.07	0.36
70	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.81	166.03	45.44	0.3
60	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.8	167.05	45.23	0.3
50	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.88	159.3	43.48	0.31
40	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.07	144.98	41.2	0.35
30	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.37	126.75	38.01	0.41
20	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.74	109.67	34.86	0.49
10	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.84	105.55	32.11	0.5
0	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.16	94.9	30.05	0.57

Fuente: Autor

2.3.5. Modelado 3

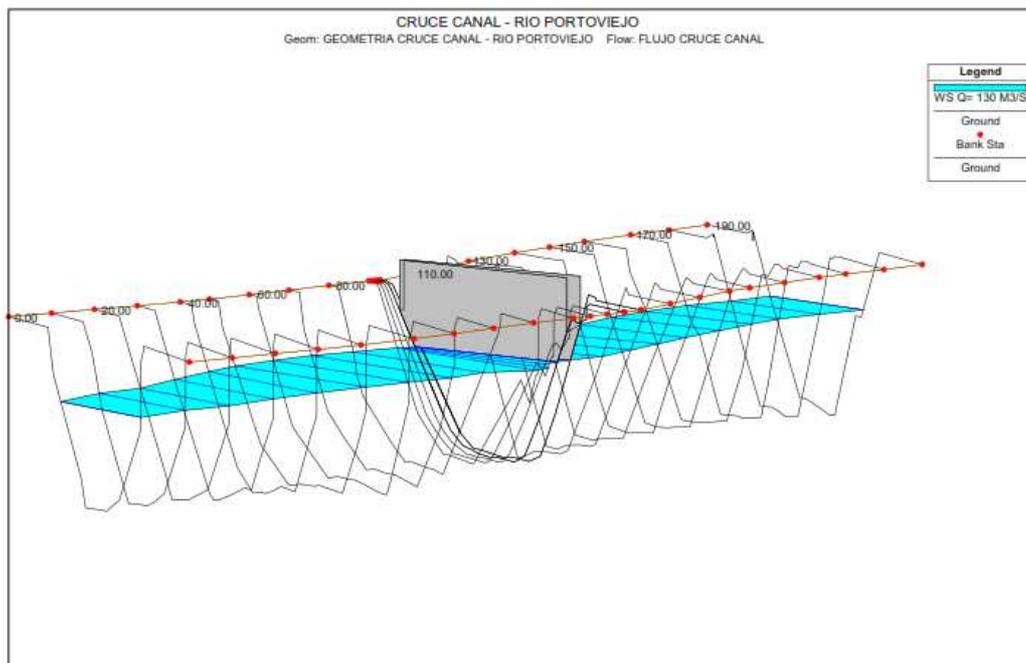
Caudal máximo antes de que su espejo de agua entre en contacto con la estructura que se encuentra sobre el río

Figura 29: Vista 3D modelado Hec-Ras



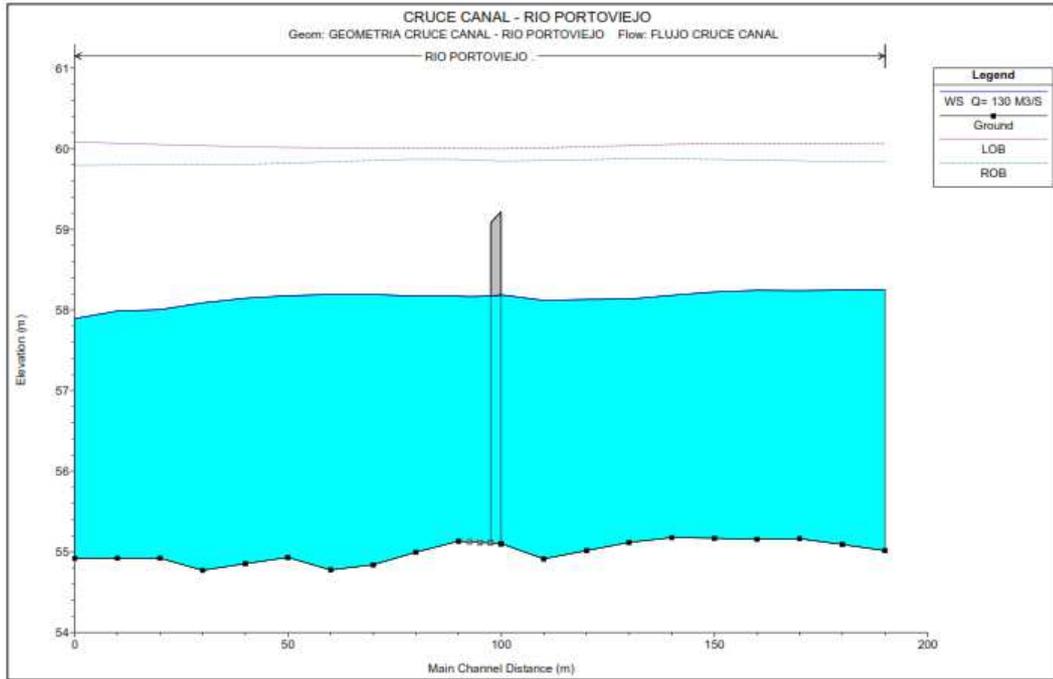
Fuente: Autor

Figura 30: Vista 3D modelado Hec-Ras



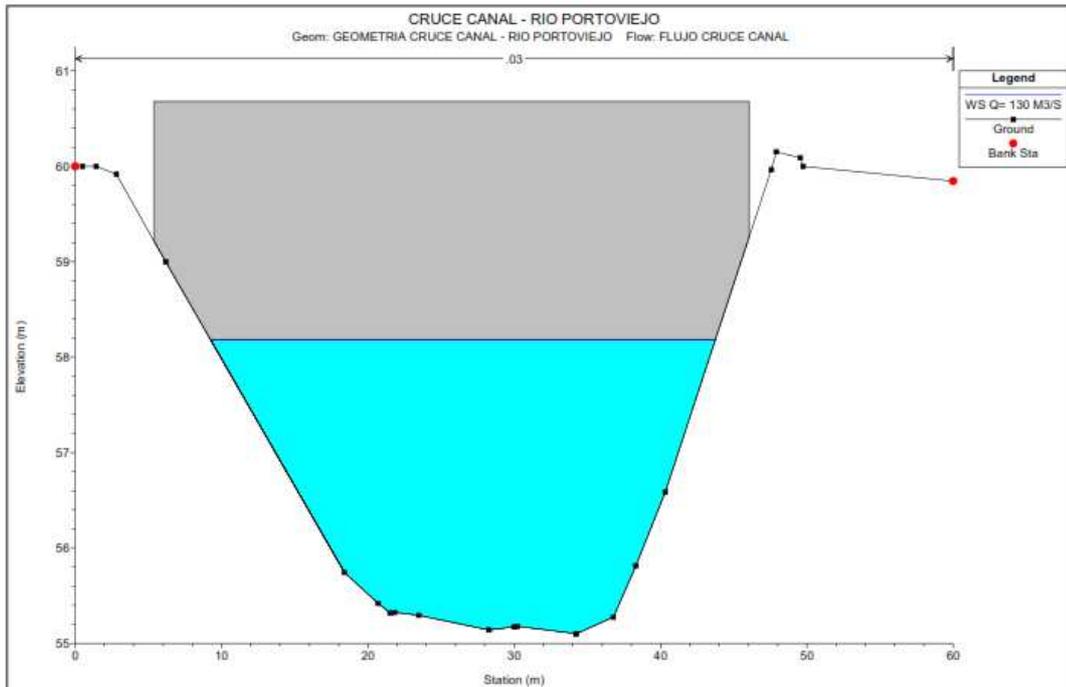
Fuente: Autor

Figura 31: Vista perfil hidráulico modelado Hec-Ras



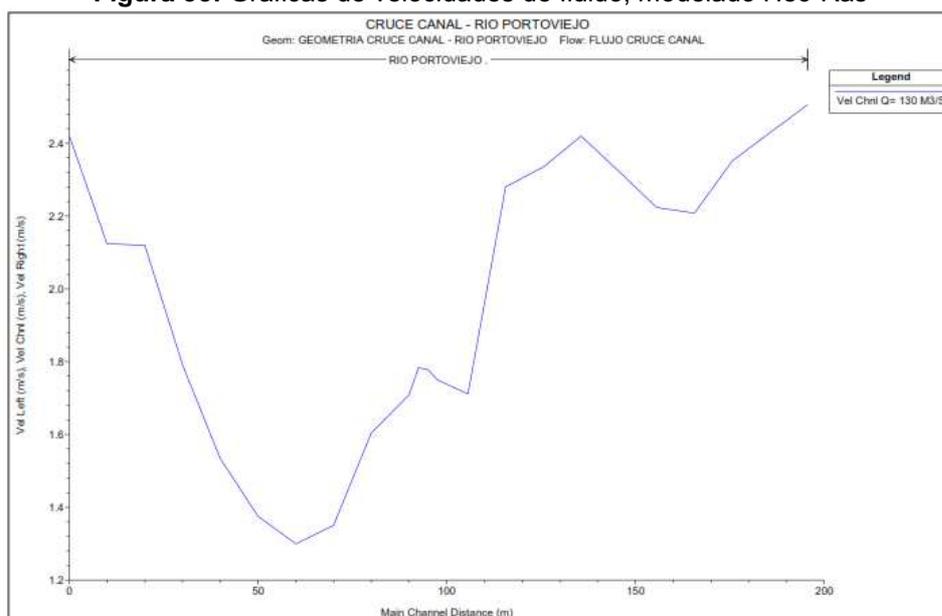
Fuente: Autor

Figura 32: Vista seccion transversal modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Figura 33: Graficas de velocidades de fluido, modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

Tabla 12 Cálculo Hidrográfico

River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	Q= 130 M3/S	130	2.51	51.88	25.9	0.57
180	Q= 130 M3/S	130	2.43	53.51	24.62	0.53
170	Q= 130 M3/S	130	2.35	55.29	25.91	0.51
160	Q= 130 M3/S	130	2.21	58.88	26.89	0.48
150	Q= 130 M3/S	130	2.22	58.46	27.68	0.49
140	Q= 130 M3/S	130	2.32	55.97	26.91	0.51
130	Q= 130 M3/S	130	2.42	53.73	25.77	0.53
120	Q= 130 M3/S	130	2.34	55.67	26.11	0.51
110	Q= 130 M3/S	130	2.28	57.01	26.28	0.49
100	Q= 130 M3/S	130	1.71	75.97	34.53	0.37
98.75		Bridge				
97.5*	Q= 130 M3/S	130	1.75	74.28	34.67	0.38
95.*	Q= 130 M3/S	130	1.78	73.11	35.13	0.39
92.5*	Q= 130 M3/S	130	1.78	72.91	38.17	0.41
90	Q= 130 M3/S	130	1.71	76.08	41.19	0.4
80	Q= 130 M3/S	130	1.6	81.06	38.05	0.35
70	Q= 130 M3/S	130	1.35	96.28	41.03	0.28
60	Q= 130 M3/S	130	1.3	100.05	39.79	0.26
50	Q= 130 M3/S	130	1.38	94.52	38.43	0.28
40	Q= 130 M3/S	130	1.53	84.77	35.81	0.32
30	Q= 130 M3/S	130	1.79	72.56	32.65	0.38
20	Q= 130 M3/S	130	2.12	61.32	29.54	0.47
10	Q= 130 M3/S	130	2.12	61.21	28.63	0.46
0	Q= 130 M3/S	130	2.42	53.71	26.65	0.54

Fuente: Autor

2.4. ESTUDIO DE SOCAVACIÓN

2.4.1. Generalidades

Este documento expone los cálculos, las formulas y el desarrollo completo del Estudio de Socavación. La información hidrológica utilizada es aquella que detallada a partir de la aplicación del modelo HEC RAS, se establecieron, básicamente, el nivel de agua, caudal y la velocidad.

Esta es la información de base para realizar un análisis de la socavación a efectos de definir las características hidráulicas que prevalecen en el sitio de cruce.

En base al perfil hidráulico para diferentes caudales obtenidos por modelación hidráulica HEC- RAS se definen las características hidráulicas que prevalecen en el sitio de cruce, que junto a la inspección de campo, sirve para evaluar la socavación general.

Adicionalmente, en base a la información geotécnica, a efectos de comparación, se calcula la Socavación General, a través de varios métodos, lo cual permite conocer cuál es el más óptimo o determinar en base a criterios una profundidad de socavación.

2.4.2. Métodos de Cálculo

Dentro de la bibliografía existente sobre la Socavación General, se pueden establecer dos formas de calcular la socavación general o natural en un sitio de cruce:

- La aplicación de Modelos Numéricos, basados en las ecuaciones generales de movimiento de agua y de sedimentos (ecuación de Exner).

Sobre el particular existen una variedad de modelos cuya aplicación y calibración requiere de una gran cantidad de información, algunas de ellas obtenidas a lo largo de los años, lo que hace prácticamente imposible su uso, a más es dispendiosa su aplicación, todo lo cual, crea un ambiente difícil de satisfacer.

- Metodologías, que son de naturaleza empírica y en la mayoría de los casos sin sustento teórico que justifiquen sus planteamientos fundamentales.

Sin embargo, estas aplicaciones empíricas o semi-empíricas, tienen un uso más generalizado, dado las dificultades anotadas en relación con los Modelos Numéricos.

La socavación general en un cauce aluvial se produce durante el paso de una creciente y tiene relación con el desbalance que se produce entre la descarga de agua y sedimento. En realidad, se produce una disminución del arrastre de sedimento y por lo tanto un descenso del fondo, el mismo que de acuerdo al conocido ingeniero hidráulico mexicano José Antonio Maza Álvarez, se termina al momento en que el lecho queda cubierto por partículas cuyo tamaño es igual al tamaño límite de inicio del movimiento. Esta hipótesis, conocida como aguas claras, de disminución de arrastre del sedimento y de no transporte de sedimento, no toma en cuenta la aportación de material sólido en sustitución del erosionado. Bajo este criterio de Maza, existen algunas formulaciones las cuales difieren entre ellas solamente por la diferente consideración para establecer el inicio del movimiento.

La suposición anotada es extremadamente conservadora dado que el proceso de socavación general no responde realmente a condiciones de desequilibrio morfológico en el sector de interés sino más bien a fluctuaciones de la carga sólida y desfases entre los hidrogramas de caudal líquido y sólido, por lo cual no se puede suponer que el proceso siempre progresa hasta extinguir la capacidad de flujo para transportar sedimentos.

Si se acepta la hipótesis fundamental de igualdad entre las velocidades media y límite o de equilibrio para el movimiento de partículas, se puede calcular la socavación considerando los aspectos siguientes:

- Considerando la geometría de la sección transversal del río para la condición hidráulica previa a la ocurrencia de la crecida, a partir de la cual se evalúa la profundidad de máxima erosión como una función exponencial de la inicial.
- Disponiendo igualmente de la sección transversal pero fragmentada en franjas verticales y conociendo la distribución transversal de los caudales unitarios, para un determinado caudal dado, a efectos de determinar las profundidades máximas en función de los caudales por unidad de ancho y de tamaño del material.

2.4.3. Información de referencia

El Estudio de Socavación hace referencia a tres grupos de información:

- Estudio Hidrológico
- Información Geotécnica
- Información Topográfica

De manera inicial es necesario clarificar que el proceso de erosión al que se refiere en el presente informe, tiene relación con la denominada erosión natural o general, refiriéndose así al descenso natural del fondo del cauce de un río cuando se produce un incremento del caudal líquido que escurre por el mismo. Por la situación anotada, el río adquiere una mayor capacidad de transporte de sedimentos y por consiguiente la intensidad del flujo, que implica tener una velocidad, cuya magnitud, permite mantener las partículas en transporte.

Por ser de interés en parte del presente estudio, resulta conveniente aclarar que el descenso del fondo puede ocurrir en una escala de tiempo mayor, en la cual el proceso morfológico se denomina degradación, tal como ocurre aguas abajo de un embalse.

Desde el punto de vista conceptual, la socavación general en un cauce aluvial se produce durante el paso de una creciente y tiene relación con el desbalance que se produce entre la descarga de agua y sedimento, provocando que el suelo se levante, se vaya con el caudal y se cree un descenso en el fondo del río.

2.4.4. Formulas y Datos empleados

Para la evaluación de la erosión general existen un gran número de relaciones empíricas o semi empíricas, las cuales tienen un uso generalizado, dado las dificultades anotadas en relación con los Modelos Numéricos.

Los métodos existentes se reducen a la ecuación del tipo siguiente:

$$h_s = C_o * q C_1 / D C_2 \quad (\text{Ecuación 1. 18})$$

Donde:

h_s, es la profundidad final del flujo

q, es el caudal por unidad de ancho

D, es el diámetro de las partículas

C_o, C₁, C₂, Coeficientes de Socavación General

El valor de C_0 , C_1 y C_2 varía según el autor, por lo que son presentados en la tabla a continuación:

Tabla 13 **Coefficientes de los Métodos de Socavación General**

AUTOR	C₀	C₁	C₂
Licshtvan-Levediev	0.333	0.71	0.199
Blench	0.38	0.667	0.167
Maza – Echavarría	0.365	0.784	0.157
Kellerhals	0.47	0.8	0.12
Fariás	0.35	0.7	0.2
Neill	0.32	0.798	0.2

Fuente: (Ruiz, 2008)

Respecto a las relaciones mencionadas, es posible afirmar que la del autor Licshtvan – Levediev es la única que recibió un proceso de calibración en ríos de llanura, y por lo tanto sus coeficientes responden a una condición previa al paso de la avenida, del denominado transporte continuo de sedimentos, situación que produce estimaciones conservadoras en métodos que no consideran dicha situación.

Por otro lado, (Ordoñez, 2010), ha asociado el Número de Froude del flujo con los fenómenos de socavación general, introduciendo una ecuación totalmente diferente:

$$hs_{max} = 0.472 * q_{max}^{0.71} / F_{pmax}^{0.51} \quad (\text{Ecuación 1. 19})$$

$$q_{max} = 1.551 q^{0.984} \quad (\text{Ecuación 1. 20})$$

$$F_{pmax} = 0.85 * F_{prom} + 0.01 \quad (\text{Ecuación 1. 21})$$

Donde:

hs_{max}, es la socavación general máxima

q_{max}, es el caudal unitario máximo

F_{pmax}, es el número de Froude de máxima profundidad

F_{prom}, es el número de Froude promedio

Dada la naturaleza de las formulaciones existentes, en el presente estudio se aplican las mismas tal cual han sido desarrolladas.

Adicionalmente, en base a la información geotécnica, a efectos de comparación, se ha calculado la Socavación General, considerando el diámetro medio de la

capa superior, y, de la capa que coincide con el fondo del río, cuyos resultados se presentan en tablas, en las que se adiciona una columna en donde se encuentra la erosión neta maximizada por el caudal unitario.

Para el cruce, en donde se nota un desborde del río a lo largo del tramo en consideración, se ha calculado la Socavación General considerando el tramo central para calcular el caudal unitario, a efectos de simular lo más cercanamente posible la situación real, toda vez que el proceso de socavación del lecho del río se produce por la concentración del flujo en dicho sector, manteniendo la carga de agua calculada.

Se calcula la socavación para un caudal máximo de 418m³.

Tabla 14 Cálculo de la Socavación General

Cálculo de Socavación General						
	Q=	418	d ₅₀ =	0.0003	A=	201.000
	T=	60	q _u =	6.967	Dh=	3.350
	y=	5.79	q _u max=	10.475	g*Dh=	32.830
	S=	0.17%	V=	2.070	Fpmax=	0.317
Río Portoviejo						
Autor	Co	C1	C2	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)
Licshtvan-Levediev	0.333	0.71	0.199	6.638	10.983	5.1931
Farías	0.35	0.7	0.2	6.899	11.362	5.5721
Neill	0.32	0.798	0.2	7.629	12.417	6.6274

Fuente: Autor

Se evalúa la socavación para un caudal de 300m³/s, que es el máximo admitido por la sección transversal del cauce del río.

Tabla 15 Cálculo de la Socavación General

Cálculo de Socavación General						
	Q=	300	d ₅₀ =	0.0003	A=	137.200
	T=	43.7	q _u =	6.865	Dh=	3.140
	y=	4.65	q _u max=	10.324	g*Dh=	30.768
	S=	0.17%	V=	2.070	Fpmax=	0.327
Río Portoviejo						
Autor	Co	C1	C2	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)
Licshtvan-Levediev	0.333	0.71	0.199	6.569	10.814	6.1641
Farías	0.35	0.7	0.2	6.828	11.189	6.5390
Neill	0.32	0.798	0.2	7.540	12.214	7.5638

Fuente: Autor

El canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, tiene un caudal de $3\text{m}^3/\text{s}$, ese es el caudal que mantiene constante para el abastecimiento del sector izquierdo del valle que corre desde Santa Ana hasta Portoviejo.

2.5. DISEÑO DE ALTERNATIVAS HIDRÁULICAS

Se realiza el diseño de las alternativas hidráulicas para dar solución al problema del cruce de del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.

Con los estudios antes mencionados, se determina que es imprescindible mantener el cauce del río Portoviejo libre de toda obstrucción, ya que para que puedan pasar los caudales determinados en el estudio hidráulico se necesita la sección transversal de río completamente despejada; en otras palabras la estructura que actualmente existe sobre el cauce del río no puede estar en ese punto, tiene que ser retirada y reemplazada por otra que sin afectar la continuidad del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo cruce de un lado al otro del río sin obstruir su cauce.

Se plantea la implementación de un sifón invertido, es una estructura que puede servir de conducto para el canal de riego y a la vez puede cruzar por debajo del cauce del río Portoviejo sin obstruirlo.

En el medio los sifones hidráulicos invertidos comúnmente usados son los de Hormigón Armado o de Hierro Estándar (Hierro STD), es por esta razón que en este estudio se contempla la implementación de cualquiera de los dos, haciendo un análisis de factibilidad de ambos sifones en función de las pérdidas de carga que generan.

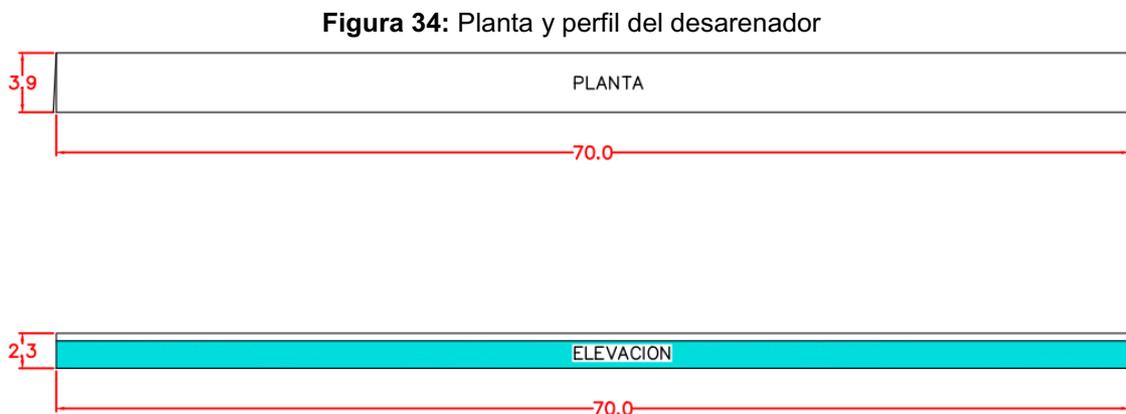
En la actualidad por canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, a la altura del cruce por el río Portoviejo fluye un caudal de $3\text{m}^3/\text{s}$, es este caudal el que tiene que cruzar al otro lado del río.

En el ítem “2.2.4. *Levantamiento de estructuras existentes*” se describe gráficamente la llegada del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo al cauce del río Portoviejo. El canal llega en una sección ducto-cajón a un desarenador o también llamado sedimentador, es desde este punto donde arranca la evaluación al cruce del canal.

2.5.1. Desarenador

En la actualidad existe un desarenador en la llegada del canal, haciendo una inspección visual se puede apreciar que el desarenador tiene grandes dimensiones para la cantidad de fluido que pasa a través de él, sin embargo se realiza un estudio a su estructura para evaluar su comportamiento hidráulico y la capacidad que este puede tener para liberar de las partículas más pesadas al agua que circula por él.

El desarenador cuenta con 70 metros de longitud por 3.9 metros de ancho; está constituido por unas paredes de 0.3 de espesor. Observándolo en alzada tiene una elevación total de 2.3 metros; como se puede apreciar en las gráficas mostradas a continuación:



Fuente: Autor

Para saber la capacidad de sedimentación del desarenador evaluamos su geometría:

El caudal que llega al desarenador, mismo que será el que tiene que ser tratado tiene las siguientes características:

- Caudal: $3\text{m}^3/\text{s}$
- Velocidad: $1\text{m}/\text{s}$

El diámetro mínimo de las partículas a sedimentar es de 0.15mm correspondiente a las arenas medias. Con diámetros de partículas mayores a 0.15mm estas circulan con el fluido a través del sifón sin causar efectos no deseados por sedimentación dentro del mismo.

A continuación se detalla el cálculo de la cámara de sedimentación, donde se determina la velocidad de sedimentación V_{do} , la que se obtiene utilizando la expresión de Zanke.

$$v_{D_0} = \frac{100}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1 \right) \quad (\text{Ecuación 1. 14})$$

Donde:

d: Es el diámetro de la partícula.

Aplicando esta fórmula se obtiene una velocidad de sedimentación de:

$$V_{Do} = 0.02 \text{ m/s}$$

La longitud mínima para la sedimentación es calculada con la siguiente expresión:

$$L \geq \frac{Q}{V_D \times B} \quad (\text{Ecuación 1. 26})$$

Donde:

L: Longitud del tanque de sedimentación

Q: Caudal

V_{do} : Velocidad de sedimentación.

B: La base del canal

Entonces; evaluando el desarenador existente con un caudal de $3 \text{ m}^3/\text{s}$, una velocidad de sedimentación de 0.02 m/s y una base de 3.9 m ; se tiene una longitud mínima para la cámara de sedimentación de:

39.19 m

Como se mencionó anteriormente el desarenador actualmente tiene una longitud de 70 metros , por lo que nos queda una holgura de 30.81 metros ; esta distancia de sobredimensión nos queda para en ella realizar las respectivas entradas y transiciones del sifón hidráulico invertido.

2.5.2. Sifón hidráulico invertido

En este estudio se presentan dos propuestas para el sifón hidráulico invertido, la primera es la de construir el sifón de hormigón armado y la segunda de Hierro STD.

2.5.2.1. Sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado

El sifón hidráulico tiene que transportar un caudal de $3\text{m}^3/\text{s}$ de un lado a otro del Río Portoviejo, tiene que estar a una profundidad de 3 metros medidos desde el fondo del río debido a las consideraciones tomadas en el estudio de socavación. Para ductos de hormigón en sifones largos de concreto se recomiendan velocidades de 1.5m/s a 3m/s ; en el caso del diseño del sifón que se utiliza en este estudio se considera una velocidad aproximada en el ducto de 2m/s , por lo que se calcula el área estimada del ducto en función de la siguiente expresión:

$$Q = A * V \text{ (Ecuación 1. 4)}$$

Donde:

Q: Caudal

A: Área del ducto

V: Velocidad del fluido

Como se necesita pasar un caudal de $3\text{m}^3/\text{s}$ de un lado al otro del río a una velocidad de 2m/s se despeja el área necesaria para el ducto quedando:

$$1.5\text{m}^2$$

Para convertir esta área a las dimensiones de un cuadrado, ya que se pretende pasar el caudal a través de una sección cuadrada, sacamos su raíz para así determinar la longitud de cada lado, dándonos como resultado:

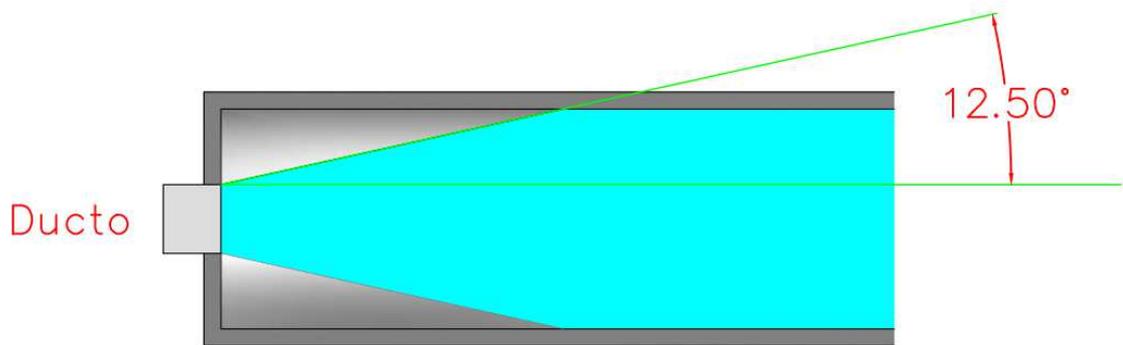
$$1.22\text{m}$$

Es decir, se necesita una sección cuadrada de ducto de $1.22\text{m} \times 1.22\text{m}$ internamente, para satisfacer la necesidad de pasar un caudal de $3\text{m}^3/\text{s}$ a una velocidad de 2m/s

2.5.2.1.1. Transición de entrada

La cámara del desarenador tiene una base de 3.9 metros, por lo que es necesario realizar una transición de la sección del desarenador a los 1.22m de base que tiene el ducto del sifón. Esta transición se la realiza a un ángulo de 12grados con 30 minutos, siendo este ángulo utilizado frecuente en casos hidráulicos en los cuales se desea mantener insignificantes los valores de las pérdidas debidos a los cambios de sección.

Figura 35: Transición de entrada al sifón



Fuente: Autor

Entrada del sifón.

Se realiza el dimensionamiento del cabezal de entrada al sifón hidráulico invertido. En la entrada del sifón se determina la longitud del ahogamiento, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$a: 1.5\left(\left(\frac{Vd^2}{2g}\right) - \left(\frac{Vc^2}{2g}\right)\right) \text{ (Ecuación 1. 4)}$$

Donde:

Vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

Vc: Es la velocidad antes del inicio de la transición.

La velocidad de entrada del ducto antes de la transición es de 0.17m/s, calculada en función del área que tiene la sección del desarenador con el valor del caudal; esta velocidad es muy baja en comparación a la de 1m/s que viene por el canal ya que es una sección mucho mayor la que tiene el desarenador.

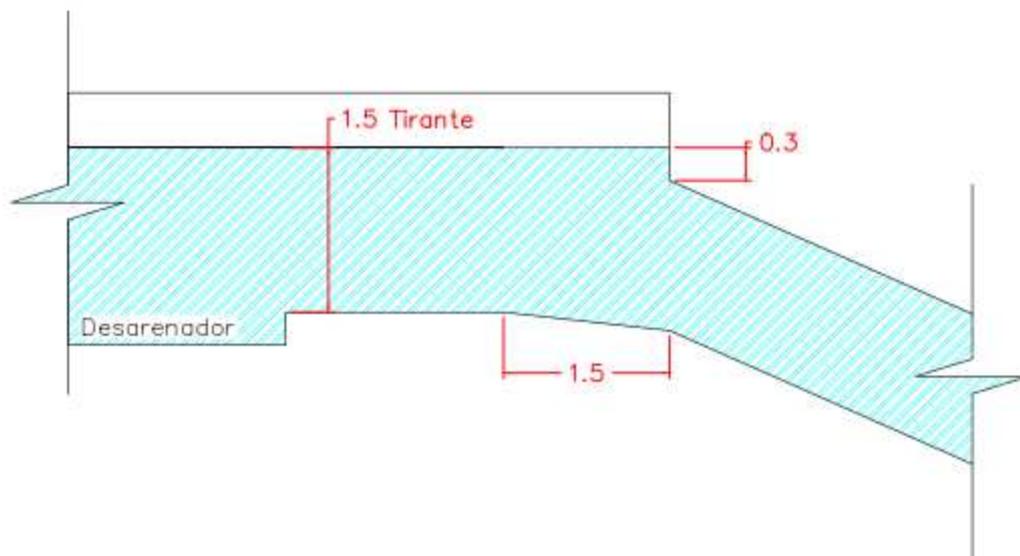
Definiendo los valores de las variantes en la fórmula 1.4 tenemos una profundidad de ahogamiento de 0.3m.

El ducto de hormigón armado se conecta al desarenador a una altura de 0.3m medidos desde su base, esta distancia sirve para que los elementos sedimentados sean almacenados ahí hasta que sean removidos por medios mecánicos externos.

La longitud de transición vertical que tiene el cabezal del sifón se establece en 1.5m, siendo esta la más común utilizada en sifones de hormigón armado que conducen fluidos a velocidades menores a 3m/s.

Las dimensiones establecidas de la entrada del sifón se exponen en la gráfica presentada a continuación:

Figura 36: Cabezal de entrada al sifón



Fuente: Autor

2.5.2.1.2. Pérdidas de carga

Pérdidas de carga por transición de entrada

Se determina la pérdida de carga por la transición de entrada al ducto, es decir el cambio de sección que existe entre la cámara de sedimentación y el ducto del sifón; se determina con la siguiente fórmula:

$$h_i = 0.4 \frac{vd^2 - vc^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 6})$$

Donde:

Hi: Pérdida de carga por transición

vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

vc: Es la velocidad antes del inicio de la transición.

Operando con estas variables en la expresión, tenemos una pérdida de:
0.081m

Pérdidas de carga por entrada al conducto:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través del cabezal de entrada; se determina con la siguiente fórmula:

$$h_e = k \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 7})$$

Donde:

He: Pérdida de carga por entrada

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

k: Es una constante de acuerdo a la forma que el ducto se inserta en el cabezal, para este caso es "acampanado" con un valor k=0.04

Operando con estas variables en la expresión, tenemos una pérdida de:
0.009m

Pérdidas de carga por codos:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través de los codos, que por su forma generan una pérdida de energía. Esta pérdida se encuentra dada por la siguiente fórmula.

$$h_c = 0.25 \sqrt{\frac{\alpha}{90}} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 27})$$

Donde:

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

α : Es el ángulo del codo

El ángulo que forma la tubería con respecto a la horizontal es de 24 grados; este mismo es el ángulo para los codos. Operando con estos valores se obtiene una pérdida de carga por codos de:

$$0.052\text{m}$$

Pérdidas de carga por fricción en el conducto:

Se determina la pérdida de carga por la fricción que existe en el ducto, es decir la resistencia que ponen las paredes del ducto al paso del fluido. Esta pérdida se encuentra determinada por la siguiente fórmula

$$h_f = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 * L \quad (\text{Ecuación 1. 9})$$

Donde:

Hf: Carga por fricción

V: Velocidad del agua en el ducto

R: Radio hidráulico

L: Longitud del ducto

n: Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad por ser hormigón es de 0.013, el radio hidráulico para la sección de 1.22m x 1.22m es de 0.407m y la longitud del ducto determinado en base a la topografía del lugar es de 55m.

Reemplazando estos valores en la fórmula se presenta una pérdida por fricción de:

$$0.13\text{m.}$$

Pérdidas de carga por transición de salida

Finalmente se determina la pérdida de carga por la transición de salida del ducto, dado por la siguiente fórmula:

$$h_s = 0.7 \frac{v d^2 - v_s^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 10})$$

Donde:

hs: Pérdida de carga por transición de salida

vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

vs: Es la velocidad al final de la transición.

La velocidad en el ducto es de 2m/s y al final de la transición se retoma una velocidad de fluido de 1m/s. En función de los valores de esta fórmula se obtiene una pérdida por transición de salida de:

0.10m

Pérdidas de cargas totales:

Sumando todas las pérdidas de cargas parciales se obtienen las pérdidas de carga totales; y por seguridad se le aumenta un 10%.

$$H_t = 1.1(h_t + h_e + h_f + h_c + h_s) \quad (\text{Ecuación 1. 11})$$

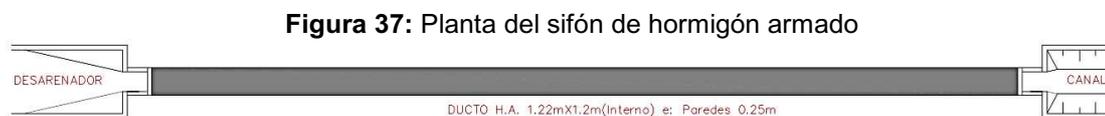
Donde:

H_t: Es la pérdida de carga total

La sumatoria de todas las pérdidas de cargas parciales multiplicadas por el factor de seguridad de 1.1 da como resultado una pérdida total de:

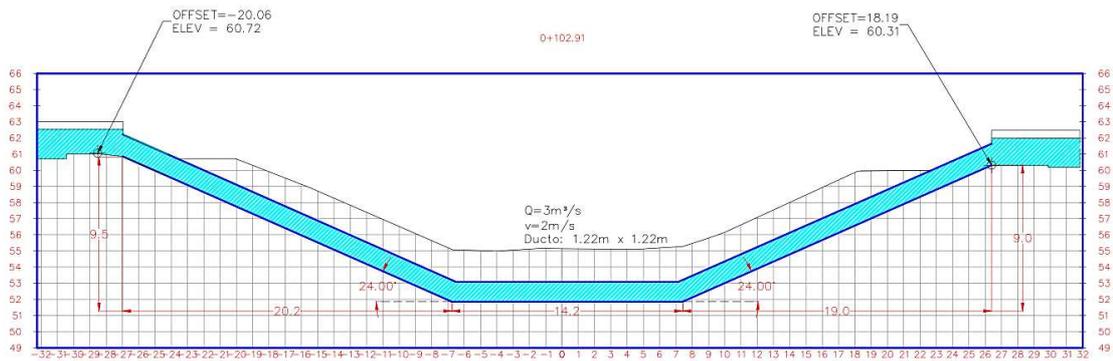
0.41m

Se presenta un esquema del dimensionamiento del sifón invertido a continuación:



Fuente: Autor

Figura 38: Perfil del sifón de hormigón armado



Fuente: Autor

2.5.2.2. Sifón hidráulico invertido de Hierro STD

Se realiza el análisis de un sifón hidráulico invertido cuyo ducto está conformado por tres tuberías de Hierro Estándar (STD), con un espesor de 9mm y una longitud de tubo entero de 12m; estas especificaciones están normadas para las tuberías de Hierro Estándar (STD) con 32 pulgadas de diámetro. Se elige esta configuración de tuberías en base al actual estado del cruce del canal sobre el río Portoviejo, como se describe en el ítem “2.2.4. Levantamiento de estructuras existentes”; el desarenador actualmente está configurado para una salida con 3 tuberías de Hierro STD, esta descripción gráfica también se presenta en la figura 39.

El sifón hidráulico tiene que transportar un caudal de 3m³/s, partiendo del actual estado del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo. Por lo arrojado en el estudio de socavación se establece que el sifón tiene que estar a una profundidad de 3 metros medidos desde el fondo del cauce. Al dividir el caudal para tres partes iguales porque se necesita transportar por tres tubos, obtenemos un caudal por tubería de 1m³/s; y al igual que en el caso del diseño de hormigón armado se desea obtener una velocidad de caudal de 2 m/s. Para determinar el diámetro de la tubería necesario utilizamos la siguiente expresión:

$$D = \sqrt{\frac{Q}{\pi * V}} \quad (\text{Ecuación 1. 12})$$

Donde:

D: Diámetro de la tubería

Q: Caudal de la tubería

V: Velocidad del fluido

Reemplazando los valores en la expresión anterior se obtiene un diámetro referencial de 0.80m; sin embargo ese no es un diámetro comercial, por lo que se asume un diámetro de 32", que es igual a 0.81m. Con estos valores en función del caudal que se necesita pasar se vuelve a recalcular la velocidad, con la siguiente expresión:

$$Q = A * V \quad (\text{Ecuación 1. 4})$$

Donde:

Q: Caudal

A: Área del ducto

V: Velocidad del fluido

Para un tubo de 32" de diámetro se tiene un área de 0.519m², que reemplazándolo en la fórmula conjuntamente con el caudal de 1m³/s, obtenemos una velocidad a través del ducto de:

$$1.93\text{m/s}$$

2.5.2.2.1. Cabezal de entrada

Salida del desarenador

La salida del desarenador se encuentra conformada por tres tuberías de Hierro STD, se disponen con una separación de 0.3m entre ellas, esta disposición de tuberías se asemeja a la que existe ahora en el cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo; sin embargo esta es solo la condición de partida, ya que el trazado del sifón va por debajo del cauce del río Portoviejo mientras que las tuberías existentes en el cruce van por arriba del cauce del río.

Ahogamiento.

En la entrada del sifón se determina la longitud del ahogamiento, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$a: 1.5\left(\left(\frac{Vd^2}{2g}\right) - \left(\frac{Vc^2}{2g}\right)\right) \quad (\text{Ecuación 1. 5})$$

Donde:

Vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

Vc: Es la velocidad antes del inicio de la transición.

La velocidad de entrada del ducto antes de la transición es de 0.17m/s, calculada en función del área que tiene la sección del desarenador con el valor del caudal; esta velocidad es muy baja en comparación a la de 1m/s que viene por el canal ya que es una sección mucho mayor la que tiene el desarenador.

Definiendo los valores de las variantes en la fórmula tenemos una profundidad de ahogamiento mínimo de:

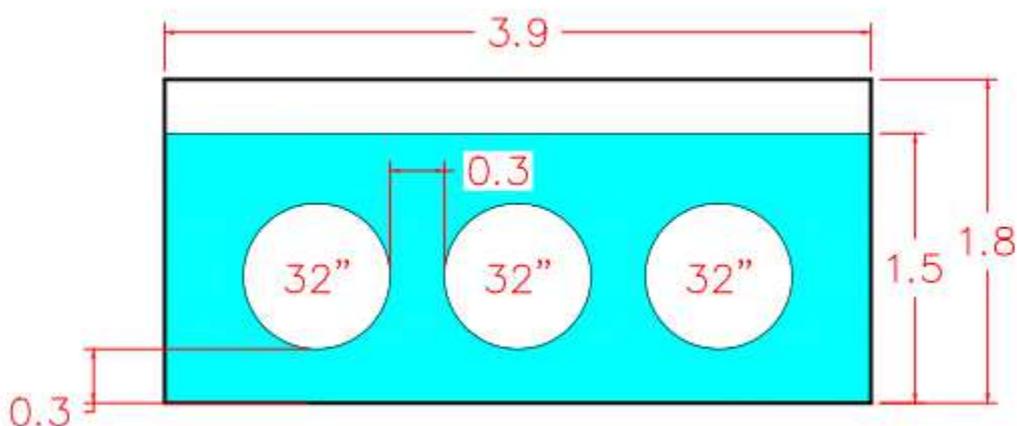
0.3m.

El ducto de hormigón armado se conecta al desarenador a una altura de 0.3m medidos desde su base, esta distancia sirve para que los elementos sedimentados sean almacenados ahí hasta que sean removidos por medios mecánicos externos.

Con estos datos de dimensionamiento nos queda una profundidad de ahogamiento de 0.39, está por encima lo del ahogamiento mínimo por lo que aceptada.

Se muestra en el siguiente esquema los dimensionamientos y ubicación de las tuberías en la sección del canal:

Figura 39: Sección transversal entrada del sifón

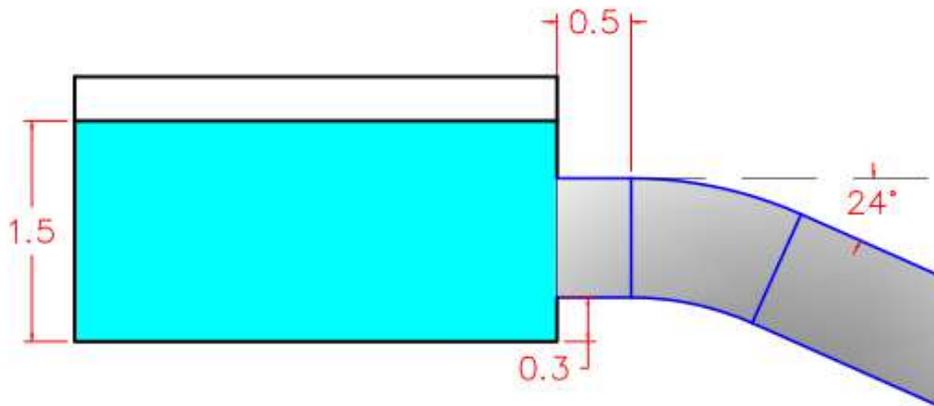


Fuente: Autor

Salida y llegada del ducto

La normativa de agua AWWA dispone que la longitud perpendicular mínima a la que tiene que estar al codo de la entrada o salida del sifón es de 0.4m para esta práctica. Para el presente estudio la tubería sale 0.5m de la cámara del desarenador y coge un codo de 24 grados para continuar con el tramo descendente. En la llegada se presenta el mismo trayecto, llega la tubería con un codo de 24 grados 0.5m antes de la entrada a la cámara de llegada. Se ilustra en la figura mostrada a continuación:

Figura 40: Perfil entrada del sifón



Fuente: Autor

2.5.2.2.2. Pérdidas de carga

Pérdidas de carga por entrada al conducto:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través del cabezal de entrada; se determina con la siguiente fórmula:

$$h_e = k \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 7})$$

Donde:

He: Pérdida de carga por entrada

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

k: Es una constante de acuerdo a la forma que el ducto se inserta en el cabezal, para este caso se inserta con aristas de 90 grados con un valor $k=0.5$.

Operando con estas variables en la expresión, tenemos una pérdida de:
0.095m

Pérdidas de carga por codos:

Se determina la pérdida de carga por el paso del fluido a través de los codos, que por su forma generan una pérdida de energía. Esta pérdida se encuentra dada por la siguiente fórmula.

$$h_c = 0.25 \sqrt{\frac{\alpha}{90}} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 8})$$

Donde:

V: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

α : Es el ángulo del codo

El ángulo que forma la tubería con respecto a la horizontal es de 24 grados; este mismo es el ángulo para los codos. Tomando en consideración que son 4 codos operando con estos valores se obtiene una pérdida de carga por codos de:

0.104m

Pérdidas de carga por fricción en el conducto:

Se determina la pérdida de carga por la fricción que existe en el ducto, es decir la resistencia que ponen las paredes del ducto al paso del fluido. Esta pérdida se encuentra determinada por la siguiente fórmula.

$$h_f = \left(\frac{V * n}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * L \quad (\text{Ecuación 1. 9})$$

Donde:

Hf: Carga por fricción

V: Velocidad del agua en el ducto

R: Radio hidráulico

L: Longitud del ducto

n: Coeficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad por ser tuberías de hierro es de 0.012, el radio hidráulico es de 0.203m y la longitud del ducto determinado en base a la topografía del lugar es de 55m.

Reemplazando estos valores en la fórmula se presenta una pérdida por fricción de:

0.247m.

Pérdidas de carga por transición de salida.

Finalmente se determina la pérdida de carga por la transición de salida del ducto, dado por la siguiente fórmula:

$$h_s = 0.7 \frac{v_d^2 - v_s^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 1. 10})$$

Donde:

hs: Pérdida de carga por transición de salida

vd: Es la velocidad del agua en el ducto.

g: Es la gravedad

vs: Es la velocidad al final de la transición.

Al final de la transición se retoma una velocidad de fluido de 1m/s. En función de los valores de esta fórmula se obtiene una pérdida por transición de salida de:

0.097.

Pérdidas de cargas totales:

Sumando todas las pérdidas de cargas parciales se obtienen las pérdidas de carga totales; y por seguridad se le aumenta un 10%.

$$H_t = 1.1 (h_e + h_f + h_c + h_s) \quad (\text{Ecuación 1. 11})$$

Donde:

Ht: Es la pérdida de carga total

La sumatoria de todas las pérdidas de cargas parciales multiplicadas por el factor de seguridad de 1.1 da como resultado una pérdida total de:

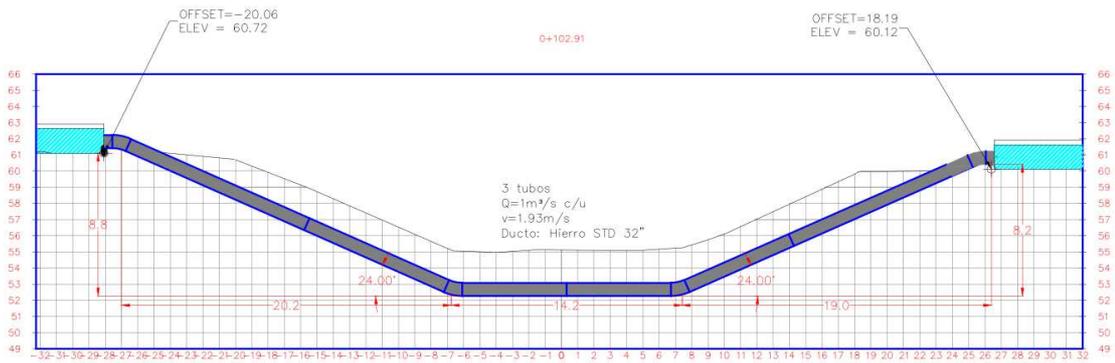
0.597m

Figura 41: Planta - Sifón de hierro STD



Fuente: Autor

Figura 42: Perfil - Sifón de hierro STD



Fuente: Autor

2.6. DETERMINACIÓN REFERENCIAL DE CANTIDADES PARA LOS CÁLCULOS DE VOLÚMENES DE OBRA Y CRONOGRAMAS VALORADOS.

2.6.1. Replanteo y nivelación:

Según se muestra en el estudio topográfico de este documento se determina un área aproximada de 2100m^2 , que es donde se realizarán los trabajos de ejecución de obra tanto para el sifón de hierro STD como de hormigón armado.

2.6.2. Desbroce desbosque y limpieza:

Según se muestra en el estudio topográfico de este documento se determina un área aproximada de 2100m^2 , que es donde se realizarán los trabajos de ejecución de obra, mismo al que tiene que realizársele el respectivo desbroce y limpieza, tanto para el sifón de hierro STD como de hormigón armado.

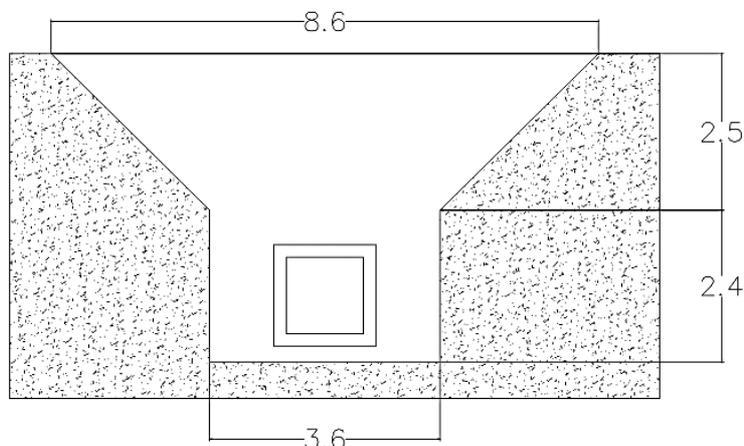
2.6.3. Excavación de suelo:

El cálculo del volumen de la excavación de suelo se determina con el área de la sección a excavar multiplicada por la longitud del sifón.

2.6.4. Para el sifón de hierro hormigón armado:

Se tiene un área de 24.11m^2 por una longitud de 41m ; tenemos un volumen de 988m^3 .

Figura 43: Sección de corte sifón de hormigón armado

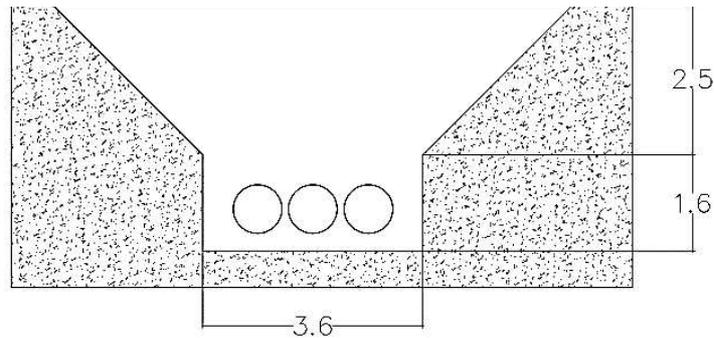


Fuente: Autor

Para el sifón de hierro STD:

Se tiene un área de 21.13m^2 por una longitud de 41m ; tenemos un volumen de 886m^3 .

Figura 44: Figura 45: Sección de corte sifón de Hierro STD



Fuente: Autor

2.6.5. Relleno y compactación:

Es el volumen de tierra excavado menos el volumen que ocupa el ducto de hormigón armado.

Para el ducto de hormigón amado se tiene 50m de tubería enterrada por 2.62m^2 que es el área, se obtiene un volumen 131m^3 , entonces la diferencia con la cantidad de material excavado es de 857m^3 .

Para el ducto de Hierro STD se tiene 50m de tubería enterrada por 2.43m^2 que es el área, se obtiene un volumen 122m^3 , entonces la diferencia con la cantidad de material excavado es de 764m^3 .

2.6.6. Demolición y desalojo de estructuras existentes:

Se tiene que realizar la demolición y desalojo de las estructuras de hormigón armado existentes, esta actividad se realiza con una retro excavadora y volquetas; las estructuras a desalojar se aprecian en la figura 18.

2.6.7. Demolición y desalojo de estructuras metálicas existentes:

Se tiene que realizar la demolición y desalojo de las estructuras metálicas existentes, esta actividad se la realiza con cortadoras y volquetas; las estructuras a desalojar se aprecian en la figura 18.

2.6.8. Colocación de hormigón ciclópeo:

Se coloca hormigón ciclópeo en la base sobre la cual estará apoyada la estructura; con un espesor de 0.3 metros un ancho de 3.6m y una longitud de 68 metros; tenemos un volumen de 73.44 m³ de hormigón ciclópeo.

2.6.9. Fundición de cabezales de entrada y de salida:

Para el sifón de hierro hormigón armado:

Según las dimensiones de cabezal mostradas en el capítulo 2.5.2.1.1; con un espesor de caras de 0.2m se tiene un volumen de hormigón armado de 10.52m³.

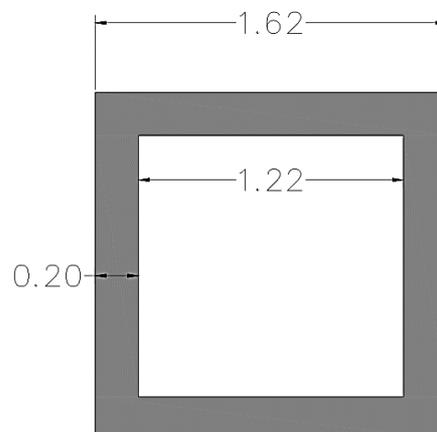
Para el sifón de hierro STD:

Según las dimensiones de cabezal mostradas en el capítulo 2.5.2.2.1 con un espesor de caras de 0.2m se tiene un volumen de hormigón armado de 8.81m³.

2.6.10. Hormigón 210kg/cm² ducto:

Se tiene un área de sección ducto-cajón de 1.14m para un espesor de pared de 0.2 metros como se muestra en la imagen a continuación:

Figura 46: Sección ducto de hormigón armado



Fuente: Autor

Multiplicando el área de la sección por 57 metros que es la longitud del ducto se obtiene un volumen de 65m³ de hormigón armado.

2.6.11. Hierro de refuerzo:

En función del volumen de hormigón en el ducto-cajón, se determina la cantidad de acero de refuerzo a utilizar; se escoge un valor de 90 kilogramos de refuerzo por cada metro cúbico de hormigón; este es un valor general utilizado para

muros en las estimaciones de cantidades de obras para la presentación de proyectos de factibilidad. Se tiene entonces una cantidad de 5850kg de acero de refuerzo.

2.6.12. Accesorios hidráulicos del sifón invertido:

Se considera un adicional por los accesorios hidráulicos tales como rejillas de entrada, pinturas y recubrimientos, entre otras.

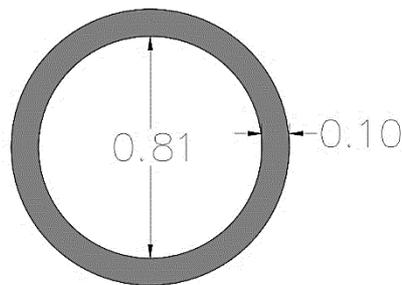
2.6.13. Tubería de hierro STD de 32":

Se necesitan cubrir 57 metros de tubería; cada tubo trae una longitud de 12m; dividiendo la longitud total de tubería para la longitud que tiene cada tubo, se obtiene un total necesario de 5 tubos de hierro STD de 32".

2.6.14. Recubrimiento por flotabilidad de tubería:

Se necesita recubrir la tubería por flotabilidad con una capa de 0.1m de espesor, la cual contiene internamente una malla electro soldada para que absorba los esfuerzos mecánicos a los que se encuentra expuesta. Con los valores expuestos anteriormente se tiene un área de sección de recubrimiento de 0.29m² multiplicados los 57m de longitud del ducto se obtiene un volumen de 16.53m³.

Figura 47: Sección ducto de Hierro STD



Fuente: Autor

2.6.15. Desfilado y colocación de tuberías.

El desfilado contempla el trabajo de pequeñas grúas para colocar la tubería en campo; posterior a esto se realiza la soldadura y fijación permanente de las mismas.

CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES SIFÓN HIDRÁULICO INVERTIDO DE HORMIGÓN ARMADO

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio total
Movimiento de tierras				
Demolición y desalojo de estructuras metálicas existentes	global	1	3000	3000
Demolición y desalojo de estructuras de H.A. existentes	global	1	2500	2500
Desbroce, desbosque y limpieza	m ²	2100	0.3	630
Replanteo y nivelación	m ²	2100	0.5	1050
Excavación de suelo	m ³	988	20	19760
Relleno y compactación	m ³	857	28	23996
Estructura del sifón				
Colocación de hormigón ciclópeo	m ³	77.44	375	29040
Fundición de cabezales de entrada y salida	m ³	10.52	623	6554
Armadura hierro de refuerzo DUCTO	kg	5850	3.24	18954
Hormigón 210kg/cm ² DUCTO (Incluye encofrado)	m ³	65	459	29835
Accesorios hidráulicos sifón invertido	global	1	1000	2000
Total:				137318.96

MES 1				MES 2				MES 3				MES 4			
1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
3000															
2500															
	630														
	525					525									
		9880						9880							
							11998							11998	
			14520							14520					
			3277	3277											
				9477						9477					
					14918						14918				
												2000			

Avance mensual	34331.98	40194.48	48794.5	13998
Avance acumulado mensual	34331.98	74526.46	123320.96	137318.96
Porcentaje mensual	25%	29%	36%	10%
Porcentaje acumulado mensual	25%	54%	90%	100%

Tabla 16 Cronograma Valorado De Actividades Sifón Hidráulico Invertido De Hormigón Armado

CRONOGRAMA VALORADO DE ACTIVIDADES SIFÓN HIDRÁULICO INVERTIDO DE HIERRO STD

Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio total	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4			
					1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Movimiento de tierras																				
Demolición y desalojo de estructuras metálicas existentes	global	1	3000	3000	3000															
Demolición y desalojo de estructuras de H.A. existentes	global	1	2500	2500	2500															
Desbroce desbosque y limpieza	m²	2100	0.3	630		630														
Replanteo y nivelación	m²	2100	0.5	1050		1050														
Excavación de suelo	m³	886	20	17720			8860			8860										
Relleno y compactación	m³	764	28	21392					10696			10696								
Estructura del sifón																				
Colocación de hormigón ciclópeo	m²	73.44	375	27540			13770			13770										
Tubería de hierro STD de 32" (12m)	u	5	6800	34000			34000													
Recubrimiento por flotabilidad de tubería	m³	16.53	402	6645.06			3323	3323												
Fundición de cabezales de entrada y salida	m³	8.81	623	5488.63			2744	2744												
Desfilado y colocación de tuberías	u	5	680	3400				1700			1700									
Accesorios hidráulicos sifón invertido	global	1	1000	2000								2000								
			Total:	125365.69																

Avance mensual	69876.845	27322.845	28166
Avance acumulado mensual	69876.845	97199.69	125365.69
Avance acumulado de obra	56%	22%	22%
Porcentaje mensual	56%	78%	100%

Tabla 17 Cronograma Valorado De Actividades Sifón Hidráulico Invertido De Hierro STD

3. CAPITULO III

3.1. Estudio Hidrológico

El punto del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, se encuentra altamente influenciado por la represa Poza Honda, ya que esta realiza sus descargas sobre el río Portoviejo cuando tiene exceso de agua dentro de su reservorio.

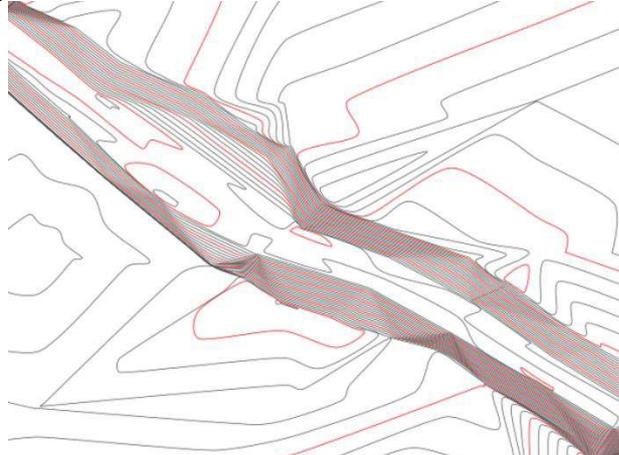
Según datos de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) en el año 1998 cuando ocurrió el fenómeno "El Niño", la represa Poza Honda arrojó a través de su vertedero el máximo caudal registrado en la historia de la misma, el caudal fue de $325\text{m}^3/\text{s}$, sin embargo este caudal no fue arrojado mientras llovía en el resto de las áreas aportantes al cauce del río Portoviejo, es decir se pudo controlar la avenida de aquel año.

La avenida del fenómeno "El Niño" en el año 1998 marcó un importante hito histórico en los registros de lluvias y consecuencias de las mismas para el Ecuador y la provincia de Manabí, es decir esta fue la "máxima" avenida para la cual se diseñan la mayoría de obras hidráulicas. De esta experiencia se hace referencia en muchos estudios cuando los resultados obtenidos de algún tipo de investigación a nivel hidrológico salen disparados o no se consideran aceptables.

3.2. Estudios topográficos

Después de la modelación y procesamiento de datos en el software AutoCAD Civil 3D, se muestra y evalúa su superficie como sigue:

Figura 48: Planta - Curvas de nivel 200m del río Portoviejo



Fuente: Autor

Se aprecia en la figura 43 el cauce del río en un tramo de 200 metros, es un cauce bien definido y con taludes de pendientes pronunciadas, a la mitad del tramo medido se evidencia un acercamiento entre las caras de los taludes, esto es debido a que en ese punto se encuentra la actual estructura que sirve de paso para el canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo, en este punto se ha presentado una sedimentación.

En la imagen se observa como el tramo que está junto al punto donde se ha presentado la sedimentación es mucho más ancho; esto debido que el agua ha erosionado las paredes del cauce por el movimiento turbulento que sucede al pasar por el tramo más estrecho; inclusive en el sitio existe de un lado del cauce una protección con muros de hormigón ciclópeo, esto se aprecia en las imágenes presentadas en el anexo de esta investigación.

3.3. Estudios hidráulicos

En la presente investigación se evalúan los resultados para una avenida "extraordinaria", tomando en consideración la máxima crecida que puede pasar a través de la Compuerta Salazar Barragán ubicada un kilómetro aguas arriba del cruce del canal Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo.

3.3.1. Análisis para caudal de 418m³/s.

La compuerta tiene una capacidad de diseño en la cual puede pasar a través de ella un caudal de 400m³/s, es un caudal de gran magnitud, el cual no se ha suscitado hasta la fecha, incluso ni en el fenómeno de "El Niño" en 1998 se presentó, sin embargo se lo incluye en este estudio como un caudal máximo.

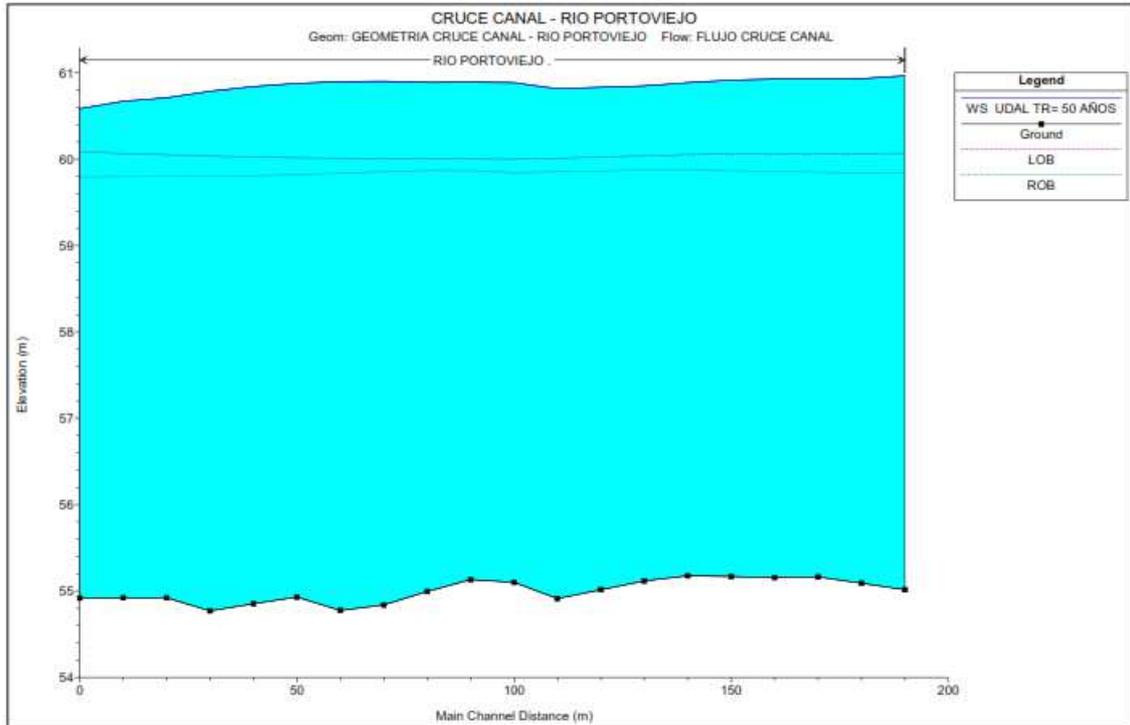
Se establece como caudal máximo bajo el argumento de que si llegase a existir un caudal que supere los 400m³/s causará un desborde del río Portoviejo en determinado punto, por ende el caudal se esparcirá en las zonas aledañas a la compuerta.

Desde la compuerta hasta el punto del cruce del canal Poza Honda Margen Izquierdo sobre el río Portoviejo hay una distancia de aproximadamente un kilómetro siguiendo el trazado del río, esta distancia tiene áreas aportantes hidrológicamente, las cuales se calculan y procesan arrojando un caudal de 18.33m³/s para un periodo de retorno de 50 años; es un caudal casi insignificante en comparación a los 400m³/s que pueden pasar a través de la compuerta, sin

embargo son tomados en consideración para la realización del modelado hidráulico.

El modelo hidráulico nos arroja el Hec-Ras se muestra y se describe a continuación:

Figura 49: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

En la figura 44 se muestra en un plano x e y la representación gráfica de la crecida con un caudal de $418\text{m}^3/\text{s}$. El agua se encuentra de color turquesa, en la gráfica existen dos líneas entrecortadas que nos representan el borde de la sección transversal derecha e izquierda respectivamente, para el borde derecho (ROB), se muestra una línea azulada mientras que para el lado izquierdo (LOB) se muestra una línea color magenta.

La gráfica muestra una sección de río de 200 metros, la estructura del cruce del canal de Riego Poza Honda Margen Izquierdo se encuentra ubicada en la abscisa 100.

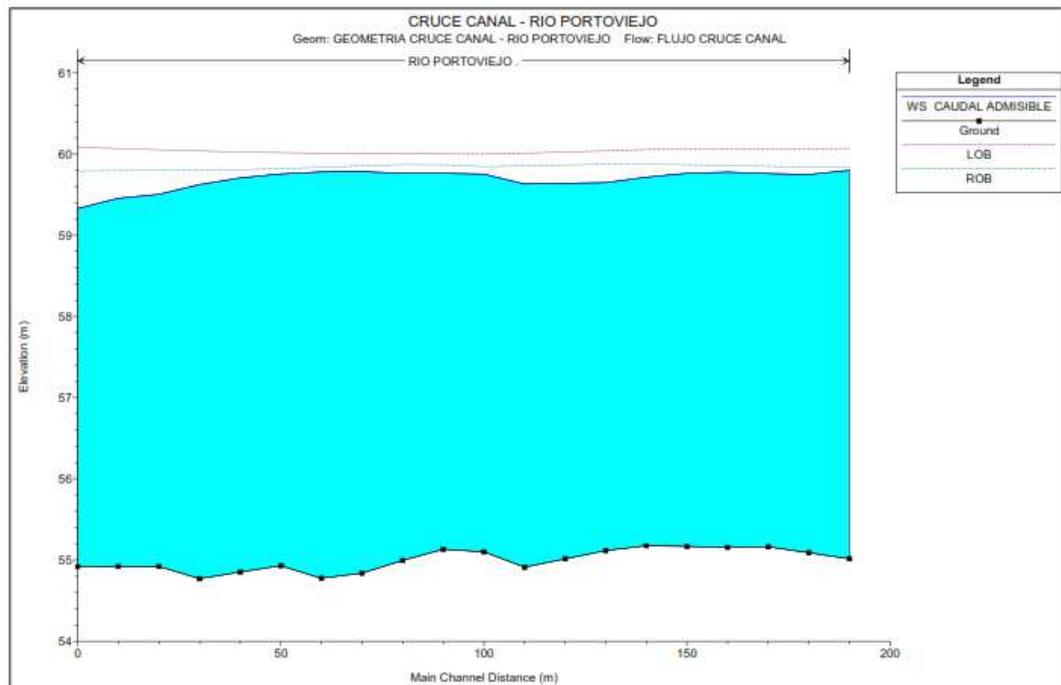
Como se aprecia en la representación el agua sobre pasa los niveles más altos que tiene el cauce del río Portoviejo, es decir origina un desborde, por lo que se puede concluir que la sección del cauce del río en el tramo analizado no es capaz

de admitir un caudal de $418\text{m}^3/\text{s}$ ya que no lo puede contener dentro de su cauce; sin embargo se puede presentar dicho caudal tomando en consideración que exista una socavación, ya que en ella se incrementa la sección del cauce pudiendo circular a través de ella un mayor caudal.

3.3.2. Análisis para caudal de $300\text{m}^3/\text{s}$.

Se procesa y modela para el caudal admisible que pueda pasar a través de la sección actual, cabe recalcar que esta sección fue moldeada por la avenida del fenómeno “El Niño”, es decir su cauce se encuentra en condiciones físicas para soportar una avenida similar, que es la que se presenta en el presente estudio. Con las secciones e información topográfica se determina la morfología del tramo, los cuales sirven como datos al software Hec-Ras para su modelo.

Figura 50: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

En la ilustración 45 se muestra en un plano x e y la representación gráfica de la crecida con un caudal de $300\text{m}^3/\text{s}$. El agua se encuentra de color turquesa, en la gráfica existen dos líneas entrecortadas que nos representan el borde de la sección transversal derecha e izquierda respectivamente, para el borde derecho

(ROB), se muestra una línea azulada mientras que para el lado izquierdo (LOB) se muestra una línea color magenta.

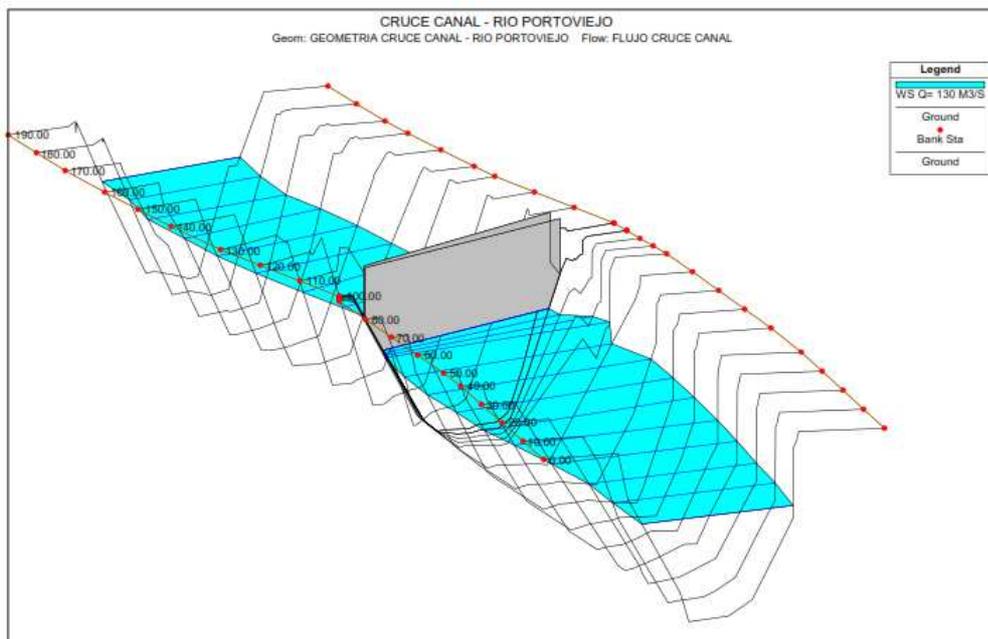
La gráfica muestra una sección de río de 200 metros, la estructura del cruce del canal de Riego Poza Honda Margen Izquierdo se encuentra ubicada en la abscisa 100.

Como se aprecia en la gráfica con un caudal de $300\text{m}^3/\text{s}$ se mantiene al tope la capacidad del canal, se aprecia en los dos puntos superiores como el agua llega casi a tocar la línea ROB, se concluye que este es nuestro caudal de diseño y trabajo para la elaboración de las alternativas para el cruce del canal. Cabe resaltar que en varias ocasiones durante el año la represa Poza Honda arroja al cauce del río Portoviejo un caudal que lo mantiene casi al tope de su capacidad.

3.3.3. Análisis para un caudal que no cause interferencias con la estructura que se encuentra sobre el río Portoviejo

Para determinar este caudal se modela un obstáculo en el cauce del río Portoviejo que se asemeja al cruce del canal de Riego Poza Honda Margen Izquierdo.

Figura 51: Modelado 3D Hec-Ras

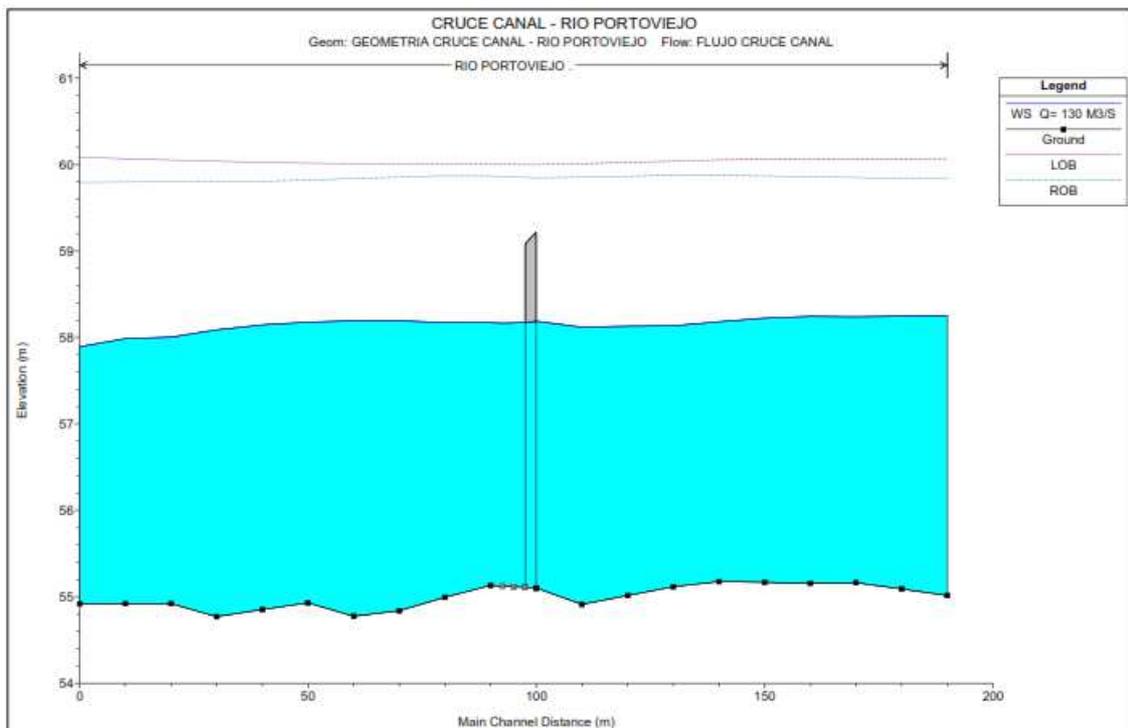


Fuente: Autor

En la gráfica se presenta la obstrucción de la estructura al cauce, la estructura ingresada en el Hec-Ras se encuentra a 3 metros sobre el fondo del río que es

como se encuentra en la actualidad. Para este modelado no interesa la geometría precisa de la estructura que interfiere en el cauce del río, sino la distancia que la separa del fondo del río, ya que el nivel del agua para poder fluir libremente a través del cauce solo podrá subir hasta que se toque la estructura, de ahí en adelante cualquier elemento que venga por el cauce flotando, impactará contra la estructura y comenzará la acumulación de elementos sólidos, los cuales son causantes del taponamiento del río.

Figura 52: Perfil hidráulico modelado Hec-Ras



Fuente: Autor

En la figura 47 se aprecia hasta qué punto puede subir el nivel del agua sin que interfiera con la estructura. Se aprecian las líneas del borde de cauce de río muy por encima del caudal.

Se determina un caudal máximo de $130\text{m}^3/\text{s}$, el cual puede fluir libremente sin interferencia alguna, es menos de la mitad de la capacidad que tiene el cauce.

En las siguientes tablas se describe los resultados resúmenes de las modelaciones realizadas en el Hec-Ras.

3.3.4. Tablas con resúmenes de cálculos hidrográficos

- Caudal 418.33m³/s

Tabla 18 Resumen de cálculos hidrográficos

River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.56	163.51	60	0.49
180	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.62	159.93	60	0.51
170	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.54	164.71	60	0.49
160	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.45	170.59	60	0.46
150	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.45	170.91	60	0.46
140	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.5	167.23	60	0.48
130	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.57	162.5	60	0.5
120	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.56	163.32	60	0.5
110	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.57	162.9	60	0.5
100	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.07	201.94	60	0.36
90	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.98	211.25	60	0.34
80	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.95	214.31	60	0.33
70	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.81	230.87	60	0.29
60	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.8	231.91	60	0.29
50	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	1.87	223.89	60	0.31
40	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2	209.07	60	0.34
30	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.2	189.85	60	0.4
20	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.44	171.47	60	0.46
10	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.53	165.14	60	0.49
0	CAUDAL TR= 50 AÑ	418.33	2.76	151.75	60	0.55

Fuente: Autor

- Caudal 300m³/s

Tabla 19 Resumen de cálculos hidrográficos

River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.06	98.03	33.87	0.57
180	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.14	95.49	31.09	0.57
170	CAUDAL ADMISIBLE	300	3	100.07	32.99	0.55
160	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.82	106.46	36.14	0.52
150	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.8	107.19	35.73	0.52
140	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.89	103.69	35.28	0.54
130	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.04	98.8	33.77	0.57
120	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.98	100.75	33.49	0.55
110	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.93	102.33	33.94	0.54
100	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.19	137.2	43.7	0.39
90	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.06	145.85	46.69	0.37
80	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.01	149.06	47.07	0.36
70	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.81	166.03	45.44	0.3
60	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.8	167.05	45.23	0.3
50	CAUDAL ADMISIBLE	300	1.88	159.3	43.48	0.31
40	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.07	144.98	41.2	0.35
30	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.37	126.75	38.01	0.41
20	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.74	109.67	34.86	0.49
10	CAUDAL ADMISIBLE	300	2.84	105.55	32.11	0.5
0	CAUDAL ADMISIBLE	300	3.16	94.9	30.05	0.57

Fuente: Autor

- Caudal 130m³/s

Tabla 20 Resumen de cálculos hidrográficos

River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
190	Q= 130 M3/S	130	2.51	51.88	25.9	0.57
180	Q= 130 M3/S	130	2.43	53.51	24.62	0.53
170	Q= 130 M3/S	130	2.35	55.29	25.91	0.51
160	Q= 130 M3/S	130	2.21	58.88	26.89	0.48
150	Q= 130 M3/S	130	2.22	58.46	27.68	0.49
140	Q= 130 M3/S	130	2.32	55.97	26.91	0.51
130	Q= 130 M3/S	130	2.42	53.73	25.77	0.53
120	Q= 130 M3/S	130	2.34	55.67	26.11	0.51
110	Q= 130 M3/S	130	2.28	57.01	26.28	0.49
100	Q= 130 M3/S	130	1.71	75.97	34.53	0.37
98.75		Bridge				
97.5*	Q= 130 M3/S	130	1.75	74.28	34.67	0.38
95.*	Q= 130 M3/S	130	1.78	73.11	35.13	0.39
92.5*	Q= 130 M3/S	130	1.78	72.91	38.17	0.41
90	Q= 130 M3/S	130	1.71	76.08	41.19	0.4
80	Q= 130 M3/S	130	1.6	81.06	38.05	0.35
70	Q= 130 M3/S	130	1.35	96.28	41.03	0.28
60	Q= 130 M3/S	130	1.3	100.05	39.79	0.26
50	Q= 130 M3/S	130	1.38	94.52	38.43	0.28
40	Q= 130 M3/S	130	1.53	84.77	35.81	0.32
30	Q= 130 M3/S	130	1.79	72.56	32.65	0.38
20	Q= 130 M3/S	130	2.12	61.32	29.54	0.47
10	Q= 130 M3/S	130	2.12	61.21	28.63	0.46
0	Q= 130 M3/S	130	2.42	53.71	26.65	0.54

Fuente: Autor

En las tablas presentadas, se encuentran resumidos los resultados para cada tipo de caudal y para cada estación o punto de medición. En la primer columna se establece el número de estación, en la segunda columna se hace una referencia a al perfil hidráulico determinado, en la tercer columna se muestra el caudal para el que se está calculando, en cuarta columna se muestra la velocidad del tramo, varía de tramo a tramo por la pendiente entre sección y sección pero para un cálculo general se toma la velocidad promedio en estos casos; en la quinta columna se muestra el área mojada de la sección, en la sexta columna se muestra la longitud transversal del tirante de agua; y finalmente en la séptima columna se muestra el número de Froude, para controlar que no se forme un flujo crítico.

En la tabla 18 se muestra en la estación 98.75 la palabra “Bridge”, siendo esta la estación donde se modela la obstrucción al cauce del río.

Para los trabajos de diseño se modela generalmente utilizando los valores promedios de los arrojados en las tablas presentadas.

3.4. Estudio de Socavación

3.4.1. Aspectos generales del ámbito de estudio

La erosión en un río es uno de los principales problemas que afectan a las estructuras sumergidas en él. En cuanto a las características del problema, varias alternativas han sido consideradas para reducir los altos valores obtenidos a partir del cálculo de Socavación General, se considera que hay que dar prioridad a la mitigación de los procesos geomorfológicos y la estabilidad de los suelos puesto que de este depende la estructura a realizarse. El objetivo general de este fragmento es presentar los datos considerados como valores máximos a partir modelos matemáticos que se utilizan para predecir los efectos hidráulicos y mecánicos a los que se puede estar expuestos durante la etapa de construcción y operación del sifón; sin embargo el análisis no se limita a los resultados obtenidos a través del cálculo realizado con los valores del modelado que se generó inicialmente, sino también contempla datos que han sido considerados como promedio durante la actividad del río.

Por su parte, el Río Portoviejo se constituye en la principal fuente de agua para más de 700.000 habitantes de Portoviejo, Manta, Jipijapa, Rocafuerte, Montecristi, Santa Ana, Jaramijó, 24 de Mayo y parte de Sucre.

En sus riberas viven unas 300.000 personas. Una de las características del río Portoviejo es la intensa actividad agrícola que existe en su valle, aunque su valor agregado es muy bajo. En inviernos lluviosos provoca inundaciones en la ciudad y en el campo.

3.4.1.1. Métodos empleados

Para realizar los cálculos se emplearon diferentes coeficientes en las fórmulas de diferentes autores, entre ellos:

- Licshtvan-Levediev
- Blench
- Maza - Echevarría
- Kellerhals
- Farías
- Neill

Por otro lado, se contemplan también a Jaime Iván Ordoñez, quien establece formulas a partir del Número de Froude del flujo, el mismo que determina los fenómenos de socavación general, introduciendo una ecuación totalmente diferente.

Calculo #1

Datos

Este análisis es un relato de lo que se podría apreciar en el Río Portoviejo en lo que se podrían llamar “condiciones extremas”, así que en primera instancia se trabajo con los siguientes datos:

Tabla 21 Datos para Calcular la Socavación General

DATOS PARA CALCULAR SOCAVACION GENERAL					
Q=	418	d₅₀=	0.0001	A=	201.000
T=	60	q_u=	6.967	Dh=	3.350
y=	5.79	q_umax=	10.475	g*Dh=	32.830
S=	0.17%	V=	2.070	Fpmax=	0.317

Fuente: Autor

Resultados

Tabla 22 Resultados de la Socavación General

Río Portoviejo						
Autor	Co	C1	C2	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)
Licshtvan-Levediev	0.333	0.71	0.199	8.260	13.322	7.5323
Blench	0.38	0.667	0.167	6.458	10.720	4.9300
Maza - Echavarría	0.365	0.784	0.157	7.099	11.653	5.8633
Kellerhals	0.47	0.8	0.12	6.707	11.083	5.2932
Farías	0.35	0.7	0.2	8.594	13.798	8.0078
Neill	0.32	0.798	0.2	9.504	15.087	9.2965

Fuente: Autor

Análisis

Dada la naturaleza de las formulaciones existentes, en el presente estudio se ha aplicado las mismas tal cual han sido desarrolladas y complementariamente, se

ha modificado, en aquellas, el caudal unitario, q , por la relación presentada por Ordoñez, a efectos de minimizar la incertidumbre.

Adicionalmente, en base a la información geotécnica, a efectos de comparación, se ha calculado la Socavación General, considerando el diámetro medio de la capa superior, y , de la capa que coincide con el fondo del río, cuyos resultados se presentan en tablas, a las que se le adiciona una columna en donde se encuentra la erosión neta maximizada por el caudal unitario.

Puesto que el río Portoviejo se ha desbordado en varias ocasiones por exceso de caudal, equivale a considerar esta condición de flujo extrema que ha ocurrido anteriormente; y que por consiguiente es susceptible de que pueda ocurrir nuevamente; sin embargo las características del flujo no serán significativamente mayores a las evaluadas.

Al margen de lo mencionado en el párrafo anterior, es probable que puedan ocurrir eventos de flujo, que aun siendo menores en caudal, pueden ocasionar procesos erosivos mayores, cuya situación extrema, estará dado por la descarga a nivel de cauce, cuyo cálculo ha sido realizado y presentado en las tablas 19 y 20.

Calculo #2

Observando que los resultados obtenidos a través del primer procesamiento de la información generaron valores de socavación muy altos, se procedió a realizar una nueva hoja de cálculo con los datos que se detallan a continuación.

Datos:

Tabla 23 Datos para Calcular la Socavación General

DATOS PARA CALCULAR SOCAVACION GENERAL					
Q=	300	d₅₀=	0.0003	A=	137.200
T=	43.7	q_u=	6.865	Dh=	3.140
y=	4.65	q_umax=	10.324	g*Dh=	30.768
S=	0.17%	V=	2.070	Fpmax=	0.327

Fuente: Autor

Resultados

Tabla 24 Resultados de la Socavación General

Río Portoviejo						
Autor	Co	C1	C2	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)
Licshtvan-Levediev	0.333	0.71	0.199	6.569	10.814	6.1641
Blench	0.38	0.667	0.167	5.323	8.987	4.3375
Maza - Echavarría	0.365	0.784	0.157	5.906	9.847	5.1971
Kellerhals	0.47	0.8	0.12	5.810	9.705	5.0554
Farías	0.35	0.7	0.2	6.828	11.189	6.5390
Neill	0.32	0.798	0.2	7.540	12.214	7.5638

Fuente: Autor

3.4.2. Análisis Comparativo

En base a las consideraciones realizadas a lo largo del documento, se escogieron seis formulaciones cuya génesis de aplicación es muy parecida, las cuales fueron modificadas en base al criterio desarrollado por Ordoñez.

En la tabla a continuación se determinan los porcentajes en los que se redujeron los resultados al comparar el primer y segundo cálculo.

Tabla 25 Análisis comparativo de Resultados de Socavación en porcentajes

Autor	hs (q)		hs (q max.)		hs neta (q max.)	
	Valor en decimales	Porcentaje (%)	Valor en decimales	Porcentaje (%)	Valor en decimales	Porcentaje (%)
Licshtvan-Levediev	-0.2047	20.47	-0.1883	18.83	-0.1816	18.16
Blench	-0.1758	17.58	-0.1617	16.17	-0.1202	12.02
Maza - Echavarría	-0.1681	16.81	-0.1550	15.50	-0.1136	11.36
Kellerhals	-0.1337	13.37	-0.1243	12.43	-0.0449	4.49
Farías	-0.2055	20.55	-0.1891	18.91	-0.1834	18.34
Neill	-0.2066	20.66	-0.1904	19.04	-0.1864	18.64

Fuente: Autor

En razón de los resultados obtenidos, se presenta un resumen de los mismos, pero solamente para los métodos de Neill, Lischtván – Levediev y Farías, que presentan resultados aceptables, y de ellos, el método de Lischtván – Levediev, fue el seleccionado para la investigación.

Tabla 26 Resumen de autores escogidos

Autor	Primer Calculo			Segundo Calculo		
	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)	hs (q)	hs (q max.)	hs neta (q max.)
Lischtván-Levediev	8.260	13.322	7.532	6.569	10.814	6.164
Farías	8.594	13.798	8.008	6.828	11.189	6.539
Neill	9.504	15.087	9.297	7.540	12.214	7.564

Fuente: Autor

El método de Lischtván – Levediev fue elegido ya que tiene alguna comprobación de campo y es el único que recibió un proceso de calibración en los ríos de llanura, además su uso en Latinoamérica es bastante generalizado.

Sin embargo a pesar de que al calcular con nuevos datos en el método seleccionado se obtuvo una reducción del 18.16 %, se considera que el resultado es muy alto y nada real, tomando en consideración que en las crecidas que ocasionó el fenómeno “El Niño” en el año 1988 no se presentaron tales socavaciones, razón por la cual se opta por otra alternativa, la misma que se basa en estimar que la Socavación General es de 3m fundamentada en la socavación presentada por el río Portoviejo en el fenómeno “El Niño” del año 1998; en el sitio se encuentran restos de una estructura de hormigón armado que quedó anclada en el fondo del cauce del río cuando hubo las crecidas de 1998, los restos de esta estructura nos revelan el nivel de socavación que se presentó con aquella crecida, según técnicos del La Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), el nivel del fondo del río estaba en aquel entonces aproximadamente un metro más abajo de lo que se encuentra en la actualidad. La consultora civil manabita Espiral Contespi; ha realizado varios trabajos sobre el cauce del río Portoviejo y en sus estudios establecen niveles de socavación promedio para este río de 3m con base en el comportamiento que ha tenido el mismo a lo largo de los años.

La Constructora Norberto Odebrecht S. A., en el año 2014 también realizó estudios de socavación en el cauce del río Portoviejo a la altura del cantón Rocafuerte donde se determinó un valor de socavación de 3.2m.

Probablemente los métodos de estimación de socavación utilizados no sean tan precisos conforme a la realidad porque sus coeficientes han sido calibrados con experimentaciones realizadas en ríos con distintas características. Finalmente en base a lo que se a la práctica y a lo presentado en eventos pasados se acoge el valor de socavación para este estudio de 3m.

3.5. Alternativas de solución

Evidentemente el agua no puede circular libremente a través del cauce del río Portoviejo por la obstrucción que causa la estructura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, es por ello que se plantea como alternativa eliminar la estructura existente para el cruce del mencionado canal; sin la estructura interfiriendo no existirá la obstrucción al cauce por la acumulación de palizadas y de objetos sólidos; sin embargo al eliminarla se dejaría desabastecido de riego a casi todo los sembríos que se asientan al costado izquierdo de la vía Portoviejo – Santa Ana.

Por lo mencionado en el párrafo anterior se hace necesario la implementación de una estructura que dé continuidad al canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, sin que interfiera en el cauce del río, bajo esta necesidad se plantea la construcción de un sifón hidráulico invertido.

El sifón hidráulico invertido cruza por debajo del cauce del río Portoviejo sin interferir con su caudal y a su vez da la continuidad necesaria al canal de riego; es por esta razón que se acepta la viabilidad de la construcción de un sifón hidráulico invertido.

Hay que analizar el tipo de sifón a construir, ya que existe una gran variedad de los mismos, generalmente en el medio los más utilizados son los de hierro y los de hormigón armado, por lo que se plantea como alternativas el siguiente:

- 1.- Construcción de un sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado.
- 2- Construcción de un sifón hidráulico invertido de Hierro STD.

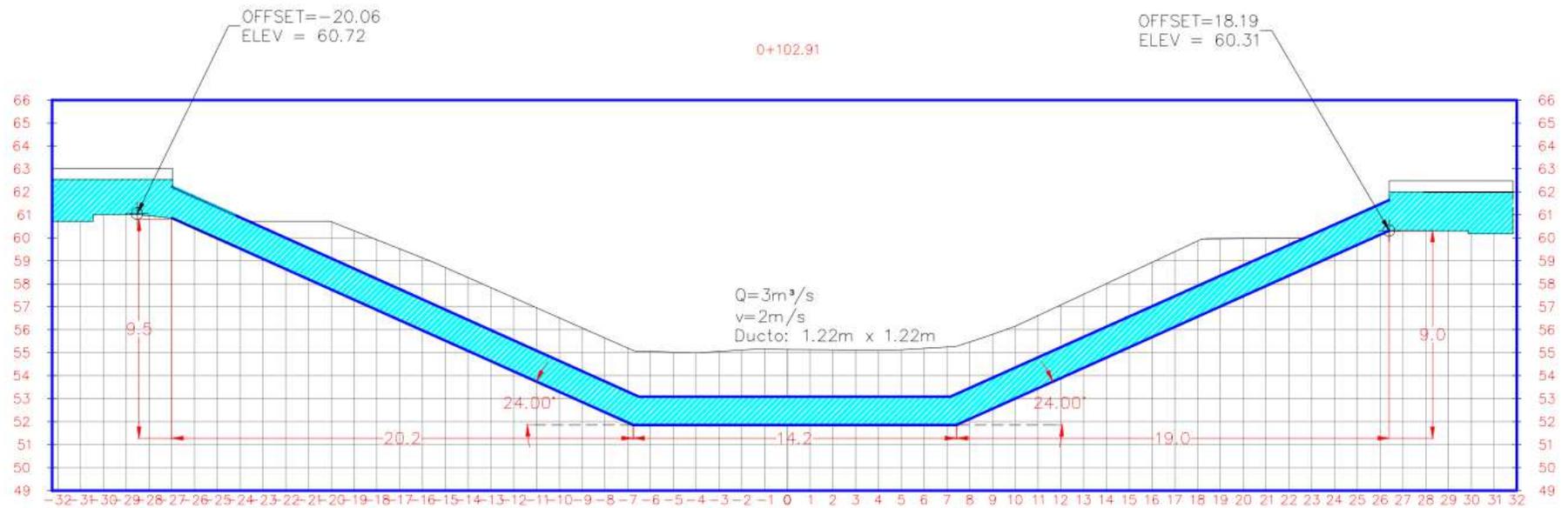
3.5.1. Sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado.

Se presenta la propuesta de un sifón hidráulico invertido construido de hormigón armado, con las siguientes características:

- Caudal a transportar: $3\text{m}^3/\text{s}$
- Velocidad del caudal en el ducto: $2\text{m}/\text{s}$
- Pérdidas de carga: 0.41m
- Sección del ducto: $1.22\text{m} \times 1.22\text{m}$
- Espesor de paredes: 0.25m (Con este valor se cumple las condiciones para contrarrestar la flotabilidad)
- Profundidad con respecto al fondo del cauce del río: 3m

En la imagen mostrada a continuación se presenta la geometría del sifón:

Figura 53: Planta-Perfil de Sifón hidráulico invertido de hormigón armado



Fuente: Autor

3.5.2. Sifón hidráulico invertido de Hierro STD 32”.

El hormigón armado no es único elemento del cual se puede construir el sifón hidráulico invertido, también está el hierro STD, que brinda mayor facilidad y rapidez a la hora del montado y ejecución de obra.

Se presenta la propuesta de un sifón hidráulico invertido construido de hierro STD, con las siguientes características:

-El sifón se encuentra constituido de 3 tubos de hierro STD, soldados entre sí, cada tubería tiene un encamisado de un espesor de 0.15m construido de hormigón armado con una malla electro soldada interna; para contrarrestar la flotabilidad.

-Caudal a transportar por tubería: 3m³/s

-Velocidad del caudal en el ducto: 1.93m/s

-Pérdidas de carga: 0.60m

-Diámetro del ducto: 32”

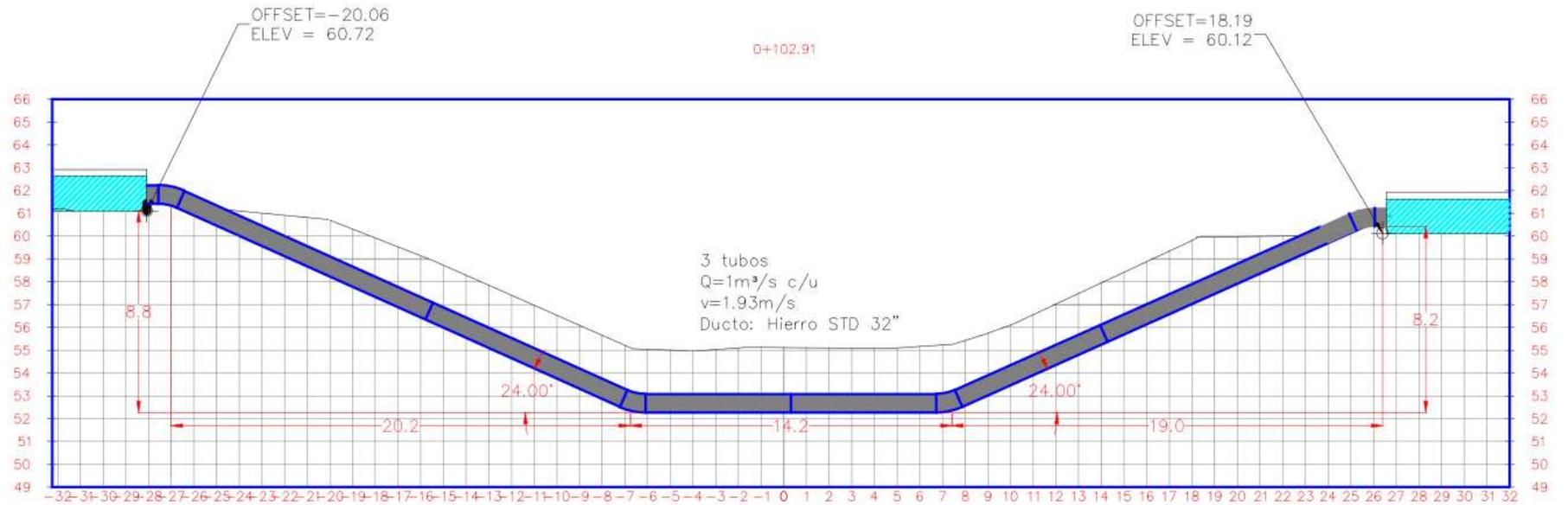
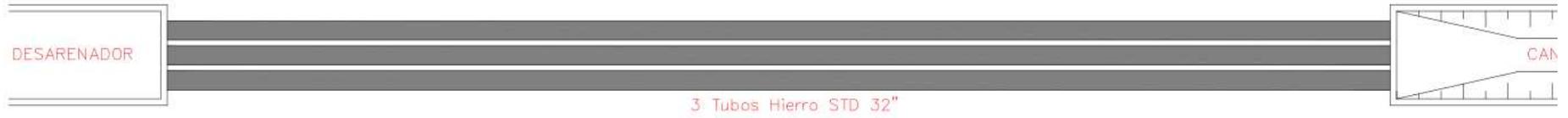
-Espesor del ducto: 9mm (Definidos para hierros de sección estándar STD 32”

Profundidad con respecto al fondo del cauce del río: 3m

-En los cambios de dirección del sifón hidráulico invertido se dispone la colocación de codos de 24 grados.

En la imagen mostrada a continuación se presenta la geometría del sifón:

Figura 54: Planta-Perfil de Sifón hidráulico invertido de hierro STD



Fuente: Autor

3.5.3. Cronogramas valorados referenciales para las alternativas de solución.

Para la primera alternativa, el sifón hidráulico invertido de hormigón armado se tiene un presupuesto referencial de 137318.96 dólares y se contempla construir en un período de 14 semanas. La construcción del sifón debe ser realizada en dos fases, en la primer fase se canaliza el agua que pasa por el río a través de la mitad del cauce, quedando así la otra mitad del cauce libre de agua y por ende se puede trabajar en ella; en la segunda fase se realiza el mismo procedimiento, se canaliza el agua del río para que circule a través de la otra mitad mientras se trabaja en la que queda libre.

Para la segunda alternativa, el sifón hidráulico invertido de Hierro STD se tiene un presupuesto referencial de 125365.69 dólares y se contempla construir en un período de 11 semanas. Al igual que en la primera alternativa la construcción del sifón hidráulico invertido debe ser realizada en dos fases, en la primera fase se canaliza el agua que pasa por el río a través de la mitad del cauce, quedando así la otra mitad del cauce libre de agua y por ende se puede trabajar en ella; en la segunda fase se realiza el mismo procedimiento, se canaliza el agua del río para que circule a través de la otra mitad mientras se trabaja en la que queda libre.

3.5.4. Comparación entre las alternativas de sifón hidráulico invertido de Hormigón Armado y de Hierro STD

En el medio el hormigón armado es muy popular, en cualquier lugar se puede conseguir materiales de construcción como el cemento, hierro, piedra y arena básicamente, por lo que se hace viable en cuanto a la facilidad al acceso de los materiales para su construcción, sin embargo su construcción es más demorada en comparación a la de un sifón de Hierro STD porque en ella se tienen que realizar a más de las perforaciones y excavaciones, los armados y fundidos de losas y elementos de hormigón armado.

La implementación de un sifón hidráulico invertido de Hierro STD resulta 11953.27 dólares más barata que la implementación de un sifón hidráulico invertido de hormigón armado y se construye en tres semanas menos. Por precios y tiempos resultaría más conveniente la implementación de la estructura

de Hierro STD, sin embargo para construir este tipo de estructura se necesita mano obra tecnicada ya que se maneja mucho la parte de soldaduras y grúas de precisión para poder hacer de forma correcta las uniones de las tuberías, aquella mano de obra y equipos no se encuentran en el cantón Santa Ana ni en sus alrededores por lo que se tiene que traer de las principales ciudades del país aquella mano de obra y maquinaria; hay que tomar en consideración esta situación ya que generalmente los habitantes de los sectores donde se realizan obras de mediana o gran envergadura exigen poder laborar de manera activa en aquellas obras.

La construcción del sifón hidráulico invertido de hierro STD demanda mano de obra y equipo de otras ciudades o provincias sin embargo compensa con su rapidez de construcción a la de hormigón armado.

En el ámbito hidráulico las dos estructuras cumplen a cabalidad con las disposiciones para las que se necesitan; es decir, cruzar el agua que viene por el canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo de un lado al otro del río Portoviejo sin afectar su cauce. Las pérdidas que se generan en el ducto pueden ser suplidas por la topografía del terreno.

Las alternativas presentadas en este estudio presentan como variantes su material, proceso de construcción y costos, con ventajas y desventajas en distintos ámbitos, sería elección de quien en algún momento desease ejecutar la construcción del sifón hidráulico invertido escoger de acuerdo a la disponibilidad de materiales y mano de obra de momento entre el sifón hidráulico invertido de hormigón armado y el sifón hidráulico invertido de hierro STD.

Finalmente se establece que ambas alternativas son viables y desde el punto de vista hidráulico son similares en cuanto a su funcionalidad, ambas tienen ventajas y ventajas en función de sus costos y procesos constructivos pero a manera general ambas son factibles por lo que son aceptadas como soluciones al problema de la obstrucción que causa la estructura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo al río Portoviejo.

Conclusiones

- La estructura que actualmente existe sobre el cauce del río Portoviejo genera taponamientos al no dejar circular por el río palizadas y elementos sólidos; los cuales cuando llegan a un determinado punto de acumulación obstruyen por completo el cauce del río Portoviejo, ocasionando desbordes e inundaciones a la altura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo.
- A través de las modelaciones hidráulicas se determinó que el caudal máximo admisible que puede pasar por el cauce del río Portoviejo en el punto de cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo, es de $300\text{m}^3/\text{s}$; ya que esta es la capacidad máxima que soporta la sección del cauce antes de llegar al punto de desborde.
- El sifón hidráulico invertido puede ser de hormigón armado o de hierro STD, las dos estructuras cumplen con los requerimientos hidráulicos; sin embargo por costos y tiempos de construcción la implementación de un sifón hidráulico invertido de Hierro STD es más viable.
- Se determinó que la hipótesis es verdadera ya que con la implementación del sifón hidráulico invertido se deja libre el cauce del río Portoviejo a la altura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo y de esta manera el agua circulará sin obstrucción alguna a través del río.

Recomendaciones

- Se sugiere reemplazar de manera urgente la estructura existente sobre el cauce del río Portoviejo a la altura del cruce del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo ya que con una avenida de gran magnitud se ocasionarán problemas devastadores de inundación al cantón Santa Ana.
- Se recomienda realizar la construcción del sifón hidráulico invertido en la estación de verano, los niveles de caudal del río Portoviejo son mínimos y resultaría fácil realizar una canalización temporal de sus aguas por un extremo del cauce del río mientras se realizan trabajos de construcción en el otro extremo.
- Las autoridades políticas, cantonales, provinciales o incluso hasta nacionales, deben tomar pronto cartas en el asunto, resulta mucho más económico darle solución a la problemática actual que a las pérdidas que puedan generar inundaciones al presentarse una gran avenida.
- Tomando en cuenta que la construcción de un sifón hidráulico invertido de hormigón armado demanda más personal y mano de obra local se podría optar por esta opción a la hora de construir la estructura; se constató en las visitas a la localidad que un gran número de personas se dedican a la albañilería y trabajos de jornales.
- Se deja la puerta abierta a una futura investigación para los egresados de la carrera, sobre la falta de precisión con respecto a los estudios de socavación sobre en el río Portoviejo, su desacierto en cuanto a resultados de cálculos y los resultados reales evidenciados cuando se han suscitado grandes avenidas.

Bibliografía

Ordoñez, J. I. (2010). *El Régimen del Flujo y la Morfología de los Cauces Aluviales*,. Universidad Nacional de Colombia.

Quintero, C., & Fonticela, E. (2011). Algunas consideraciones filosoficas, sobre fundamentos filosoficos de problemas medio ambientales. *Delos* , 2.

Ruiz, P. R. (2008). *HIDRAULICA*. Mexico.

Álvarez, J. A. (2000). *Erosión General en Cauces con Material Granular*. Córdoba, Argentina.

ANEXO 1
FOTOGRAFICO



Estructura actual sobre el cauce del Río Portoviejo



Llegada del canal de riego Poza Honda Margen Izquierdo al desarenador



Equipo de topografía realizando los levantamientos



Equipo de topografía realizando los levantamientos



Estructura metálica actual sobre el cauce del río Portoviejo



Trabajos de campo



Taponamiento del cauce ocurrido en 2013



Elementos sólidos extraídos del cauce del rio Portoviejo en 2013



Inundación del centro de Santa Ana causada por el desborde del río Portoviejo en 2013



Inundación del centro de Santa Ana causada por el desborde del río Portoviejo en 2013

ANEXO 2
TOPOGRÁFICO

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
1	9866893.00	569849.91	60.13	AUX2
2	9866894.37	569848.68	59.82	BORDE*RIO
3	9866886.57	569860.62	60.21	BORDE*RIO
4	9866881.23	569876.61	60.15	BORDE*RIO
5	9866877.56	569884.30	60.17	BORDE*RIO
6	9866874.86	569897.04	59.60	BORDE*RIO
7	9866869.23	569914.43	59.84	BORDE*RIO
8	9866859.76	569927.04	59.99	BORDE*RIO
9	9866833.14	569963.30	62.34	BORDE*RIO
10	9866899.96	569843.25	60.50	TUBERIA*AAQ
11	9866898.81	569837.84	59.58	BORDE*RIO
12	9866916.79	569816.15	59.58	BORDE*RIO
13	9866916.58	569816.51	57.62	TN
14	9866927.97	569802.88	59.48	BORDE*RIO
15	9866927.90	569802.91	57.45	TN
16	9866942.36	569786.33	59.59	BORDE*RIO
17	9866942.40	569786.37	57.50	TN
18	9866971.66	569755.00	59.57	BORDE*RIO
19	9866971.79	569755.18	57.69	TN
20	9866974.78	569760.63	55.18	ESPEJO*D*AGUA
21	9866976.39	569762.91	54.91	FONDO*D*RIO
22	9866948.59	569790.17	55.42	ESPEJO*D*AGUA
23	9866953.13	569793.70	54.92	FONDO*D*RIO
24	9866920.20	569821.74	55.36	ESPEJO*D*AGUA
25	9866920.44	569822.16	54.73	FONDO*D*RIO
26	9866904.12	569857.42	55.10	FONDO*D*RIO
27	9866901.59	569856.14	55.42	ESPEJO*D*AGUA
28	9866890.69	569888.23	55.60	ESPEJO*D*AGUA
29	9866891.75	569889.56	55.26	FONDO*D*RIO
30	9866896.39	569892.95	55.19	EJERIO
31	9866901.40	569895.60	55.33	FONDO*D*RIO
32	9866901.93	569896.25	55.44	ESPEJO*D*AGUA
33	9866875.62	569915.91	55.49	ESPEJO*D*AGUA
34	9866876.72	569916.37	55.31	FONDO*D*RIO
35	9866881.70	569919.56	55.19	EJERIO
36	9866886.77	569922.09	55.15	FONDO*D*RIO
37	9866887.22	569922.18	55.45	ESPEJO*D*AGUA
38	9866863.69	569946.53	55.08	EJERIO
39	9866860.87	569944.61	54.95	FONDO*D*RIO
40	9866860.27	569943.90	55.74	ESPEJO*D*AGUA
41	9866868.20	569949.66	55.49	FONDO*D*RIO

42	9866869.19	569950.35	55.66	ESPEJO*D*AGUA
43	9866848.71	569971.06	55.19	EJERIO
44	9866853.40	569973.30	55.42	FONDO*D*RIO
45	9866854.10	569973.73	55.90	ESPEJO*D*AGUA
46	9866954.91	569904.61	60.88	TUBERIA*AAQ
47	9866922.89	569873.67	60.45	CN
48	9866925.52	569870.60	60.45	CN
49	9866928.53	569873.46	60.38	CN
50	9866925.89	569876.37	60.43	CN
51	9866925.07	569874.51	59.28	TUBERIA
52	9866925.82	569873.67	59.28	TUBERIA
53	9866926.63	569872.91	59.31	TUBERIA
54	9866927.20	569876.32	58.10	FONDO*CN
55	9866932.21	569876.78	60.39	DESF
56	9866932.49	569877.08	60.40	DESF
57	9866935.44	569873.00	60.41	DESF
58	9866935.76	569873.37	60.41	DESF
59	9866935.07	569873.79	60.87	TUBERIA*AAPP
60	9866948.44	569885.47	60.84	TUBERIA*AAPP
61	9866974.36	569914.79	59.94	CN
62	9866974.32	569914.73	60.46	CN
63	9866974.33	569914.77	60.46	CN
64	9866982.68	569922.37	59.93	CN
65	9866982.68	569922.36	60.60	CN
66	9866979.82	569925.27	60.44	CN
67	9866980.90	569926.35	60.43	CN
68	9866980.09	569927.10	60.27	CN
69	9866980.14	569926.28	58.14	FON*CN
70	9866984.85	569935.15	60.15	CN
71	9866991.36	569945.59	60.18	CN
72	9867033.37	569982.28	60.54	REFERENCIA
73	9866920.86	569875.80	60.78	BORDE*RIO
74	9866912.38	569893.31	59.66	BORDE*RIO
75	866923.01	569877.01	61.00	REF
76	9866901.38	569922.64	59.28	BORDE*RIO
77	9866892.81	569936.38	60.16	BORDE*RIO
78	9866878.04	569952.98	58.92	BORDE*RIO
79	9866870.81	569966.83	58.94	BORDE*RIO
80	9866937.89	569864.46	59.85	BORDE*RIO
81	9866943.62	569851.12	58.64	BORDE*RIO
82	9866955.92	569835.61	59.10	BORDE*RIO
83	9866934.52	569856.22	56.99	TN
84	9866947.32	569831.22	56.24	TN

85	9866937.54	569821.78	55.28	ESPEJO*D*AGUA
86	9866937.30	569821.51	54.99	FONDO*D*RIO
87	9866914.64	569849.54	55.34	FONDO*D*RIO
88	9866915.47	569849.45	55.39	ESPEJO*D*AGUA
89	9866958.69	569805.82	58.44	BORDE*RIO
90	9866954.61	569802.14	55.23	ESPEJO*D*AGUA
91	9866954.25	569801.91	54.74	FONDO*D*RIO
92	9866910.64	569867.11	54.88	FONDO*D*RIO
93	9866913.19	569867.99	55.47	ESPEJO*D*AGUA
94	9866897.81	569845.97	60.06	CN
95	9866894.96	569849.13	60.06	CN
96	9866891.01	569845.49	60.16	CN
97	9866881.27	569836.37	59.99	CN
98	9866880.14	569833.90	60.05	CN
99	9866881.68	569831.44	60.03	CN
100	9866882.43	569832.29	60.03	CN
101	9866884.41	569833.59	59.98	CN
102	9866893.91	569842.26	60.11	CN
103	9866880.66	569832.45	58.32	FONDOCN
104	9866880.74	569833.48	58.39	FONDOCN
105	9866881.75	569832.80	58.42	FONDOCN
106	9866883.70	569837.67	59.27	FONDOCN
107	9866893.25	569847.16	58.19	FONDOCN
108	9866897.49	569845.73	58.09	FONDOCN
109	9866896.27	569847.10	58.12	FONDOCN
110	9866894.91	569848.74	58.14	FONDOCN
111	9866897.31	569846.62	59.24	TUBERIA
112	9866896.69	569847.50	59.23	TUBERIA
113	9866895.97	569848.33	59.24	TUBERIA
114	9866914.17	569864.59	55.35	EJE
115	9866909.36	569860.14	55.14	EJE
116	9866906.00	569856.84	55.23	EJE
117	9866902.63	569853.52	55.28	EJE
118	9866909.27	569861.34	58.00	CENTROPUENTE
119	9866900.84	569844.26	60.52	TUBERIA*AAPP
120	9866857.25	569976.07	62.42	CENTROPUENTE