

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**INFLUENCIA DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACIÓN DE
MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DEL FONDO SOBRE
TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUCE DEL RIO VIRÚ EN
SU PROCESO MORFODINAMICO**

TESIS
**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS

Br. MONZÓN DE LA CRUZ, JOSÉ ARTEMIO

ASESOR:

MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAEZ ARANDA

Nº de Registro: _____

TRUJILLO - PERÚ

2017

MIEMBROS DE JURADO

ING. García Rivera, Juan Pablo

CIP: 68614

PRESIDENTE

ING. Cabanillas Quiroz, Guillermo Juan

CIP: 17902

SECRETARIO

ING. Vertiz Malabrigo, Manuel Alberto

CIP: 71188

VOCAL

ING. Narvaez Aranda, Ricardo Andres

CIP: 58776

ASESOR

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con lo dispuesto en el reglamento de Grados y Títulos de la escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Privada Antenor Orrego - Trujillo, es grato poner a vuestra consideración, la presente Tesis titulada: **“INFLUENCIA DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACIÓN DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DEL FONDO SOBRE TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUCE DEL RIO VIRÚ EN SU PROCESO MORFODINAMICO”**, con la finalidad de cumplir los requisitos para obtener el **TÍTULO PROFESIONAL de INGENIERO CIVIL**.

TRUJILLO, SEPTIEMBRE DEL 2017

Br. Casiano Rubio, Jorge Luis

Br. Monzón de la Cruz, José Artemio

DEDICATORIA

A mis padres Apolonio y Aniana por su amor y apoyo incondicional, a mi Hermano Edgar por su paciencia, disciplina y consejos.

A mis amigas Diana y Ericka que siempre creyeron en mi y me apoyaron para siempre superar las dificultades y seguir adelante, por ultimo a todos mis compañeros y profesores que compartieron todos estos años juntos.

JORGE LUIS, CASIANO RUBIO

DEDICATORIA

Al ser que me vio crecer y caminar por el sendero de la vida, quien me ha dado las fortalezas para continuar cuando estuve a punto de caer; por ello, con toda la humildad de mi corazón, dedico en primer lugar mi trabajo a Dios.

De igual forma, dedico esta tesis a mis padres, Roman y Martina quienes han sido el eje fundamental en mi formación diaria, por formarme con buenos hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en diversas dificultades de mi vida.

A mis hermanos, Virgilio, Porfirio y Teofilo, quienes han sido mi inspiración para continuar este largo camino de mi vida, a ellos que día a día me motivaron a seguir adelante, en diferentes etapas de mi vida, mil gracias por todo.

JOSÉ ARTEMIO, MONZÓN DE LA CRUZ

AGRADECIMIENTO

Gracias a Dios por guiarme por el buen camino y a mi familia por apoyarme en cada decisión y proyectos, a mi asesor Ricardo A. Narváez Aranda por el tiempo invertido, su dedicación y paciencia para el desarrollo de nuestra tesis, a mi compañero José por su ayuda y compromiso en el desarrollo y culminación de la Tesis.

JORGE LUIS, CASIANO RUBIO

AGRADECIMIENTO

Los valiosos resultados de esta tesis, están dedicados en forma muy especial a todas aquellas personas que, de alguna forma, han sido parte de su culminación.

Mi agradecimiento a dios, el que me ha dado fortaleza para continuar, a mis padres, Román y Martina por ser mis guías en cada acto que realizo, a mis hermanos, Virgilio, Porfirio, Teófilo y Julia, quienes fueron mi inspiración para seguir adelante en este objetivo.

Mi agradecimiento muy especial a Analy, quien, con sus valiosos consejos y apoyo incondicional, hizo posible seguir firme en mis metas trazadas, gracias infinitas.

A mi asesor Ing. Ricardo Narvaez Aranda, por tomarse el tiempo necesario en las correcciones y viabilidad de la tesis.

Al Ingeniero Fabio Peres Torres, por impartirme conocimientos y experiencias en el trascurso de mi formación academica.

JOSÉ ARTEMIO, MONZÓN DE LA CRUZ

RESUMEN

El desarrollo de la presente tesis surge con el objetivo de proteger y disminuir el deterioro de las estructuras de los puentes y muros de encausamiento por la acción del transporte de sedimentos tanto en suspensión como de fondo en el tramo la Alameda – Tomabal en el río Virú, así como la protección de los cultivos que se encuentran en las zonas aledañas, frente al régimen irregular de caudales entre los meses de enero y marzo, áreas que se encuentran expuestas a ser inundadas por máximas avenidas en el río Virú, que podrían causar cuantiosas pérdidas económicas. Dichas estructuras se encuentran expuestas ante los efectos erosivos que produce el transporte de sedimentos, debido a ello las estructuras colapsarían causando interrupción del tránsito vehicular y daños en las zonas de cultivos, perjudicando a los pobladores como ocurrió en el fenómeno de “El Niño” en el año 1998. Por tal motivo nuestro proyecto realizara la implementación de las estructuras denominadas (traviesas) donde los sedimentos se depositarán disminuyendo de esta manera el paso de los sedimentos y por lo tanto el deterioro de las estructuras de encausamiento y/o de los puentes.

Se realizarán estudios topográficos en el tramo la Alameda- Tomalbal y se importarán los datos al Civil3D para luego ser exportados al programa **HEC-RAS** y realizar el modelamiento hidráulico, con periodos de retorno de (T=10 años; T=50 años; T=100 años). De esta manera colocaremos las estructuras de retención de sedimentos en puntos estratégicos.

ABSTRACT

The development of this thesis arises with the objective of protecting and reducing the deterioration of the structures of the bridges and walls of prosecution by the action of the sediment transport both in suspension and of the bottom in the section Alameda - Tomabal in the river Virú , as well as the protection of crops located in the surrounding areas, as opposed to the irregular flow regime between January and March, areas that are likely to be flooded by maximum floods on the Viru River, which could cause large floods economic losses. These structures are exposed to the erosive effects of sediment transport, due to which the structures would collapse causing interruption of vehicular traffic and damage to crop areas, harming the inhabitants as occurred in the "El Niño" phenomenon in the year 1998. For this reason our project will implement the so-called structures (sleepers) where the sediments will be deposited thereby reducing the passage of the sediments and therefore the deterioration of the structures of prosecution and / or bridges.

Topographic studies will be carried out in the Alameda-Tomalbal section and the data will be imported to Civil3D and then exported to the HEC-RAS program and hydraulic modeling, with return periods of ($T=10$ years; $T=50$ years; $T=100$ years). In this way we will place the sediment retention structures at strategic points.

ÍNDICE

PRESENTACIÓN	i
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iv
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT	vii
ÍNDICE	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
CAPITULO I. INTRODUCCION.....	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMÁTICA.....	2
1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2.1. ÁREA GEOGRÁFICA	3
1.2.2. ESPACIO METODÓLOGICO.....	3
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	4
1.4. FORMULACIÓN DE LA HIPOTESIS.....	4
1.5. OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	5
1.5.1 OBJETIVO GENERAL	5
1.5.2 OBJETIVO ESPECIFICOS.....	5
1.5.3 JUSTIFICACION DEL ESTUDIO.....	5
1.5.3.1. J USTIFICACION ACADEMICA.....	5
1.5.3.2. JUSTIFICACION TECNICA	6
1.5.3.3. JUSTIFICACION SOCIAL	6
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	7
2.1. ANTECEDENTES	8
2.1.1.ANTECEDENTE INTERNACIONAL.....	8
2.1.2. ANTECEDENTE NACIONAL	8
2.1.3 ANECEDENTE LOCAL	9
2.2. FUNDAMENTACIÓN TÉORICA	11
2.2.1. RIO	10
2.2.1.1. TRASPORTE DE SEDIMENTOS EN UN RIO.....	11
2.2.1.2. GRANULUMETRIA.....	14
2.2.1.3. DIAMETRO DE SEDIMENTACIÓN	15

2.2.1.4. FORMA DE LAS PARTICULAS	15
2.2.1.5. PESO ESPECIFICO	15
2.2.1.6. EROSION FLUVIAL.....	15
2.2.2. PROCESO DE EROSION Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS	16
2.2.2.1. PROCESO DE LARGO PLAZO	17
2.2.2.2. PROCESO DE CORTO PLAZO	18
2.2.3. INICIO DEL MOVIMIENTO DE SEDIMENTOS.....	21
2.2.3.1. TRASPORTE DE SEDIMENTOS.....	24
2.2.4. TRASPORTE DE SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	25
2.2.5. TRASPORTE DE SOLIDOS DE FONDO (TF)	25
2.2.6. GASTO SOLIDO TOTAL	26
2.2.6.1. PROPIEDADES FISICAS DE LOS SOLIDOS TRASPORTADOS	28
2.2.6.1.1. TAMAÑO.....	28
2.2.6.1.2. DENSIDAD.....	28
2.2.6.1.3. PESO ESPECÍFICO	29
2.2.7. EQUILIBRIO DEL FONDO EN PRESENCIA DE TRASPORTE DE SEDIMENTOS.....	29
2.2.8. METODOLOGIA DE ANALISIS PARA EL TRASPORTE DE SEDIMENTOS , MEDIANTE SOFTWARE HEC RAS 5.0.3.....	30
2.2.8.1. HEC RAS 5.0.3	29
2.2.9. FUERZA TRACTIVA CRITICA	32
2.2.10. FUNCIÓN DEL TRASPORTE	32
2.2.11. PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS	33
2.2.12. FORMULAS EXPERIMENTALES PARA EL TRASPORTE DE MATERIAL DE FONDO	34
2.2.12.1. FORMULA DE KALINSKE-FRIJLINK	34
2.2.12.2. FORMULA DE MEYER-PETER Y MULLER	35
2.2.12.3. FORMULA DE EINSTEIN-BROWN (1980).....	35
2.2.12.4. FORMULA DE BAGNOLD.....	36
2.2.12.5. FORMULA DE GRAFY ACARAGLU (1968	36

2.2.12.6. FORMULA DE KARIM Y KEUUEDY (1981 - 1990).....	37
2.2.12.7. FORMULA DE SHEU Y HUUG (1971)	38
2.2.12.8. FORMULA DE PERNECKER Y VOLLMER (1984).....	38
2.2.13. AFORO LIQUIDO	39
2.2.13.1. METODOS TRADICIONALES OBSEVACIONALES.....	39
2.2.13.2. METODOS ACUSTICOS (EFECTO DOPPLER.....	41
2.2.14. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (n)	42
2.2.15. TECNICAS DE MEDICION DE SEDIMENTOS DE FONDO	45
2.2.15.1. MEDICIONES INDIRECTAS	45
2.2.15.2. MEDICIONES DIRECTAS	46
2.2.16. ESTUDIOS SOBRE TRAVIESAS DE HIRMIGON	46
2.2.16.1. TRAVIESAS	46
2.2.17. ESTRUCTURAS CON ESCOLLERA: LOS STEP – POOL	48
2.2.18. MODELOS HIDRODINAMICOS Y MORFODINAMICOS	50
2.2.19. HIDROLOGIA DE LA CUENCA DEL RIO VIRÚ	51
2.3. DEFINICIONES DE TERMINOS BASICOS	52
CAPITULO III. MATERIAL Y METODOS	53
3.1. POBLACIÓN Y MUESTRA	54
3.1.1. POBLACIÓN.....	54
3.1.2. MUESTRA	55
3.1.3. MÉTODO	55
3.2.1.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	55
3.1.4. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	56
3.1.5. VARIABLES DE ESTUDIO Y OPERACIONALIZACIÓN	56
3.1.5.1. VARIABLES	56
3.1.6. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	57
3.1.7. TÉCNICAS DE ANALISIS DE DATOS	57
3.1.8. MODELOS ESTADISTICOS DE ANÁLISIS DE DATOS.....	57
3.1.8.1. APLICACIÓN DE LA DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS	57
3.1.8.2. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE	58
3.1.8.3. DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA	58
3.1.8.4. DETERMINACION DE LOS CUDALES DE DISEÑO.....	58

3.1.8.5. CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS DE LA ZONA EN ESTUDIO.....	59
CAPITULO IV. RESULTADOS	60
4.1. ESTUDIOS BASICOS DE HIDROLOGIA.....	61
4.1.1. CÁLCULO DEL PERIODO DE RETORNO (TR).....	62
4.1.2. CAUDAL DE DISEÑO (Q)	63
4.1.2.1.DISTRIBUCIÓN DE PARÁMETROS GUMBEL	63
4.1.2.3.1. ANALISIS DE CONSISTENCA PARA LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL	68
4.1.3. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III	73
4.1.3.1. CALCULO DE PARAMETROS PARA EL MODELO LOG PEARSON TIPO III.....	73
4.1.3.1. ANALISIS DE CONSISTENCIA PARA LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III	79
4.1.3.2. ANALISIS DE FRECUENCIA Y CALCULO DE CAUDAL DE DISEÑO	85
4.1.4. ESTUDIO TOPOGRAFICO	89
4.1.5. ESTUDIO BASICO DE MECANICA DE SUELOS	89
4.2. CÁLCULO HIDRÁULICO	91
4.2.2. CONDICIONES PARA LAS ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION	91
4.2.3. PENDIENTE HIDRAULICA.....	91
4.2.4. RUGOSIDAD (COEFICIENTE DE MANING).....	91
4.2.5. CAUDALES DE DISEÑO	91
4.2.6. TRASPORTE DE SOLIDOS DE FONDO (TF).....	94
4.2.7. FUERZA TRACTIVA (T).....	95
4.2.8. TIRANTE DE MAXIMA AVENIDA (T)	95
4.2.9. MODELAMIENTO HRIDAULICO CON HEC- RAS	95
4.2.10. ÁREA DE INUNDACION ANTES DE COLOCAR ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION PERIODOS DE RETORNO DE T=10 AÑO; T=50 AÑOS; T=100 AÑOS	96

4.2.11. EFECTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DESPUES DE SER COLOCADAS PERIODOS DE RETORNO DE T=10 AÑO; T=50 AÑOS; T=100 AÑOS	114
4.2.12. CÁLCULO DE TRASPORTE DE SEDIMENTOS UTILIZANDO SOFWERE HEC- RAS.....	118
4.2.12.1. TRASPORTE DE SEDMIENTOS.....	122
4.2.12.2. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	123
4.2.12.3. PROFUNDIDAD MAXIMA DEL CAUCE	123
4.2.13. RESULTADOS DEL ANALISIS OBTENIDOS	124
4.2.13.1. RESULTADOS DEL ANALISIS DE SEDIMENTOS DE CADA SECCIÓN.....	126
4.2.13.2. SEDIMENTACION Y EROSION DEL RIO VIRÚ	128
CAPITULO V. CONCLUSIONES	133
CAPITULO VI. RECOMENDACIONES	134
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	135
ANEXOS.....	137
FOTOGRAFIAS	
PLANOS	

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
TABLA N° 1. Resumen de las características de los sedimentos.	20
TABLA N° 2. Clasificación de tamaño de partículas según escala.	22
TABLA N° 3. Variables de las formulas de gasto solido	28
TABLA N° 4. Clasificación del tamaño de partículas solidas	30
TABLA N° 5. Clases de grano manejado por defecto en HEC- RAS 4.1.	35
TABLA N° 6. Rango de los datos y limites de aplicación	37
TABLA N° 7. Propiedades y parámetros de la formulas de Bognold.	38
TABLA N° 8. Coeficiente de manning no para cauces naturales.	46
TABLA N° 9. Correcciones para el cálculo del coeficiente de rugosidad (n).	48
TABLA N° 10. Características de las vertientes Hidrograficas.	55
TABLA N° 11. Operacionalizacion de variables.	59
TABLA N° 12. Maximas avenidas diarias anuales del rio Virú (m ³ /s)	64
TABLA N° 13. Valores de Tr asociado al riesgo “R” y a la vida útil “n” de las estructura.	65
TABLA N° 14. Parámetros estadísticos para la distribución Gumbel	67
TABLA N° 15. Resumen final de valores calculados de la distribución gumbel.	70
TABLA N° 16. Analisis de bondad de ajuste de distribución gumbel de máximas avenidas diarias anuales del cauce del rio Virú.	71
TABLA N° 17. Parametros estadísticos para la distribución Log – Pearson Tipo –III.	74
TABLA N° 18. Resumen de calculo de parámetros estadísticos de distribución (log – Pearson Tipo –III).	78
TABLA N° 19. Analisis de bondad de ajuste a la distriucion Log-Pearson Tipo III para las máximas avenidas diarias anuales del rio Virú – datos ordenados en forma creciente.	80
TABLA N° 20. Resumen de análisis estadístico de máximas avenidas	83
TABLA N° 21. Caudales e intervalos de confianza para periodos de retorno, utilizando la distribución Log – Pearson Tipo III.	85

TABLA N° 22. Resumen general de los caudales e intervalos de confianza para periodos de retorno.	86
TABLA N° 23. Caudales estimados para un periodo de retorno $Tr = 50$ años. Mediante el método de distribución Log – person Tipo – III.	86
TABLA N° 24. Caudales estimados para un periodo de retorno $Tr = 100$ años. Mediante el método de distribución log Pearson Tipo – III.	87
TABLA N° 25. Distribución Log – Pearson III (Caudales para diferentes periodos de retorno)	88
TABLA N° 26. Resultados de la socavación y erosion en cada sección del tramo aguas arriba (sector La Alameda – Virú)	128
TABLA N° 27. Resultados de la socavación y erosion en cada sección del cauce del rio Virú Tramo (sector La Alameda) Aguas abajo.	130

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
FIGURA N° 1. Características físicas de la delimitación de la investigación	4
FIGURA N° 2. Clasificación del transporte de sedimentos en corrientes naturales.	13
FIGURA N° 3. Degradación aguas abajo de una presa	18
FIGURA N° 4. Erosion general producida por un flujo de avenidas.	19
FIGURA N° 5. Cambios fluviales producidos por barraje.	20
FIGURA N° 6. Corte longitudinal esquemático de un cauce.	23
FIGURA N° 7. Diagrama de Shirlids con las formas de fondo según (borgarí).	25
FIGURA N° 8. Trasporte de Solido en suspensión	27
FIGURA N° 9. Trasporte de solidos por saltación	27
FIGURA N°10. Analogia de la balanza de lane (1955)	32
FIGURA N° 11. Modelamiento hidráulico utilizando Hec - Ras	33
FIGURA N°12. Metodo de sección de promedio.	42
FIGURA N° 13. Método de media sección.	43
FIGURA N° 14. Configuración típica de una medición con instrumentos de efecto doppler.	44
FIGURA N°15. Trampa de arrastre de fondo (muesca).	49
FIGURA N°16. Erosión local al pie de la traviesa.	50
FIGURA N°17. Ejemplo de un step-pool	51
FIGURA N° 18. Variables que intervienen los step-pool	52
FIGURA N° 19. Parámetros principales de un meandro (abad, 2006)	54
FIGURA N° 20. Ubicación y extensión de la cuenca del río Virú	57
FIGURA N° 21. Geomorfología del río Virú.	94
FIGURA N° 22. Secciones importantes de Civil 3D, para ser modelado en software Hec RAS.	98
FIGURA N° 23. Secciones importada desde Civil 3D 2015, mostrando los márgenes respectivos.	99

FIGURA N° 24. Secciones visualizadas en el Hec – Ras, donde se ve el sentido de inundación.	107
FIGURA N° 25. Perfil longitudinal donde se visualiza para un periodo de retorno de (Tr = 10 años)	107
FIGURA N° 26. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio (Q = 115.65 m ³ /s y Tr = 10 años)	108
FIGURA N° 27. Secciones visualizadas en Hec – Ras, donde se ve el sentido de inundación con la incorporación de las estructuras de retención de sedimentos.	111
FIGURA N° 28. Perfil longitudinal donde se visualiza para un periodo de retorno de (Tr = 50 años)	111
FIGURA N° 29. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio (Q = 382.95 m ³ / s y Tr = 50 años)	112
FIGURA N° 30. Algunas secciones visualizadas en el Hec – Ras, donde se ve el sentido de inundación con la incorporación de las estructuras de retención de sedimentos.	115
FIGURA N° 31. Perfil longitudinal donde se visualiza para un periodo de retorno de (Tr = 100 años)	115
FIGURA N° 32. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio (Tr = 100 años ; Q = 532.95 m ³ /s)	116
FIGURA N° 33. Cause del río simulado con las estructuras de estabilización insertadas.	116
FIGURA N° 34. Perfil longitudinal con estructuras de retención de sedimentos y el camio del flujo de agua.	119
FIGURA N° 35. Vista principal de la colocación de las estructuras de estabilización en el cauce del río Virú.	120
FIGURA N° 36. Vista principal de la colocación de las estructuras de estabilización en el cauce del río Virú.	120
FIGURA N° 37. Estructuras de estabilización en el cauce del río Virú	121
FIGURA N° 38. Comportamiento de las estructuras de estabilización para periodos de retorno (Tr = 10 años ; Tr= 50 años ; Tr 0= 100 años)	122
FIGURA N° 39. Evolución del fondo del río para sección sedimentada	124

FIGURA N° 40. Modo de evolución del fondo del río para sección erosionada.	125
FIGURA N° 41. Analisis de sedimentos de cada sección	127
FIGURA N° 42. Acumulación y erosión del río Material.	128

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El río de Virú, tiene una longitud de 89 km, desde su nacimiento hasta su desembocadura con el océano pacífico, con una extensión total de cuenca de aproximado 2,052 km². Dentro de este cauce se encuentra la Zona de Tomabal y la Alameda, ubicado al Nor este del pueblo de Virú. El 90% de su actividad económica es la agricultura, siendo sus principales cultivos: caña de azúcar, maíz y frijol. Aledañas a estas zonas agrícolas se encuentra el río “Virú”, el cual representa una amenaza periódica por ser un río con un flujo irregular, turbulento y torrencioso en sus épocas de verano (Enero – Marzo), más aún cuando se incrementa por la existencia de transporte de sólidos tanto en suspensión como de fondo.

Lo acontecido en el fenómeno del niño 1998, es una de las manifestaciones más significativas puesto que se obtuvieron registros de caudales extraordinario mayor a lo normal, este caudal fue de aproximadamente 350 m³/s, produciendo que el río Virú se desbordara ocasionando daños que condujeron a un estancamiento en la actividad productiva, causando una pérdida económica de aproximadamente 200 millones de dólares. Además, se presentaron fallas en estructuras de puentes y los muros de encausamiento fueron destruidos.

Según (Rocha, 2011). Los ríos son volúmenes de agua en movimiento, los cuales debido a la fuerza atractiva de la corriente pueden producir el desprendimiento, transporte y depositación de las partículas de suelo o sedimentos tanto en el fondo como en las márgenes de la corriente, a partir de lo cual se generan los procesos conocidos como erosión y sedimentación.

El transporte de sólidos es un problema debido al incremento del esfuerzo cortante por el incremento de la densidad del fluido bifásico, donde estos materiales podrían originarse por la remoción de material en cantera de agregados y variación de la topografía del lecho del río, estando más propenso a generar socavaciones o transporte de sólidos, causando daños materiales y aumento de la vulnerabilidad a ser arrasadas dichas estructuras por ubicarse

en el cauce del río, debido a que existe un historial de avenidas extraordinarias.

Por tal efecto se realizará una modelación hidráulica de estructuras para retención de sedimentos (traviesas), tanto en suspensión y de fondo. Estas estructuras se colocaran en el sector de Tomabal y la Alameda en una extensión de 2 km, y Servirán para la estabilización y el control de material de arrastre en el cauce del río. Su objetivo final es el de proteger los muros de encauzamiento, estructuras de puentes e inundaciones.

Las estructuras de retención de sedimentos (traviesas), se colocan en el tramo del río, perpendicularmente a la dirección del flujo y ocupando todo el ancho del curso fluvial. Su cota de coronación no supera la cota de la superficie del fondo del río y su profundidad es variable.

Normalmente se pueden construir de hormigón armado aunque también se pueden encontrar estructuras de retención de sólidos (Traviesas) estabilizadas con cemento u hormigón. La idea de adicionar las estructuras de retención de sólidos (Traviesas) en el lecho surge como una alternativa de solución para controlar el transporte de sólidos en el cauce.

1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. ÁREA GEOGRÁFICA

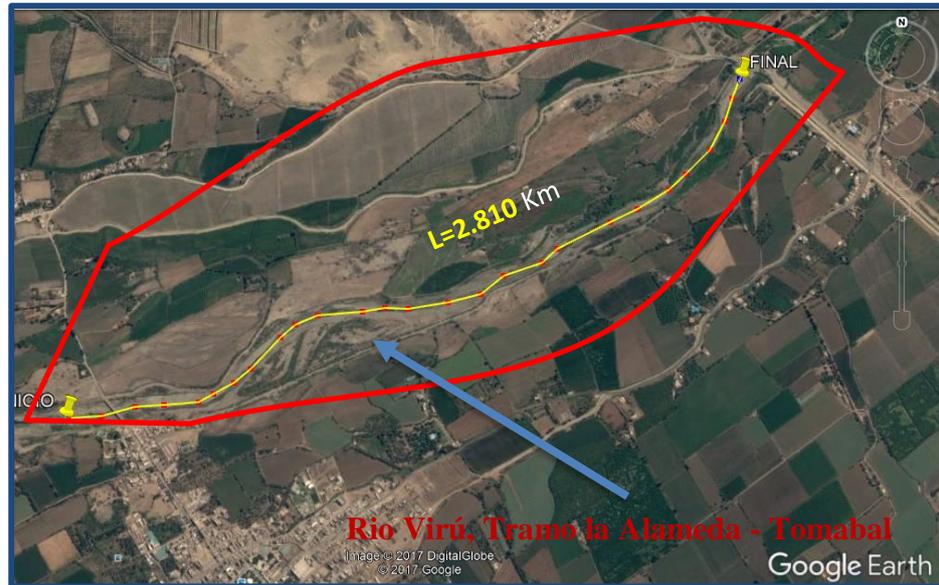
El área en estudio abarcara las estaciones pluviométricas de Hucapongo y La Alameda, de la cuenca del río Virú, con una longitud de cuenca en estudio de 2.810 km.

1.2.2. ESPACIO METODOLÓGICO

Esta investigación esta enfocada en determinar las causas que produce la erosion y sedimentación de la cuenca del río Virú en su tramo de estudio La Alameda- tomabal, y dar a conocer la influencia que tienen las estructuras de estabilización de material de arrastre (Traviesas o oumbrales) para controlar, retener sólidos en suspensión y de fondo. Para

ello se realizaran actividades de ensayos de laboratorio y modelación Hidraulica en programa HEC- RAS, con el fin de cumplir nuestros objetivos.

Figura N° 1. Características físicas de la delimitación de la investigación



1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuáles son los criterios técnicos para realizar el medelamiento hidráulico y de que manera influye las estructuras de estabilización de material de arrastre y control del fondo sobre el tramo la Alameda – Tomabal, en el proceso morfodinamico, sobre el cauce del rio Virú?

1.4. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Si incorporamos estructuras de estabilización de material de arrastre y control del fondo sobre tramo la Alameda – Tomabal, entonces se podrá controlar los sedimentos en su proceso morfodinamico del cauce del rio Virú en un 60% del tramo en estudio.

1.5. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar la influencia y aplicación de estructuras de estabilización de material de arrastre en supencion y de fondo sobre el tramo la Alameda – Tomabal del rio Virú, Si su comportamiento es efectivo en la retención de sedimentos.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudios básicos de ingeniería: Topografía y mecánica de suelos.
- Estudio hidrológico de la cuenca del rio Virú.
- Modelamiento hidráulico de estructuras de estabilización de material de arrastre (sedimentos), aplicando un modelo bidimensional hidrodinámico (HEC – RAS).
- Diseño de las estructuras de estabilización de material de arrastre para la retención de solidos (Sedimentos).
- Verificación de la profundidad de socavación de las estructuras de material de arrastre en el sofwer HEC- RAS, en peridos de retorno de T=10; T=20; T=50 años.

1.5.3. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

1.5.3.1. Justificacion Académica:

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque permitirá analizar procedimientos y metodologías para verificar la influencia de las estructuras de estabilización de sedimentos y determinar el porcentaje de retención de solidos mediante la aplicación del software HEC- RAS, y la determinación de parámetros hidráulicos en el cauce de un rio frente

avenidas extraordinaria y verificar la profundidad de socavación de las estructuras de estabilización de retención de sólidos.

1.5.3.2. Justificación Técnica:

El presente proyecto está orientado al estudio de la influencia del comportamiento de las estructuras de estabilización (traviesas o oumbrales) ante el efecto de erosión y sedimentación del cauce del río Virú, se verificará la socavación de la (travesía o oumbral). Será modelado por el software HEC- RAS, el cual simulará los efectos de socavación e inundación para periodo de retorno de 50 años ante avenidas máximas extraordinarias.

1.5.3.3. Justificación Social:

Cuidado y protección de las construcciones aledañas cerca del río Virú, en el tramo La Alameda Tomabal, así como las zonas agrícolas.

Evitar la socavación y colapso de estructuras producto del transporte de sedimentos en el cauce del río Virú.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Antecedente Internacional.

Tatiana Constanza Guarín Corredor (2014), en su tesis “MODELACIÓN DEL TRASPORTE DE SEDIMENTOS EN RÍOS, EJEMPLOS DE APLICACIÓN POR EL MÉTODO DE DIFERENCIAS FINITAS EN EXCEL Y MATLAB” En la escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito – Bogotá

Presenta las siguientes conclusiones:

- La simulación de estructuras intercaladas en los cauces como puentes, azudes, etc. Es más práctica en modelos unidimensionales que en modelos bidimensionales. En los primeros hay desarrollada e implementada formulación empírica, que describen adecuadamente el comportamiento de estos elementos. Como ejemplo claro, la discretización del puente en el río Ara en el modelo Hec-Ras permite una representación detallada de su geometría, parámetros característicos y condiciones de funcionamiento que el modelo bidimensional no lo permite de forma tan práctica.
- Los modelos bidimensionales permiten una mejor visualización general de propiedades en zonas concretas del área de estudio que en el modelo unidimensional, los últimos requieren un nivel técnico mayor para una interpretación de los resultados.
- Los métodos para calcular el transporte de sedimentos se basan en ecuaciones empíricas que fueron desarrolladas experimentalmente para situaciones particulares, debe tenerse cuidado en su uso en los modelos, debido a que su resultado no puede ser absoluto, simplemente es una aproximación.

2.1.2. Antecedente Nacional.

Armijos Cardenas, Elisa Natalia (2010) en su Tesis “CUANTIFICACIÓN DE FLUJOS SEDIMENTARIOS DE LAS CUENCAS AMAZONICAS DEL PERÚ” en la universidad Agraria La Molina Lima - Perú

Presenta las siguientes conclusiones:

- Los resultados obtenidos muestran una fuerte variabilidad temporal tanto en flujos líquidos como sólidos. En cuencas con superficies menores a 120 000 km², los flujos sólidos persiguen el régimen hidrológico no obstante en las cuencas de mayor extensión los picos de flujos sólidos se presentan de 2 a 4 meses antes que los flujos líquidos.
- La cuenca amazónica peruana exporta $574 \cdot 10^6 \pm 36\%$ t/año de sedimentos en suspensión al año, y un caudal de 36 000 m³ /s. El río Ucayali aporta la mayor cantidad de sedimentos con 67%, la cuenca del río Marañón 33% y la cuenca el Napo 9%. La parte andina del Perú (ríos Marañón, Huallaga y Ucayali) transporta $385 \cdot 10^6 \pm 55\%$ t/año.
- Utilizando un modelo físico como es el perfil de Rouse y la concentración volumétrica de fondo se pudo calcular el porcentaje masa de fondo que oscila entre 30 y 50%, considerando que la concentración volumétrica esta entre 0.1 y 0.3 (es decir 10% de volumen es ocupado por sedimentos de fondo) y que la altura de fondo móvil es de 1 a 2% de la profundidad total (profundidad promedio 20 m). Es imprescindible mencionar que este porcentaje es adicionado solamente en los sectores de la sección donde existe fondo móvil.

2.1.3. Antecedente Local.

Trujillo Ortiz Hamilton; Velázquez Reyna Jesús Alberto (2015) en su tesis “ESTUDIO DE HIDRÁULICA FLUVIAL Y SIMULACIÓN DEL COMPORTAMIENTO, EN AVENIDAS MÁXIMAS, DEL RIO JEQUETEPEQUE TRAMO INFIERNILLO- PELLEJITO DE 19 KM DE LONGITUD. PROVINCIA DE PACASMAYO DEPARTAMENTO DE LA LIBERTAD - 2015” En la universidad Privada Antenor Orrego - Trujillo

Presenta las siguientes conclusiones:

- Los caudales máximos de diseño del río Jequetepeque aguas arriba de la Represa Gallito Ciego, varían entre 841.09 m³/s a 1,451.00 m³/s para periodos de retorno de 10 a 100 años, a diferencia de los caudales de diseño aguas abajo, de la Represa Gallito Ciego, que varían de 296.87m³/s, a 865.13 m³/s, para los mismos periodos de retorno, dichas variaciones se dan por la presencia de la Represa mencionada, el cual lamina el flujo, y así es posible controlar los caudales aguas abajo, pero en caso de avenidas extraordinarias, se debe tener en cuenta que dicha represa almacenará mayores volúmenes de agua, los mismos que deberán ser expulsados, aumentando los caudales aguas abajo, mayores a 1,200.00 m³/s, con los que está diseñado el actual vertedero
- El río Jequetepeque presenta un suelo gravoso, con un diámetro medio aproximado de 4.5 mm (D50=4.5mm) y fuerte transporte de acarreo, por lo cual el coeficiente de Mannig es de 0.035 (n=0.035) y desde el punto de vista Morfológico, el río Jequetepeque, aguas abajo, se clasificaría como un río maduro, puesto que su pendiente es relativamente baja con un 0.51%.
- Los resultados obtenidos en el modelamiento y simulación del cauce del río Jequetepeque aguas abajo de la represa Gallito Ciego, nos muestra que para un periodo de retorno de 10 años, podría existir inundación en las progresivas 2+000, 6+500; para un periodo de retorno de 25 años, podría existir inundación en las progresivas 2+000, 6+500, 13+000; para un periodo de retorno de 50 años, podría existir inundación en las progresivas 3+000, 7+500, 18+000; y para un periodo de retorno de 100 años, podría existir inundación en las progresivas 18+257.31 hasta 17+500, también en la progresiva 15+500 hasta la 14+500.0, de igual manera en la 13+500 hasta 12+000 y finalmente desde la progresiva 8+750 hasta progresiva 0.

2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Los sedimentos (sólidos) que transporta una corriente de agua son consecuencia natural de la degradación del suelo, puesto que el material procedente de la erosión llega a la corriente a través de los tributarios menores. En un punto cualquiera del río, el material que viene de aguas arriba puede seguir siendo arrastrado por la corriente y cuando no hay suficiente capacidad de transporte este se acumula dando lugar a los llamados depósitos de sedimentos.

2.2.1. RÍO

Es una corriente natural de agua que fluye con continuidad. Posee un caudal determinado y desemboca en el mar, en un lago o en otro río, en cuyo caso se denomina afluente. La parte final de un río es su desembocadura.

Las variaciones de caudal lo define el régimen hidrológico, estas variaciones temporales se dan durante o después de las tormentas. En casos extremos se puede producir la crecida cuando el aporte de agua es mayor que la capacidad del río para evacuarla, desbordándose y cubriendo las zonas llanas próximas.

2.2.1.1. TRASPORTE DE SEDIMENTOS EN UN RÍO

Tradicionalmente existen dos criterios para clasificar el transporte de sedimento en un río:

- Según el modo de transporte.
- Según el origen del material transportado.

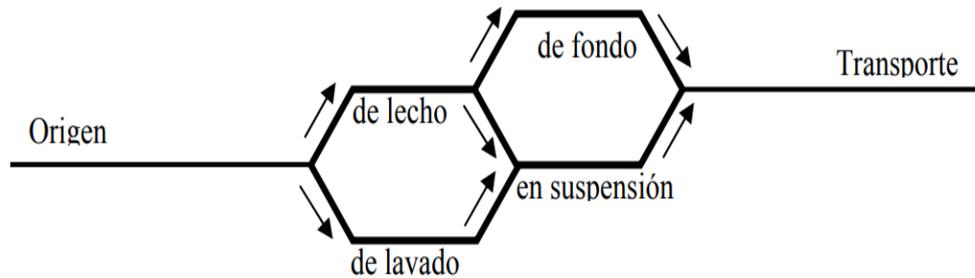
El material puede ser transportado en suspensión, manteniéndose entre la masa del flujo gracias a fenómenos de turbulencia, o por el fondo, rodando, arrastrándose o saltando. En un río siempre se dan los dos tipos de transporte conjuntamente y las proporciones entre uno y otro dependen de las condiciones orográficas, geológicas, climatológicas o forestales de la cuenca. Es importante notar la dificultad de distinguir entre un grano de sedimento que avanza a grandes saltos y un grano que se transporta en suspensión con pequeñas interrupciones.

El transporte de sedimentos comprende a las partículas que ruedan y se deslizan sobre el fondo, a otras que ocasionalmente permanecen suspendidas pero que normalmente se encuentran en el fondo hasta que un núcleo de turbulencia de fuerte intensidad las recoge y las hace saltar a las partículas más finas que están en suspensión por acción de la turbulencia (Aguirre, 1983).

Los sedimentos que transporta una corriente de agua son consecuencia natural de la degradación del suelo, puesto que el material procedente de la erosión llega a la corriente a través de los tributarios menores. En un punto cualquiera del río, el material que viene de aguas arriba puede seguir siendo arrastrado por la corriente y cuando no hay suficiente capacidad de transporte este se acumula dando lugar a los llamados depósitos de sedimentos (Maza, 1996).

El sedimento en movimiento puede clasificarse de dos maneras: con respecto a su origen y de acuerdo con su modo de desplazamiento. En el primer tipo, si el sedimento proviene del fondo del cauce, se le conoce como descarga de lecho; por el contrario, si el sedimento proviene de una fuente externa al cauce o incluso de fuentes temporales de material de lecho, entonces se le conoce como material o carga de lavado; en este caso, son partículas finas. En el segundo tipo, si las partículas se sostienen en el agua por efectos ascendentes de la turbulencia, entonces se le conoce como transporte suspendido, y si las partículas se desplazan por arrastre o por saltos sobre o muy cerca del fondo del cauce, el transporte se conoce como arrastre de fondo.

Figura N° 2: Clasificación del transporte de sedimentos en corrientes naturales.



Fuente: (Naden, 1988)

El transporte de sedimentos total será:

$$Q_{st} = Q_{ss} + Q_{sf}$$

- **Q_{st}:** Gasto sólido total
- **Q_{ss}:** Gasto sólido en suspensión
- **Q_{sf}:** Gasto sólido de fondo

Martínez y Fernández (1983), estimaron que las corrientes naturales transportan 365 x 106 t año⁻¹ de sedimento, de los cuales la tercera parte se deposita en obras de infraestructura y el resto se descarga al océano.

Conservando los parámetros básicos para el análisis del transporte de sedimentos en una dirección, una ecuación para el transporte de sedimentos puede escribirse así (Tomado de Capítulo 5. (Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior., 2006).

- Transporte para carga en suspensión.

$$\frac{\partial}{\partial x}(AC_j) + \frac{\partial}{\partial x}(qC_j) = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_t A \frac{\partial C_j}{\partial x}\right) + \Phi_{s*j}$$

Transporte carga de fondo

$$\frac{\partial G_j}{\partial t} + \mu b_j \frac{\partial G_j}{\partial x} = \mu b_j \Phi_{b,j}$$

- Conservación del material de fondo (Continuidad de sedimentos)

$$\frac{\partial(\bar{C}A)}{\partial t} + (1 - p) \frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} + C_l q_l + \sum_j \Phi_{s,j} + \sum_j \Phi_{b,j} = 0$$

- Conservación del material de fondo:

$$(1 - p) \frac{\partial(\beta_j A_m)}{\partial t} + (1 - p) \beta_j \Phi_o H\{\Phi_o\} + (1 - p) \beta_{o,j} \Phi_o H\{-\Phi_o\} + \Phi_{s,j} + \Phi_{b,j} = 0$$

Am: Área sección transversal de la capa activa.

As: Área del material de lecho.

Cj: Concentración de carga en suspensión para la clase j.

CL: Concentración de sedimentos de flujo lateral.

DL: Coeficiente de dispersión en dirección longitudinal.

Gj: Velocidad del tamaño j del transporte de sedimentos.

P: Porosidad en sedimentos del fondo.

Qs: Caudal de sedimentos.

Ql: Caudal lateral por unidad de longitud.

2.2.1.2. GRANULOMETRÍA

La curva granulométrica del material del lecho es fundamental en la determinación de los diámetros característicos de las partículas, ya que permiten establecer si se va a utilizar un solo diámetro como representativo para calcular la tasa de transporte de sedimentos o si se deben emplear intervalos de clase.

El material de fondo no es uniforme, por lo cual el sedimento puede presentar una gran variedad de diámetros, sobre todo en el caso de los ríos de montaña, en los que hay presencia de cantos rodados y piedras de gran

tamaño mezclados con material arenoso, por lo cual se dificulta estimar el radio hidráulico.

2.2.1.3. DIÁMETRO DE SEDIMENTACIÓN

El diámetro de sedimentación es el de una esfera con la misma densidad de la partícula que cae, la misma velocidad terminal uniforme, en el mismo fluido y a la misma temperatura.

2.2.1.4. FORMA DE LAS PARTÍCULAS

La forma es una característica no muy importante para el fenómeno de la socavación, pero junto con el tamaño, define alguna de sus propiedades físicas. La forma se puede determinar a través de la redondez, la esfericidad y el factor de forma. La redondez es la relación entre el radio medio de curvatura de las aristas de la partícula y el radio de la circunferencia inscrita en el perímetro de área máxima de proyección de la partícula.

La esfericidad es la relación entre el área superficial de una esfera de volumen equivalente y el área superficial de la partícula real. Una forma para estimar el área superficial de la partícula consiste en sumergirla en parafina líquida, la cual se adhiere a la superficie, con un espesor aproximadamente constante.

2.2.1.5. PESO ESPECÍFICO

El peso específico relativo de un cuerpo es la razón entre su peso y el de un volumen igual de agua destilada a la temperatura de 4° C. El peso específico absoluto es la relación entre peso y volumen.

2.2.1.6. EROSIÓN FLUVIAL.

Estos procesos erosivos fundamentalmente movilizan arcillas y limos, pero también otros materiales como arenas, gravas, cantos y bloques, cuyos volúmenes resultan altos, ocasionando que el curso presente cambios, mismos que pueden ser en algunos casos casi instantáneos dependiendo de la fuerza de la corriente.

La erosión es el complejo proceso de separación y transporte de las partículas del suelo pendiente abajo, por la acción de la lluvia y la escorrentía (Martin, 2002).

Por otro lado, García (1976), define la erosión como el proceso físico que consiste en el desprendimiento y transporte de materiales del suelo por los agentes de erosión y del intemperismo. Los factores básicos que contribuyen a la magnitud de la erosión son la topografía, el clima (precipitación, escorrentía), tipo de suelo (estructura, textura, contenido de humedad, densidad).

2.2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS SEDIMENTOS

Los sedimentos naturales están constituidos por una gran variedad de partículas que difieren entre sí en tamaño, forma y densidad. Desde el punto de vista de la resistencia que oponen a ser arrastrados se distinguen dos clases: cohesivos y no cohesivos.

Sedimento no cohesivo o friccionante: también denominado material granular es el formado por granos gruesos o partículas sueltas, como arenas y gravas. La fuerza de gravedad predomina sobre cualquier otra fuerza, Por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

Sedimento cohesivo: es el formado por partículas de grano muy fino, constituidas por minerales de arcilla, que se mantienen unidas entre sí por la fuerza de cohesión, la cual se opone a que las partículas individuales sean separadas o del conjunto. Esa fuerza de unión es considerablemente mayor que el peso de cada grano, y es la que resiste a las fuerzas de arrastre y sustentación.

2.2.3. PROCESO DE EROSIÓN Y PROPIEDADES DE LOS SEDIMENTOS.

El término erosión definido por la Real academia de la Lengua puede interpretarse como:

- Desgaste o destrucción producidos en la superficie de un cuerpo por la fricción continúa o violenta de otro. (RAE)
- Desgaste de la superficie terrestre por agentes externos, como el agua o el viento. (RAE)

En el caso de los ríos hace referencia al descenso del fondo debido a fenómenos relacionados con la dinámica fluvial, que puede ser natural o inducido por acciones humanas. La erosión puede ser de dos tipos, una temporal y la otra espacial, a su vez la espacial se clasifica en general del fondo y la erosión local.

La erosión general se evidencia en tramos largo de un río, ocasionada por ejemplo por la velocidad de sus aguas, en contraste la erosión local del fondo concentra su afectación en una zona limitada, siendo la turbulencia y/o vórtices característicos en ella, se presenta usualmente en pilas de puentes, cerca de rocas, en extremos de muros de encauzamiento, traviesas, jarillones.

Los procesos erosivos se describen en tres etapas: **desprendimiento**, **transporte** y **depositación**. El desprendimiento es causado por la generación de un aumento en el esfuerzo cortante en la superficie del suelo por el aumento en el caudal, el cual puede superar el esfuerzo crítico y por tanto se producir desprendimientos.

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y depositación del sedimento, no dependen exclusivamente del flujo en sí que las transporta, sino también de las 15 propiedades de las partículas que son transportadas tales como su tamaño, su forma, su distribución granulométrica, densidad, peso específico, concentración, etc.

2.2.3.1. Procesos de largo plazo

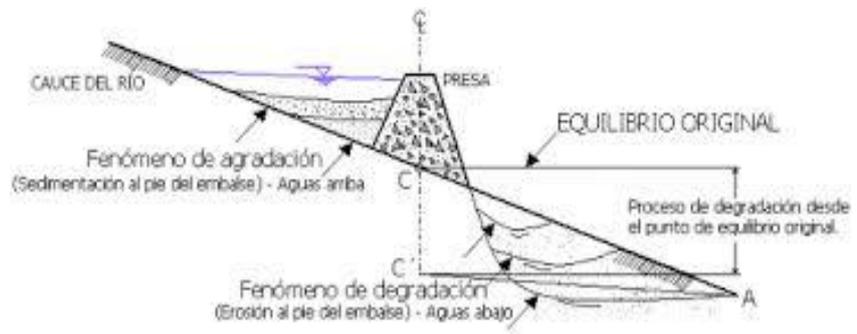
- Degradación

La degradación es también un proceso de remoción de partículas constituyentes de un lecho, sin embargo su diferencia con la erosión es

que se manifiesta a lo largo de un tramo de longitud considerable y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

El mecanismo de degradación del lecho se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río. Cuando la capacidad de transporte excede en valor al transporte sólido real en la Rección Re produce la degradación del lecho hasta que un nuevo equilibrio se establece.

Figura N° 3: Degradación aguas abajo de una Presa



- **Agradación**

La agradación es un proceso de deposición de partículas sobre un lecho fluvial, su diferencia con la sedimentación es que se manifiesta a lo largo de un tramo considerable de un río y se manifiesta en un lapso de tiempo prolongado.

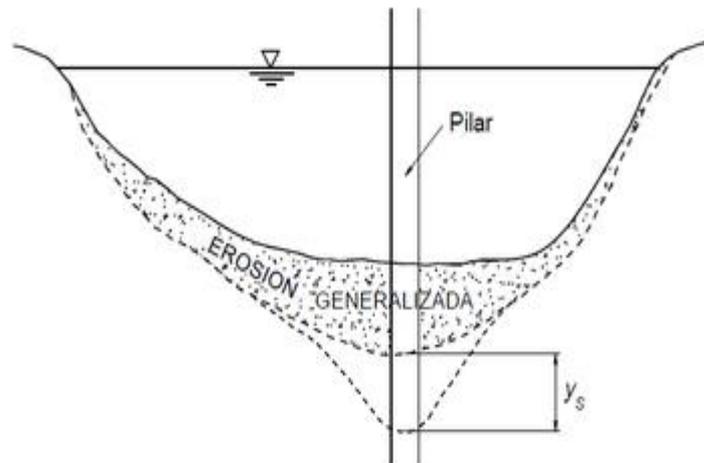
El mecanismo de agradación se da por el desbalance entre la capacidad de transporte sólido y el transporte sólido real de las secciones del río.

2.2.3.2. Procesos de corto plazo

- **Erosión general**

Es el descenso del fondo de un río producido por una creciente o avenida. Se debe al aumento de la capacidad de arrastre del material sólido de la corriente originado por su mayor velocidad.

Figura N° 4: Erosión general producida por un flujo de avenidas.



- **Deposición general**

La deposición general se produce cuando el flujo pierde capacidad de transporte del material sólido. Se produce al final de la creciente, y compensa muchas veces el proceso de erosión general, dando la apariencia de que el fondo no hubiera cambiado durante las avenidas. La deposición general ocasiona la elevación de las planicies aluviales durante los periodos de avenida.

- **Erosión local del lecho**

Los procesos de erosión local, se originan en movimientos vorticosos que ocurren al pie de obstáculos puntuales al flujo en un curso fluvial. Se circunscribe a un lugar determinado, y a veces también está limitada a una cierta duración. Rocha (1999).

- **Sedimentación local**

Los procesos de sedimentación local ocurren en condiciones locales de baja velocidad. Este proceso se evidencia particularmente en sectores donde el flujo está remansado. El remanso, originado por el levantamiento del nivel de agua en un punto determinado, es acompañado por una disminución de las velocidades de flujo que inducen la sedimentación de las fracciones más gruesas del material sólido transportado, conduciendo así al proceso de sedimentación

La constricción del ancho del río, usualmente considerada en el diseño de un puente, genera en muchos casos que el nivel de agua se eleve

aguas arriba de la constricción, esto origina a menudo procesos de sedimentación local, la construcción de presas y barrajes determinan también condiciones propicias para la ocurrencia de sedimentación aguas arriba.

Figura N° 5: Cambios fluviales producidos por un barraje

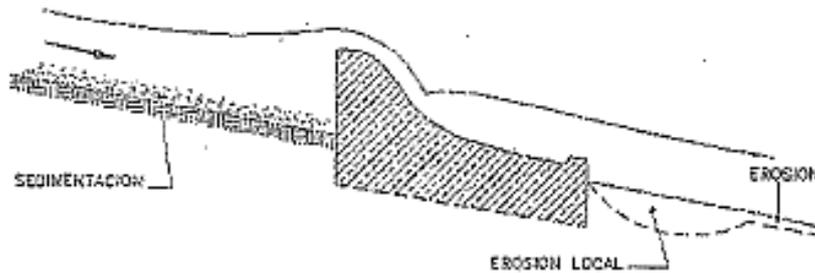


Tabla N° 1. Resumen de las características de los sedimentos.

CARACTERISTICA	DESCRIPCIÓN
Tamaño	<ul style="list-style-type: none"> - Corresponde a la característica física más importante, sin embargo cuando la forma, densidad y distribución granulométrica son parecidas, se puede afirmar que la variación del tamaño define el sedimento.
Distribución granulométrica	<ul style="list-style-type: none"> - Las características del material de un tramo del río se determinan de acuerdo al promedio de muestras características tomadas en secciones transversales y longitudinales. - Su objetivo es encontrar la rugosidad del cauce y la distribución granulométría del material transportado. - Se emplean método estadísticos que relacionan peso de la partícula retenida en cada tamiz y el tamaño de la malla del tamiz. En un río

	usualmente los sedimentos describen una distribución log-normal.
Forma de la partícula	- Determinante para conocer el modo del movimiento de la partícula. Ejemplo. Los granos aplanados no se mueven por rotación pero se desplazan fácilmente con la corriente. La definen la redondez (relación radio medio y radio de circunferencia inscrita en el área proyectada de la partícula), esfericidad (relación área superficial de una esfera y volumen equivalente a la partícula y su área superficial), factor de forma.
Angulo de reposo	- Depende de la forma de partícula, es el ángulo de máxima pendiente Encima de la cual el material no cohesivo permanece en reposo. Corresponde al valor del ángulo que forma el material sin movimiento. <u>Ejemplo.</u> - Para tres partículas cilíndricas el ángulo de reposo es de 30°, para cuatro esferas 19.46° y para cinco esferas cercano a 35.26°.
Densidad	- Relación masa y volumen de la partícula.
Peso específico	- Relación entre peso de la partícula y su volumen y es igual al producto de la densidad y la aceleración de la gravedad.
Gravedad específica	- Relación entre la densidad de la particular y la densidad del agua.

Porosidad	- Relación entre volumen de vacíos y volumen del sedimento.
Velocidad de caída de una partícula	- Máxima velocidad que la partícula alcanza cuando cae libremente en el agua.

Fuente: Departamento de hidráulica de la Universidad del Cauca.

Tabla N° 2: Clasificación de tamaño de partículas según escala.

categoria	clasificación	diámetro, mm
cantos rodados	muy grandes	2000-4000
	grandes	1000-2000
	medianos	500-1000
	pequeños	250-500
guijarros	grandes	125-250
	pequeños	64-25
gravas		2-64
arenas	muy gruesas	1-2
	gruesas	0.5-1
	media	0.25-0.5
	fina	0.125-0.25
	muy fina	0.062-0.125
limos		0.0040-0.062
arcilla		0.0024-0.004

Fuente: Wentworth (1922).

2.2.4. INICIO DEL MOVIMIENTO DE SEDIMENTOS

La situación en la que se inicia el movimiento de las partículas de fondo se llama umbral o inicio de movimiento (Martín, 2002). Este problema ha sido intensamente investigado en hidráulica aunque casi todos los conocimientos provienen de ensayos de laboratorio con arenas uniformes. De todos ellos, el que tiene más consenso a su alrededor es el resultado obtenido en el ábaco de Shields (1936). El ábaco de Shields trabaja con dos variables adimensionales: la tensión de corte adimensional τ y el número de Reynolds granular (Re).

La tensión de corte adimensional, parámetro de Shields o de movilidad $\bar{\tau}$ relaciona la acción del agua sobre el fondo con la resistencia de la partícula a ser movida, es decir es el cociente entre la fuerza desestabilizadora (acción de arrastre proporcional a $(\tau_0 D^2)$ y la estabilizadora (fuerza de peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma) D^3$).

$$\bar{\tau} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Analizando el equilibrio de fuerzas en un tramo de cauce de longitud diferente en el sentido de la corriente, la componente del peso del volumen de control es contrarrestada por la fuerza de rozamiento en su contorno como se aprecia en la Fig. (Martín, 2002).

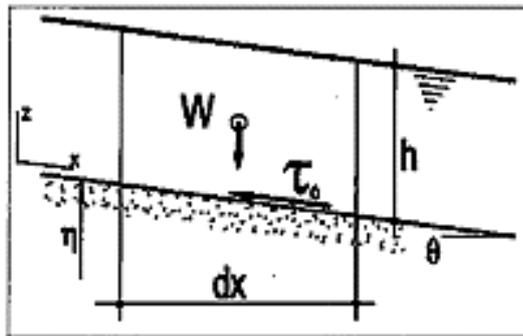


Figura N° 6: Corte Longitudinal esquemático de un cauce.

Para un cauce prismático, el peso del líquido "W" es igual al producto del peso específico por volumen de control $W = \gamma \cdot A \cdot dx$ donde "A" es el área transversal del cauce. La componente en la dirección del flujo $W_x = \gamma \cdot A \cdot dx \cdot \sin \theta$. Si el ángulo "θ" es pequeño $\sin \theta = \tan \theta = S$ siendo "S" la pendiente del tramo de cauce analizado.

Donde τ_0 es la tensión de corte en el fondo $(\gamma_s - \gamma) s$ es el peso específico sumergido de la partícula y D es el diámetro que caracteriza el volumen.

Como primera aproximación la acción cortante en el fondo se puede expresar como:

$$\tau_0 = \gamma R_h S_f$$

Donde γ es el peso específico del agua, R_h es el radio hidráulico y S_f es la pendiente motriz.

Otra forma de representar la expresión anterior es mediante la velocidad de corte v^* .

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

Donde ρ es la densidad del agua.

- Esta velocidad constituye también el número de Reynolds granular Re^* que refleja el grado de turbulencia o la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas alrededor de un grano.

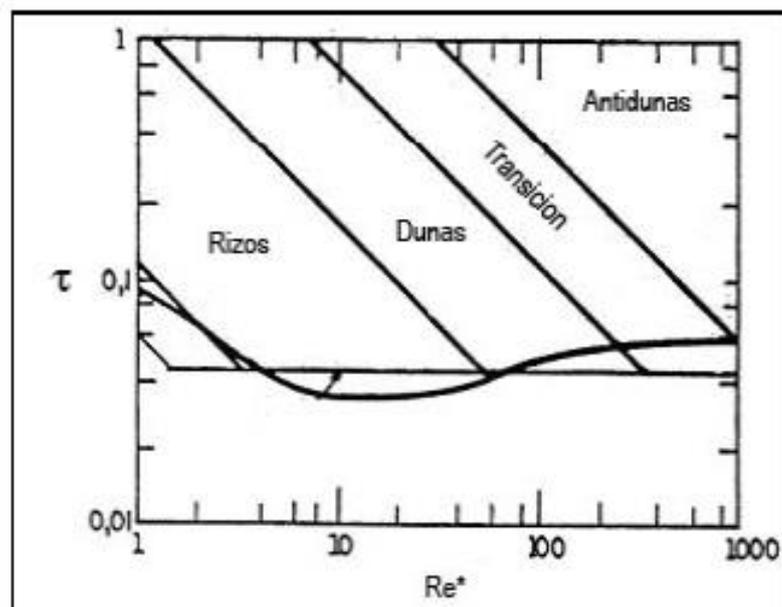
$$Re^* = \frac{v^* D}{\nu}$$

Donde ν es la viscosidad cinemática del agua.

- En el ábaco de Shields se entra con un punto al que le corresponde un valor de τ y otro de Re^* .

Si el punto se encuentra sobre la curva las partículas de fondo estarán en el inicio de movimiento, si está por encima estarán en movimiento y si está por debajo en reposo.

Figura N° 7: Diagrama de Shields con las formas de fondo según Bogardi.



2.2.4.1. TRASPORTES DE SEDIMENTOS

La capacidad del transporte de sedimentos se calcula usando formulas empíricas para el transporte de sedimentos para condiciones de flujo permanentes y uniformes.

Existen tres pasos a seguir para determinar la capacidad total de transporte, la cual depende de las capacidades individuales determinadas en cada clase según el tamaño de las partículas.

- a) Realizar el cálculo directo para cada fracción de tamaño.
- b) Realizar la corrección del esfuerzo cortante del fondo para cada fraccionamiento de cada clase de tamaño.
- c) Usar una función de distribución que represente la muestra.

El cálculo directo para cada fracción de tamaño se hace calculando directamente la tasa de transporte de sedimento para cada grano presente en la mezcla q_{sj} , la tasa de transporte total por unidad de ancho.

$$q_s = \sum_j q_{sj}$$

Einstein (1950), fue el primero en reconocer el efecto de la presencia de partículas de grandes tamaños en la tasa de transporte de pequeños tamaños, el propuso un factor para tener en cuenta este efecto.

La corrección para el esfuerzo cortante de fondo se hace introduciendo un factor de corrección al cálculo del esfuerzo cortante actuante sobre las partículas de diferentes tamaños presentes en el fondo.

Según Rocha Felices en su libro “Transporte de Sedimentos Aplicado al diseño de Estructuras Hidráulicas”, los sedimentos pueden ser transportados por un fluido rodando por el cauce en suspensión y salto. Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras, las de tamaño medio (arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad de flujo es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento pueden ser transportadas

también en suspensión, que es el caso general de las partículas finas y se dividen en dos formas: en suspensión y gasto sólido.

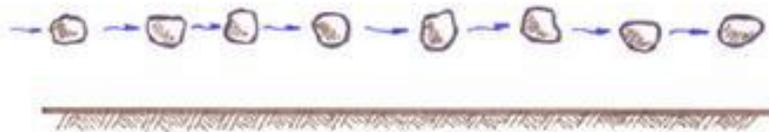
2.2.5. TRANSPORTE DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Son las partículas sólidas, finas que la corriente transporta en suspensión tales como las arenas, limos y arcillas; prácticamente se halla distribuido en toda la sección transversal. Teóricamente la concentración es mínima en la superficie y máxima cerca del fondo.

En realidad no existe en la actualidad ninguna estación hidrométrica que realice mediciones de sólidos en suspensión que transportaría el río por lo cual hay dificultad en llegar a una conclusión.

Si el material del fondo es fino o la corriente tiene una velocidad alta que genera una fuerte turbulencia, la corriente tiene suficiente poder para levantar las partículas del fondo y mantenerlas en suspensión. También pueden mantenerse partículas en suspensión que proceden de aguas arriba y ellas reciben el nombre de gasto de lavado. (Catedu, 2000)

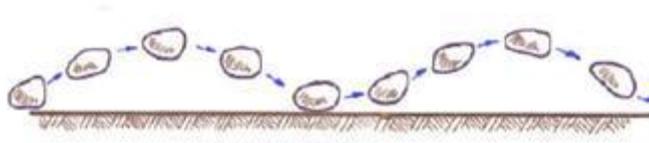
Figura N° 8. Transporte de sólidos en suspensión



2.2.6. TRANSPORTE POR SALTACIÓN

Movimiento en el que las partículas se mueven aguas abajo dando rebotes o saltos, a veces tocando el fondo y a veces avanzando en suspensión hasta que vuelven a caer al fondo.

Figura N° 9. Transporte de sólidos por saltación



Fuente: (Catedu, 2000)

2.2.7. TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO (Tf)

Según **Arturo Rocha Felices** en su libro “**Introducción a la Hidráulica Fluvial (1998)**”, La determinación del gasto sólido fluvial está fuertemente relacionada con las características de la cuenca. Específicamente con su erosionabilidad, y por lo tanto, con la producción de sedimentos. En la medida que la erosión de las cuencas es un fenómeno de intensidad variable en el tiempo y en el espacio; esta es una de las causas por las que el gasto sólido es tan variable en el tiempo.

En la medida que el transporte de fondo depende de las características hidráulicas de la corriente del río; los datos para aplicar las fórmulas que permiten cuantificar el transporte de fondo son:

- Granulometría del material de fondo.
- Sección transversal del cauce.
- Elevación del agua o gasto líquido para los cuales se desea conocer el transporte.
- Pendiente hidráulica media a lo largo del cauce.
- Temperatura del agua.

2.2.8. GASTO SÓLIDO TOTAL

El gasto sólido total es el peso del material (suspensión y fondo) transportado en un curso fluvial por unidad de tiempo, puede ser expresado en t.año⁻¹, t.d⁻¹, kg.s⁻¹, kg.m⁻¹.

Cuantificar el gasto sólido total mediante monitoreos resulta una tarea casi imposible debido al mecanismo de sus componentes. Sin embargo, en la actualidad existen fórmulas empíricas que estiman el gasto sólido total sin separar sus componentes (suspensión y fondo).

Tabla N° 3: Variables de las fórmulas de gasto sólido.

Símbolo	Descripción	unidad
Qst	Gasto sólido total	ton/año
Qsf	Gasto sólido de fondo	ton/año
Qss	Gasto sólido en suspensión	ton/año
g _{BT}	Gasto sólido total unitario	Kgf/m
D	Diámetro de la partícula (Dm, D ₅₀ , etc.)	m
g	Aceleración debido a la gravedad	m ² /s
γ	Peso específico del agua	Kgf/m ³
γ _s	Peso específico del suelo	Kgf/m ³
S	Pendiente media de la cuenca	-
R	Radio Hidráulico	m
Wm	Velocidad de caída de las partículas correspondiente a Dm	m/s
q	Gasto unitario líquido	m ³ /s.m
Fl	Coefficiente de Rubey, se utiliza para saber la velocidad de caída.	-
τ _*	Número adimensional de shields	-
τ _{*c}	Numero adimensional de Shields para condición crítica. Se obtiene de la relación propuesta por Maza.	-
τ ₀	Esfuerzo cortante que el flujo ejerce en el fondo	Kgf/m ²
τ _c	Esfuerzo cortante critico en el fondo, necesario para iniciar el movimiento de las partículas	Kgf/m ²

D _*	Numero adimensional de la partícula	-
R	Radio hidráulico	m
q	profundidad del flujo	-
n	Coefficiente de manning	-
n _s	Coefficiente de manning debido a la partícula	-
U _*	Velocidad de corte	m ² /s
Ay	Relación esfuerzo cortante con pesos específicos	-
Sy	Relación esfuerzo cortante y esfuerzo cortante critico	-
$\frac{1}{\psi}$	Intensidad de corte	-
Ø	Intensidad de transporte	-
v	Viscosidad cinemática del agua	m/s
T	Adimensional	-

Fuente: (Martín, 2002)

2.2.8.1. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SÓLIDOS TRANSPORTADOS

2.2.8.1.1. TAMAÑO:

El tamaño, puede ser definido por el volumen, diámetro, peso, velocidad de caída, tamaño de malla, etc. Algunas propiedades, con excepción del volumen, están afectadas también por la forma y la densidad de la partícula.

Existen diferentes clasificaciones para identificar a una partícula de tamaño determinado. En la tabla 1 se presenta la clasificación perteneciente a la **American Geophysical Union (A.G.U.)**, confeccionada en base al diámetro.

Tabla N° 4: Clasificación del tamaño de partículas solidas

1	Cantos rodados (250 – 400 mm)	- muy grandes 2000-4000mm - grandes 1000-2000mm - medianos 500-1000mm - pequeños 250 - 500mm
2	Guijarros (64 –250 mm)	- grandes 125 - 250mm - pequeños 64 – 25mm
3	Gravas	2 - 64mm
4	Arenas (0.062 a 2 mm)	- muy gruesas 1 - 2mm - gruesas 0.5 - 1mm - media 0.25 - 0.5mm - fina 0.125 - 0.25mm - muy fina 0.062 -0.125mm
5	Limos	0.0040 a 0.062 mm
6	Arcilla	0.0024 a 0.004 mm

Fuente: American Geophysical Union (A.G.U.)

2.2.8.1.2. DENSIDAD:

Como la relación de la masa por unidad de volumen. La densidad de los sedimentos depende de su composición mineral. La densidad relativa de un material sumergido en agua se puede escribir como la siguiente relación, muy utilizada en el cálculo de transporte de sedimentos:

$$\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \dots\dots\dots(1)$$

ρ_s = densidad del sedimento

ρ = densidad del agua.

2.2.8.1.3. PESO ESPECÍFICO:

El peso específico se denota con la letra δ_s , y se define como el peso por unidad de volumen, considerando la definición de la densidad, entonces se puede escribir la siguiente relación:

$$\delta_s = \rho_s \times g \dots\dots\dots(2)$$

g = aceleración de la gravedad.

$$W = V \times (\delta_s - \delta) \dots\dots\dots(3)$$

W : Peso de la partícula
 V : Volumen de la partícula

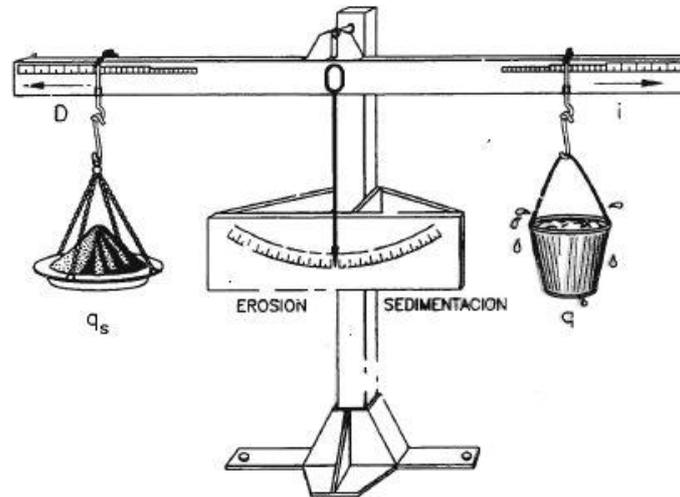
2.2.9. EQUILIBRIO DEL FONDO EN PRESENCIA DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El equilibrio se presenta en el fondo del lecho, cuando la cantidad de partículas erosionadas es la misma de la que se sedimenta, de modo tal que la cota de fondo no varía. Por tratarse de un equilibrio móvil, existe una herramienta sencilla para comprender el fenómeno de equilibrio de fondo, la Balanza de Lane (1955) la cual relaciona el caudal líquido unitario (q), el caudal sólido (q_s), la pendiente (S) y el tamaño del sedimento (D).

El principio de la estabilidad propuesta por Lane iguala el producto del caudal sólido por el tamaño de sedimento con el producto caudal líquido por la pendiente.

- ✓ Por ejemplo, cuando el caudal de sedimentos o el tamaño de las partículas del sedimento es excesivo el equilibrio se alcanza con el caudal y la pendiente del lecho, resultando en una gradación (acumulación) o degradación (socavación) del lecho y/o orillas.

Figura N° 10. Analogía de Balanza de Lane



Fuente: Analogía de la balanza de Lane (1955).

La balanza permite determinar el comportamiento de un río si se varían sus condiciones de equilibrio natural de manera que, una variación en el peso (caudales unitarios líquido o sólido) o una variación en el brazo de palanca, pendiente o tamaño de la partícula, conducirá a un desequilibrio erosivo o de sedimentación.

2.2.10. METODOLOGÍA DE ANALISIS PARA EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS, MEDIANTE SOFTWARE HEC-RAS 5.0.3.

2.2.10.1. HEC-RAS (HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER – RIVER ANALYSIS SYSTEM).

Este software, del Centro de Ingeniería Hidrología (Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. (US Army Corps of Center), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a este, entre las que destaca la interfaz gráfica de usuario (GUI) que facilita las labores de pre proceso y pos proceso.

Los modelos numéricos van añadiéndose en cada versión, se tuvo la versión 2.2 que permitía realizar análisis del flujo subcrítico, supercrítico

y mixto. La versión 4.1 empleado para esta investigación, presenta tres componentes de análisis unidimensional de flujo permanente para superficie libre, flujo no permanente y transporte de sedimentos. El análisis en régimen permanente fue utilizado para esta investigación.

Algunas vistas de las ventanas del HEC - RAS 5.0.3.

(a) Ventana principal

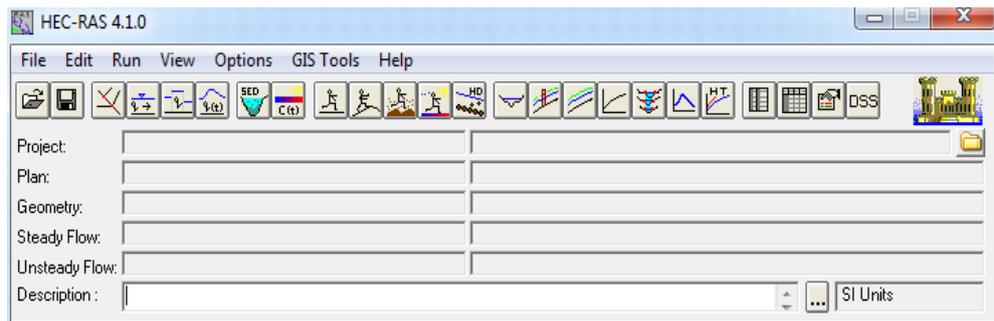
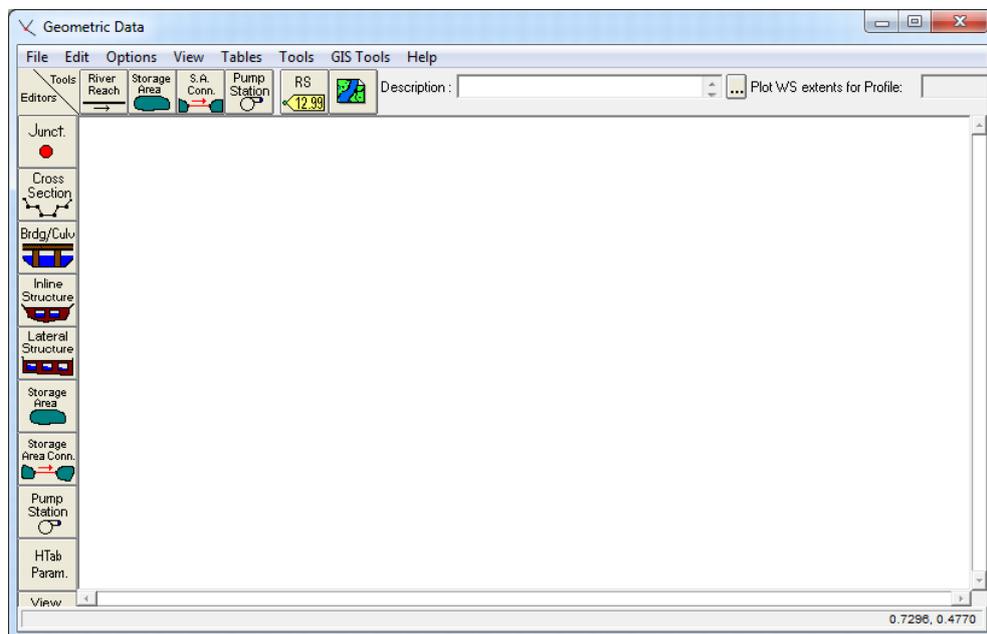
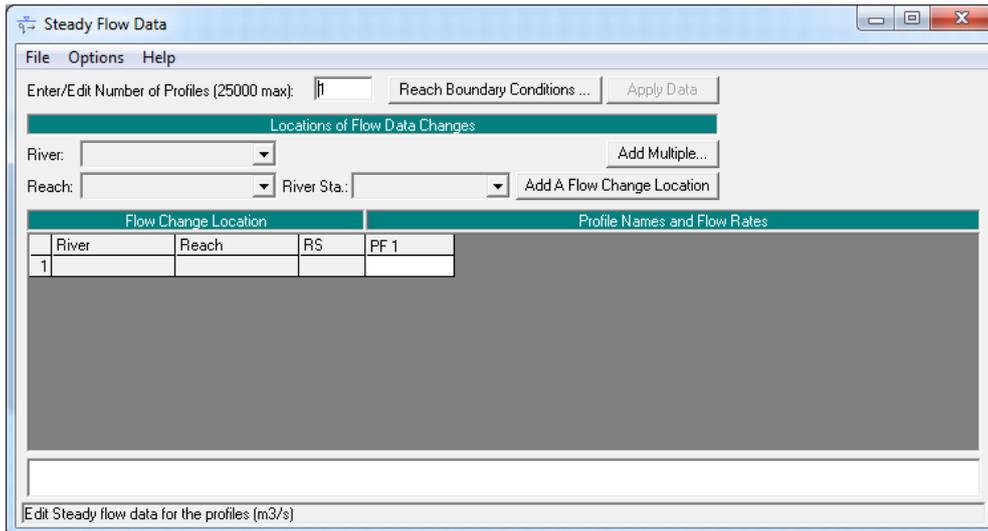


Figura N° 11. Modelamiento hidráulico utilizando Hec - Ras

(b) Ventana de datos geométricos



(c) Ventana de datos para flujo permanente



En régimen variable es necesario adecuar el esquema numérico a las características del flujo para asegurar la validez de los resultados que se obtienen, por ello se tiene que analizar las distintas posibilidades del Hec-Ras y su ajuste para evitar inestabilidades y representar aproximadamente el flujo en ríos.

2.2.11. FUERZA TRACTIVA CRÍTICA

Se denomina fuerza tractiva crítica a la fuerza mínima necesaria para poner en movimiento las partículas constituyentes del lecho. El movimiento de las partículas constituyentes del lecho empieza cuando la fuerza tractiva τ_o es mayor que la fuerza tractiva critica ($(\tau_o)_c$)

$$\tau_o > (\tau_o)_c$$

2.2.12. FUNCIÓN DE TRANSPORTE

Existen muchas fórmulas para el cálculo del gasto sólido de fondo. Estas fórmulas proporcionan la capacidad de transporte; no el gasto sólido real de una corriente para ciertas condiciones que suponen la existencia de un flujo muy esquematizado. En general las fórmulas para el gasto sólido de fondo son aplicables a un canal prismático, con movimiento permanente y uniforme, flujo bidimensional y material sólido con granulometría bien definida.

Las fórmulas más conocidas y usadas en Hec-Ras 4.1 son:

- Ackers & White (1973)
- Engelund & Hansen (1967)
- Copeland's from Laursen (1968,1989)
- Meyer, Peter & Müller (1948)
- Toffaleti (1968)
- Yang (1973,1984) Wilcock (2001)

Para nuestro caso, se usó la función de transporte propuesto por Meyer – Peter y Müller (1948) ya que sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.

$$Tf = 8\gamma_s g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} D_m^{\frac{3}{2}} \left[\left(\frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} xT_0 - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

Tf = Transporte de sólidos de fondo que entra en el tramo de estudio (Kg./s-m)

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

n = rugosidad del cauce

n' = rugosidad debido a las partículas

$$n' = \frac{(D_{90})^{\frac{1}{6}}}{26}$$

2.2.13. PROPIEDAD DEL LOS SEDIMENTOS

Las clases de grano por defecto en Hec-Ras 4.1, están dispuestas siguiendo la escala de Ψ (Parker y Andrews, 1985).

Tabla N° 5. Clases de grano manejado por defecto en Hec – Ras 4.1

Grain Classes		Lower	Upper	Mean	Geometric
Clay	Clay	0.002	0.004	0.003	0.00283
Very Fine Silt	VFM	0.004	0.008	0.006	0.00566
Fine Silt	FM	0.008	0.016	0.011	0.0113
Medium Silt	MM	0.016	0.032	0.023	0.0226
Coarse Silt	CM	0.032	0.0625	0.045	0.0447

Very Fine Sand	VFS	0.0625	0.125	0.088	0.0884
Fine Sand	FS	0.125	0.25	0.177	0.177
Medium Sand	MS	0.25	0.5	0.354	0.354
Course Sand	CS	0.5	1	0.707	0.707
Very Course Sand	VCS	1	2	1.41	1.41
Very Fine Gravel	VFG	2	4	2.83	2.83
Fine Gravel	FG	4	8	5.66	5.66
Medium Gravel	MG	8	16	11.3	11.3
Coarse Gravel	CG	16	32	22.6	22.6
Very Coarse Gravel	VCG	32	64	45.3	45.3
Small Cobbles	SC	64	128	90.5	90.5
Large Cobbles	LC	128	256	181	181
Small Boulders	SB	256	512	362	362
Medium Boulders	MB	512	1024	724	724
Large Boulders	LB	1024	2048	1448	1450

Fuente: Manual de Hec-Ras 4.1

2.2.14. FORMULAS EXPERIMENTALES PARA EL TRANSPORTE DE MATERIAL DE FONDO.

El transporte de material de fondo (q_B) es regularmente expresado en su forma adimensional así.

$$\Phi_B = \frac{q_B}{d\sqrt{(s-1) \cdot g \cdot d}}$$

2.2.14.1. Formula de Kalinske-Frijlink

Sugerida en 1952, es una fórmula que se ajusta a los datos disponibles de la época

$$q_B = 2d_{50} \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \exp\left(\frac{-0.27(s-1)d_{50}\rho g}{\tau'_b}\right)$$

Donde τ_b y τ'_b son esfuerzos cortantes del fondo y esfuerzo cortante efectivo.

2.2.14.2. Formula de Meyer-Peter y Muller

Desarrollaron una ecuación empírica a partir de estudios efectuados en aforadores con gastos que fluctuarán de 0.002 a 2m³/s, pendiente de 0.004 a 0.2 y con tirante de 0.01 a 1.2 m. Los experimentos se condujeron con materiales naturales y sintéticos cuyo diámetro oscilo entre 0.4 a 30 mm. Es conveniente utilizarla para cauce con arena con diámetro mayor de 0.0002 m, hasta grava gruesa con diámetro < de 0.03 m. Esta fórmula es recomendada para ríos de montaña, pendiente aproximada de 1.2 por ciento y rugosidades medias.

Se adecua a la gran cantidad de datos experimentales de Meyer-Peter (1948) siendo.

$$\Phi_B = 8(\theta' - \theta_c)^{1.5}$$

Donde el τ'_b es el esfuerzo cortante efectivo, θ_c el parámetro critico de Shields y θ' es parámetro efectivo de Shields definido como.

$$\theta' = \frac{\tau'_b / \rho}{(s - 1)gd}$$

Tabla N° 6. Rango de los datos y límites de aplicación

	Mínimo	Intermedio	Máximo
Tamaño de las partículas (D y Dm) Uniformes y no uniformes en m	0.0004		0.030
Pesos específicos, en Kg/m ³	1250	2680	4200
pendientes	0.0004		0.020
Tirantes, en m	0.01		1.20
Gastos líquidos, en m ³ /s	0.002		4

Fuente: hidráulica fluvial (Arturo Rocha)

2.2.14.3. Formula de Einstein-Brown (1980)

El principio del análisis de Einstein consiste en que el número de partículas depositadas por unidad de área depende del número de partículas en movimiento y la probabilidad que fuerzas hidrodinámicas permitan que la partícula sedimente.

El número de partículas erosionadas en la misma unidad de área depende del número de partículas y la probabilidad que fuerzas hidrodinámicas sean lo suficientemente fuertes para moverlas.

En condiciones de equilibrio el número de partículas depositadas debe ser igual al número de partículas erosionadas. La ecuación obtenida.

$$\Phi_B = 40 K (\theta')^3$$

$$K = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{(s-1)g d_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{(s-1)g d_{50}^3}}$$

2.2.14.4. Fórmula de Bagnold.

Propuso una formula contando con las características de la corriente en los sedimentos, tiene la misma forma que la formula modificada de Meyer-Peter.

Tabla N° 7. Propiedades y parámetros de la formulas de Bagnold.

PROPIEDADES	PARAMETROS	
Del agua	$\rho = 1250 \text{ kg/m}^3$	$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Del Flujo	$v = 1 \text{ m/s}$	$h = 2\text{m}$
Del Sedimento	$\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$	$d_{50} = 0.2 \text{ mm}$

Fuente: Liu, 2001, Ríos con las siguientes características

2.2.14.5. Formula de Grafy Acaraglu (1968)

Graf y Acaraglu plantean una ecuación para estimar el gasto sólido total unitario a partir del D_m de la partícula. La Ec. 10 se aplica si $\tau_* \geq 0.06$; $T^* \geq 6.5$ (Vanoni, 2006).

$$g_{BT} = 20 \gamma_s \left(g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_m^3 \right)^{0.5} \tau_*^{3.3}$$

Dónde

g_{BT}	Gasto solido total unitario	kgf/ m
D	Diámetro de la partícula (D_m)	m
G	Aceleración debido a la gravedad	m^2/s
γ	Peso específico del agua	kgf/ m^3
γ_s	Peso específico del suelo	kgf/ m^3
τ_0	Numero adimensional de shields	

2.2.14.6. Formula de Karim y Keuuedy (1981-1990)

La fórmula de Karim y Kennedy para gasto sólido total se basa en el ajuste de datos de campo y laboratorio de relaciones matemáticas, sin considerar en forma explícita la mecánica del movimiento del sedimento o de la resistencia al flujo. La Ec. 2.11 se puede utilizar para flujos por encima de movimiento de sedimentos incipientes. Si es necesario tener en cuenta los cambios de configuración del lecho.

$$g_{BT} = 0.00151 \gamma_s \sqrt{g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_{50}^3} \left(\frac{U}{\sqrt{g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_{50}^3}} \right)^{3.369} (\tau_*^{0.5} - \tau_{*c}^{0.5})^{0.84}$$

Dónde:

g_{BT}	Gasto solido total unitario	kgf/m
D	Diametro de particula (Dm)	m
G	Aceleracion debido a la gravedad	m ² /s
γ	Peso especifico del agua	kgf/m ³
γ_s	Peso especifico del suelo	kgf/m ³
γ_*	Número adimensional de shields	
τ_{*c}	Número adimensional de shields para condición critica. Se Obtiene de la relación propuesta por Maza.	

2.2.14.7. Formula de Sheu y Huug (1971)

Shen y Hung asumieron que el transporte de sedimentos es tan complejo que ningún Número de Reynolds, número de Fraude, o una combinación de éstos se pueden encontrar para describir funciones de transporte de sedimentos basados en datos de 379 grandes ríos de Bangladesh.

En lugar de tratar de encontrar una variable dominante de la tasa de transporte de sedimentos recomendaron la Ec.2.12 basada en 578 conjuntos de datos de laboratorio, con un rango de tamaño de arena.

$$g_{BT} = q10(M)^{M-3}$$

Dónde:

$$M = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3$$

El valor de x se estima a partir de:

$$X = U^{a4}S^{a5}W_m^{a6}$$

Luego:

$$W_m = F1 \left(g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D \right)^{0.5}$$

F1 se calcula de acuerdo a la Ec. 2.16.

$$F1 = \sqrt{\left(\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gd_m^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right)} - \sqrt{\frac{36v^2}{gd_m^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}}$$

2.2.14.8. Formula de Pernecker y Vollmer (1984)

La Ec.2.48 sirve para evaluar el transpmie en la capa de fondo siempre que $r^* \geq 0.5$. Si $r^* < 0.04$, no existe transpmie de sedimentos. Utiliza $D = D_m$.

$$g_B = 25\gamma_s \left(g \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D_m^3 \right)^{0.5} \tau_*^{1.5} (\tau_* - 0.04)$$

Dónde:

g_B	Gasto sólido de fondo unitario	Kgf/m
D	Diámetro de la partícula (D_m)	m
g	Aceleración debido a la gravedad	m^2/s
γ	Peso específico del agua	Kgf/m ³
γ_s	Peso específico del suelo	Kgf/m ³
τ_*	Número adimensional de shields	-

2.2.15. Aforo líquido

El caudal fluvial, expresado en unidades volumen por unidad de tiempo, es la tasa de agua que discurre a través de una sección transversal. El caudal en

un instante dado puede medirse utilizando varios métodos, y la selección de estos dependerá de las condiciones existentes (OMM, 2011).

Los métodos más comunes para medir el flujo líquido en ríos son:

2.2.15.1. Métodos tradicionales observacionales

Las mediciones de velocidad se efectúan en uno o más puntos de cada verticeal mediante el uso de molinete, canetes o conentómetros. La exactitud de la medición dependerá del número de verticales en que se obtengan observaciones de profundidad y de velocidad. Las verticales estarán situadas de modo que definan las variaciones de velocidades (OMM, 2011). El proceso numérico se puede hacer a través de dos métodos:

Sección promedio: en este método los flujos parciales son calculados para cada subsección entre verticales, a partir del ancho, de la media de las profundidades y de la media de las velocidades entre las verticales en cuestión. La distribución de las áreas se realiza tal como se aprecia en la Fig.3 (Sotelo, 2009).

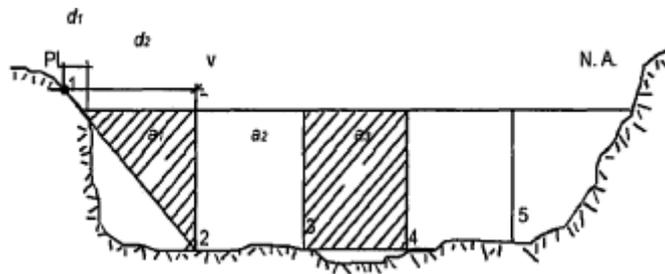


Figura N° 12. Método de sección de promedio.

Dónde:

a_1	Área	m^2	
v_1	Velocidad	m/s	Procedimiento para el
q_1	Caudal unitario	m^3/s	cálculo de la descarga

Cálculo de los flujos en los segmentos:

$$q_{a1} = v_{a1} * a_1$$

$$q_{a2} = v_{a2} * a_2$$

$$q_{an} = v_{an} * a_n$$

Para el cálculo del flujo total se utiliza la E.c. 2.1.

$$Q = \Sigma q_{ij}$$

Para el cálculo del área total se realiza la suma de las áreas parciales, como se indica en la Ec. 2.2.

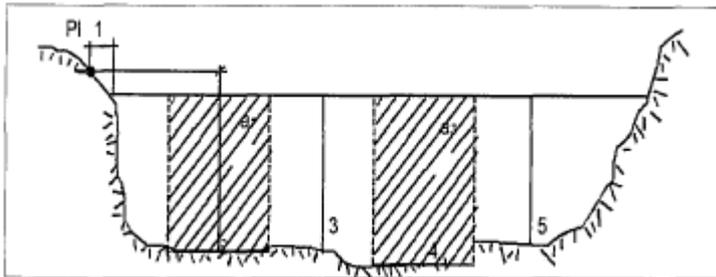
$$A = \Sigma a_i$$

El cálculo de la velocidad media se determina según la Ec. 2.3.

$$\bar{v} = \frac{q_{ij}}{a_i}$$

Media sección: el método de media sección es el más utilizado por los técnicos de las entidades operadoras de redes hidrométricas, pues consiste en el cálculo de los flujos parciales, por medio de la multiplicación de la velocidad media en la vertical y por la suma de las semi distancias entre las verticales adyacentes. La distribución de las áreas se realiza tal como se aprecia en la Fig.4 (Sotelo, 2009).

Figura N° 13: Método de media sección.



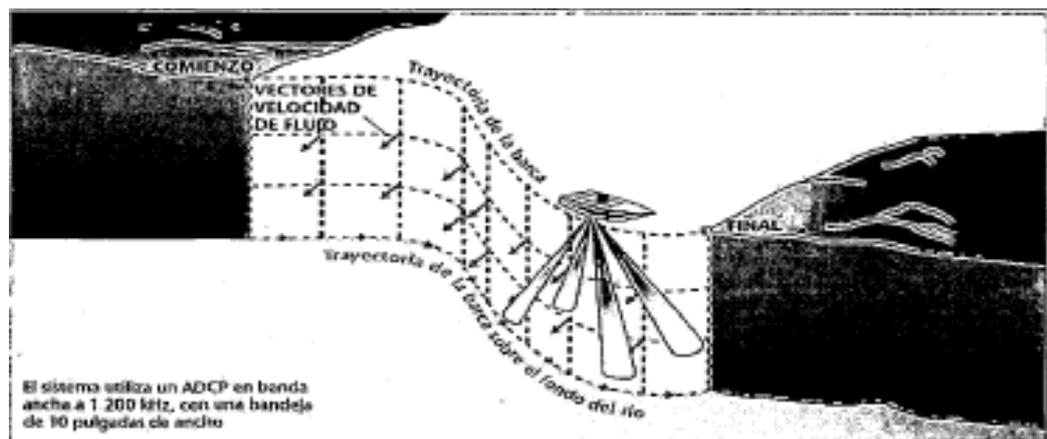
Fuente: Sotelo (2009)

2.2.15.2. Métodos acústicos (Efecto Doppler)

Efecto Doppler, llamado así por Christian Andreas Doppler (1842), consisten en la variación de la longitud de onda emitida o recibida por un objeto en movimiento. Un perfilador por Corrientes por efecto Doppler más conocido es el ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*). La evolución de la tecnología de efecto Doppler ha hecho de estos instrumentos una alternativa viable para medir el caudal en ríos y grandes corrientes de agua.

El instrumento transmite un impulso acústico de energía a través del agua de manera semejante a los ruidos de los submarinos, aunque a frecuencias mucho más elevadas. Esta energía se refleja en las partículas presentes en suspensión en el agua, que se desplazan con ésta, y regresa parcialmente al instrumento. Mide el desplazamiento Doppler (variación de la frecuencia) de la energía reflejada, y utiliza ese valor para calcular la velocidad del agua respecto del instrumento; mide simultáneamente la velocidad, profundidad del agua y la trayectoria de la embarcación para calcular el caudal.

Figura N° 14: Configuración típica de una medición con instrumento de efecto Doppler.



Fuente: (USGS, 2009).

Este método permite calcular el caudal a medida que la embarcación atraviesa el río.

2.2.16. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING (N)

La rugosidad es función del material que está constituido. En la hidráulica fluvial en ocasiones se estima el caudal mediante procedimientos indirectos. Uno de los métodos más conocidos y de aplicación universal es la Ecuación de Manning el cual se fundamenta en parámetros de la sección hidráulica (área, perímetro, radio hidráulico, pendiente) y el coeficiente de rugosidad. Los parámetros hidráulicos son fáciles de determinar si se ha definido el tipo de sección y la diferencia de niveles. Sin embargo estimar el coeficiente de rugosidad (n) tiene mayor grado de dificultad (Osio et al., 2000). Uno de los métodos más conocidos para estimar el (n) es planteado por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (N.R.C.S), cuyo objetivo es estimar el (n) a partir de un valor tabulado al cual se le aplica una serie de modificaciones de acuerdo a las características del tramo que se analiza (Chow, 2000).

- De acuerdo a (Coronado, 1992) para la selección de n se utiliza la siguiente expresión.

$$n = n_0 + n_1 + n_2 + n_3$$

Donde:

n_0 : valor correspondiente al material que compone el perímetro mojado en un caudal recto, uniforme y limpio.

n_1 : Corrección por la calidad de mantenimiento, existe tres opciones: buen mantenimiento que no se da en una quebrada; regular, cuando el lecho opera con algunas erosiones o acumulaciones de sedimentos que ocupa hasta 10 % de la sección transversal y una vegetación baja a media, y la tercera que considera un mal movimiento cuando la sección no se encuentra limpia y la vegetación alcanza el tirante de agua.

n_2 : corrección referida a cambios de condición de flujo. Presenta dos casos:

- **Interferencia menor**, que considera los cambios en las dimensiones de la sección transversal.
- **Interferencia apreciable**, cuando las diferencias en las dimensiones de los tirantes por las curvas provocan condiciones de flujo diferentes velocidades y tirantes como las quebradas.

n_3 : Corrección referida al valor adicional por acumulación de sólidos de fondo, toma el mayor valor.

Tabla N° 4. Coeficiente de Manning no para cauces naturales.

Características	Mínimo	Normal	Máximo
1. Curso anchos en la superficie a nivel de crecida menor a 33m			
a. En planicie			
1. Recto, fondo plano sin pozas profundas y limpias	0.025	0.03	0.033
2. Igual que (1) pero con piedras y pastos	0.03	0.035	0.04
3. Sinuoso, con algunas pozas y bancos	0.033	0.04	0.045
4. Igual que (3) con piedras y pastos	0.035	0.045	0.05
5. Tramados con depósitos, pastos y pozas profundas	0.05	0.07	0.08
6. Igual que (5) más ramas y arbustos	0.075	0.1	0.125
b. En montaña, sin vegetación en el curso, pendiente suave usualmente pronunciada			
1. Lecho con grava, cantos, rocas	0.035	0.045	0.06

2. Igual que (1) más alguna vegetación y arbustos	0.04	0.05	0.07
2. En planicie con cauce de inundación			
a. Limpio	0.02	0.03	0.04
b. Paturas, sin arbustos	0.03	0.035	0.05
c. Con arbustos y árboles	0.03	0.04	0.05
d. Con arbustos y árboles	0.04	0.06	0.08
e. Igual que (d) pero algunos de ellos caídos	0.04	0.1	0.12
f. Igual que (e) pero el nivel de inundación alcanza las ramas	0.10	0.12	0.16
2. En planicie con anchos en la superficie al nivel de inundación mayor de 33.0 m			
a. Sección regular sin rocas y arbustos	0.025		0.06
b. Sección irregular y áspera	0.035		0.10
c. Mediciones en ríos de la Selva Peruana Amazonas (19 000m ³ /s)	0.037		0.051

Fuente: (Coronado, 1997), se muestra los valores de corrección para estimar el n de manning.

Tabla N° 9. Correcciones para el cálculo del coeficiente de rugosidad “n”

Corrección	Descripción	Valor
n_0	Valor básico tomado en el Cuadro 2	
n_1	Corrección por mantenimiento	
	Buen mantenimiento	0.000-0.005
	Regular mantenimiento	0.005-0.015
n_2	Mal mantenimiento	0.015-0.050
	Corrección por cambio de condiciones de flujo	
	Interferencias menores	
n_3	Interferencias apreciables	0.00-0.005
	Formas de fondo y transporte de sedimentos	0.005-0.015
	Rizos, pequeñas ondulaciones	0.000-0.005
	Dunas y ondulaciones con alternativas menores del 20 por ciento del tirante	0.006-0.015

Fuente: (Coronado, 1997),

2.2.17. TÉCNICAS DE MEDICIÓN DE SEDIMENTOS DE FONDO

Monitorear el transporte de sedimento de fondo es difícil, debido a su naturaleza estocástica del movimiento del sedimento. Actualmente existe gran cantidad de equipos de medición que han sido desarrollados para medir el transporte de sedimento de fondo. Muy pocos de los equipos de medición desarrollados son aceptados universalmente, por ello se hace necesario utilizarlos con extremo cuidado y dentro de su rango de aplicación (OMM, 2011).

2.2.17.1. MEDICIONES DIRECTAS:

Es la forma más sencilla de calcular el arrastre de fondo, consiste en cavar un agujero en el lecho de la corriente y en retirar y pesar el material que cae en él. La cuenca aguas arriba de un vertedero o canal de aforo puede actuar análogamente como trampa de sedimentos, pero es posible que no se sepa si se ha recogido todo el arrastre de fondo, (PHILAC, 2010).

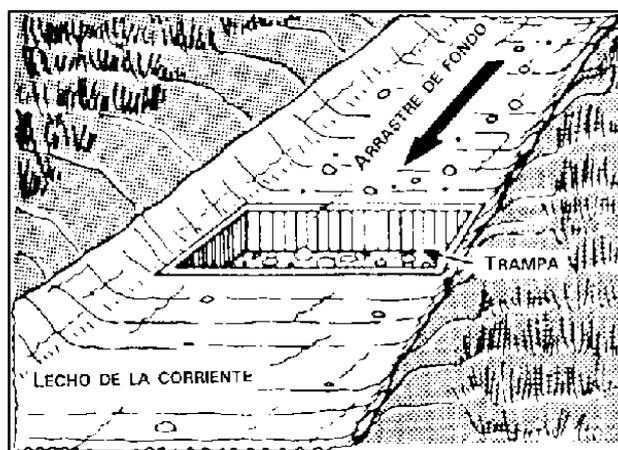


Figura N° 15: Trampa de arrastre de fondo (muesca).

2.2.17.2. MEDICIONES INDIRECTAS

Existen varios métodos de medición indirecta del transporte de sedimentos de fondo. Los más conocidos son los siguientes: Estudio de migración de formas de fondo : Este método consiste en la medición periódica del perfil longitudinal de las formas de fondo bajo condiciones similares del flujo, de manera que al comparar diferentes perfiles secuenciales se puede determinar la velocidad de migración de las formas.

2.2.18. ESTUDIOS SOBRE TRAVIESAS DE HORMIGÓN

2.2.18.1. TRAVIESAS.

Son estructuras que se colocan enterradas en el lecho del curso fluvial dispuestas perpendicularmente a la dirección del flujo, de orilla a orilla y con cota de coronación apenas superior a la cota del fondo del río. Suelen trabajar en conjunto y su objetivo es ralentizar el descenso de cota del lecho debida a la erosión general.

Según, Martín Vide (1994) desarrollaron estudios sobre erosión local en traviesas de protección de cauces a partir de los que Bateman et al. En 1995 analizaron la influencia del talud de aguas abajo de la traviesa y de la profundidad de coronación de ésta en la erosión local.

Estos autores realizaron numerosos ensayos en aguas claras y concluyeron en que el factor más importante para la erosión es el régimen hidráulico mientras que la geometría de la estructura apenas influye. También observaron que para el resalto anegado se obtiene mayor erosión (hasta 4 veces el salto provocado con la traviesa en el momento de su colocación) y un foso menos alargado en contraposición a lo que ocurre cuando el resalto es ondulado.

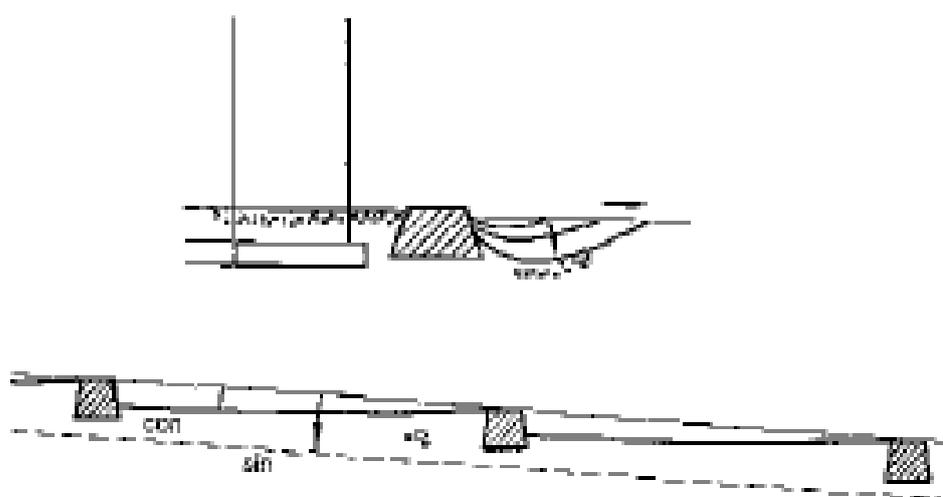


Figura N° 16. Erosión local al pie de la traviesas

García y Pérez (1998), sirvieron para comprobar que la pendiente de equilibrio obtenida entre traviesas es menor a la que se obtendría para las mismas condiciones y sin la presencia de éstas y que la cota de coronación de los umbrales de fondo no guarda relación alguna con las pendientes medias de equilibrio.

Gaudio y Marion (2003), estudiaron también la evolución temporal de los fosos y la profundidad máxima de erosión y hayaron incertidumbres en la determinación de la longitud del foso ya que no es fácil decidir dónde termina éste.⁷

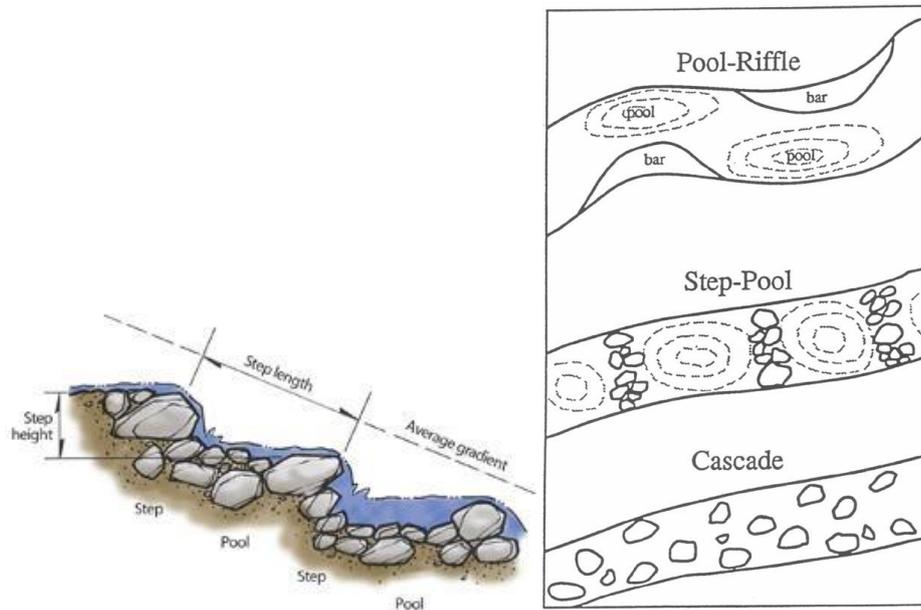
Andreatta (2004), constató que la reducción de la pendiente entre traviesas depende básicamente de dos parámetros geométricos, la longitud entre las estructuras (a menor distanciamiento menor pendiente final) y la pendiente original del lecho. Además propone unas expresiones obtenidas ajustando los resultados experimentales para determinar la erosión local máxima y la longitud del foso.

2.2.19. ESTRUCTURAS CON ESCOLLERA: LOS STEP-POOL.

Los estudios relativos a la aplicación de escollera como material para la construcción de los umbrales de fondo son prácticamente inexistentes. Se podría pensar para desarrollar el análisis en la analogía con el comportamiento de los step-pool originados en muchos de los ríos de montaña.

La descripción de estos ríos se puede hacer tanto a partir de la morfología que presentan como de las características del flujo. Respecto a la morfología estos ríos se caracterizan por tener una forma escalonada en la que el agua fluye por encima de los escalones, formados por las piedras de mayor tamaño colocadas transversalmente en el río, y cae sobre unos remansos donde gran parte de la energía es consumida por los remolinos que se generan.

Figura N° 17. Ejemplo de un step-pool



Fuente: Lenzi et al. (2000).

Judd y Peterson (1969), establecieron que los casos en que se podía encontrar step-pool totalmente formados era en pendientes superiores al 3%, según Abrahams et al. (1995). El flujo pasa de supercrítico en los step a subcrítico en los pool y en este proceso gran parte de la energía cinética se disipa en los remolinos. Cuanto menor sea el espaciamiento entre los steps, mayor número de ellos habrá y mayor será la resistencia al flujo y lo mismo ocurrirá con las traviesas.

Lenzi y Comiti (2001) analizaron el perfil del lecho y el tamaño de grano en un río de montaña (Masi di Spinelle River, en los Alpes italianos) caracterizado por su elevada pendiente y estabilizado con presas de retención. Las estructuras construidas en el río estaban formadas por cantos rodados de gran tamaño, en algunos casos estabilizados con cemento y en otros sin estabilizar, y ambos tipos de presas de retención soportaron bien avenidas de hasta 25 años de período de retorno.

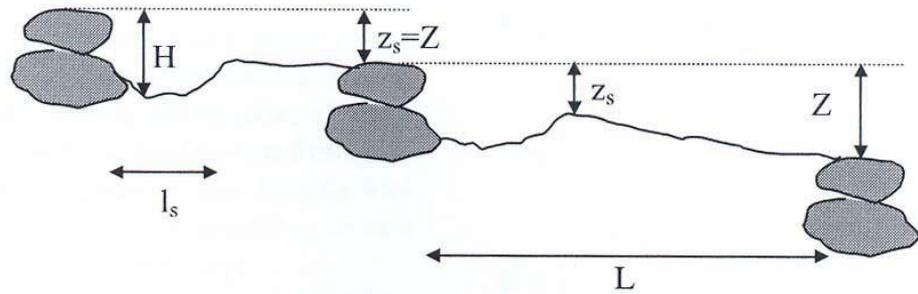


Figura N° 18. Variables que intervienen en el estudio de los step-pool

- ✓ Lenzi i Comiti (2003). Lenzi sostiene que la altura (H) de la estructura debe verificar la relación $\frac{H}{D_{90}} = 2$ o al menos mantenerse entre 1 y 4 y propone que la separación entre los steps (L) se estime con el criterio de máxima resistencia al flujo desarrollado por Abrahams en 1995:

$$1 \leq \frac{H/L}{i} \leq 2$$

2.2.20. MODELOS HIDRODINÁMICOS Y MORFODINÁMICOS

Los procesos morfodinámicos corresponden a una serie de acciones sucesivas y/o simultaneas y sinérgicas a través de las cuales los agentes morfogenéticos, principalmente los externos, son capaces de modelar las formas de la superficie terrestre.

Los procesos morfodinámicos están asociados a una secuencia conformada por la erosión de las rocas, el transporte de los materiales removidos y la sedimentación de dichos detritos. En consecuencia, los procesos morfodinámicos dependen de una serie de factores externos relacionados con la energía del agente morfogenético y la posición geomorfológica y de factores internos tales como la composición mineralógica de las rocas, su textura y grado de cohesión.

La denudación, es decir, el proceso morfodinámico externo, es el modelador de la superficie terrestre y el generador de las geoformas. El proceso

comienza con la meteorización o erosión in situ de las rocas a través de la intemperización o influencia de los elementos del clima tales como los cambios de temperatura y las precipitaciones. Esta meteorización prepara las rocas para ser erosionadas.

La erosión, en tanto, es la remoción de las partículas de las rocas a través de procesos como la abrasión hidráulica o la deflación eólica, o simplemente la erosión de la energía cinética de ambos elementos, agua y viento. La erosión es la responsable del rebajamiento del relieve transformándolo en relieve destructivo.

Finalmente, la sedimentación corresponde al depósito de los materiales removidos y desplazados en las dos etapas anteriores. La sedimentación ocurre cuando la energía cinética del agente morfogenético no es capaz de seguir transportando el material por pérdida de competencia.

Dependiendo del agente de transporte, la sedimentación de los materiales presenta cierta disposición característica que es fácilmente reconocida en el depósito.

Estas características de sedimentación reciben el nombre de facies. Existe, de esta manera, una facies eólica de estratos entrecruzados, una facies lacustre de estratos horizontales homogéneos y finos con intercalaciones de rodados, una facies fluvial en donde los rodados se disponen en lentejones, una facies marina donde los rodados se disponen horizontalmente, una facies glacial con rodados poco redondeados en una masa ingente de material fino dispuesto caóticamente, similar a la facies de depósitos coluviales, etc.

Morfología de ríos sinuosos

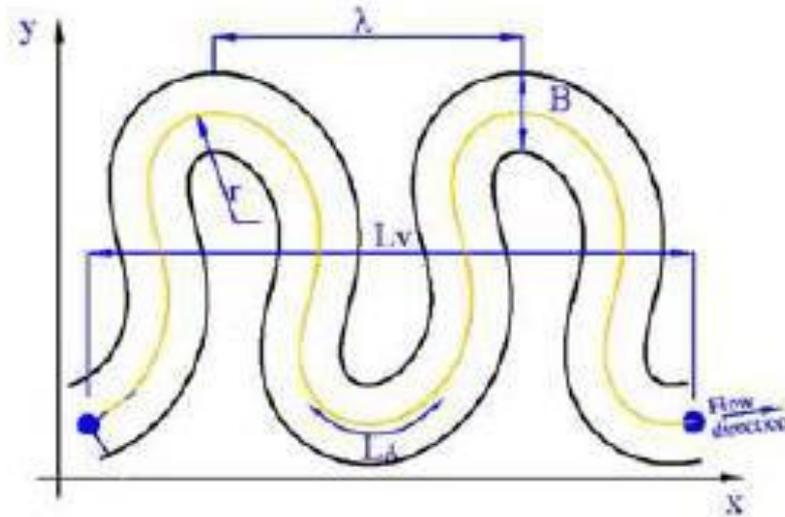


Figura N°19: Parámetros principales de un meandro (Abad, 2006)

2.2.21. HIDROLOGÍA DE LA CUENCA DEL RIO VIRÚ

Hidrográficamente el Perú está dividido por tres vertientes: La del Pacífico, Atlántico y Titicaca, esto como resultado de la presencia de la cordillera de los andes que atraviesa el territorio nacional.

La vertiente del Pacífico a la que pertenece el Río Virú, tiene una extensión aproximada de 278,482 Km² (22% de la extensión territorial del país).

La misma que está constituida por 53 ríos principales, que cruzan en dirección de Este a Oeste; su forma es delgada y alargada, de aproximadamente 2,560 Km de longitud y un ancho promedio de 110 Km que nace en las cimas del flanco Occidental de la cordillera de los andes entre los 4000 y 6700 msnm, donde se originan los principales cursos de agua y descienden por su vertiente hasta su desembocadura en el océano pacífico. Ver tabla N° 10.

Tabla N° 10: Características de las vertientes Hidrográficas

Vertiente	Cuencas	Superficie		Poblacion		Agua	
		Km2	%	miles	%	(Hm3)	%
Pacifico	62	278,482.40	0.22	18,430.00	0.70	37,363.00	0.02
Atlantico	84	957,822.50	0.75	6,852.00	0.26	1,998,752.00	0.98
Titicaca	13	48,910.50	0.04	1,047.00	0.04	10,172.00	0.00
Total	159	1285215.4	1	26329	1	2046287	1

Fuente: ANA-DCPRH-2008

2.3.DEFINICIONES DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. Erosión.

Definido por la Real academia de la Lengua puede interpretarse como: Desgaste o destrucción producidos en la superficie de un cuerpo por la fricción continua o violenta de otro. (RAE)

En el caso de los ríos hace referencia al descenso del fondo debido a fenómenos relacionados con la dinámica fluvial, que puede ser natural o inducido por acciones humanas.

2.3.2. Erosión (o degradación).

Descenso del nivel del lecho y/o por lo menos una de las márgenes se desplaza alejándose del eje de escurrimiento.

2.3.3. Traviesas

Son estructuras que se colocan enterradas en el lecho del curso fluvial dispuestas perpendicularmente a la dirección del flujo, de orilla a orilla y con cota de coronación apenas superior a la cota del fondo del río.

CAPITULO III
MATERIAL Y METODOS

3.1. Población y Muestra

3.1.1. Población

Corresponde a la cuenca del río Virú en su jurisdicción de la provincia de Virú, el cual esta comprendidos entre los sectores de la Alameda - Tomabal Aguas arriba del río Virú.

Ubicación Política

Departamento : La Libertad
Provincia : Virú
Distrito : Virú
Zona : Entre Alameda – Tomabal

Ubicación Hidrográfica

La zona en estudio pertenece a la cuenca del Río Virú., limitando:

Por el Norte : Con la cuenca del río Moche.
Por el Sur : Con la cuenca del río Chao.
Por el Este : Con la cuenca del río Santa.
Por el Oeste : Limita con el Océano Pacífico.

Figura N° 20. Ubicación y extensión de la cuenca del Río Virú



Fuente: google earth

3.1.2. Muestra

Nuestro estudio está limitado entre los sectores la Alameda y Tomabal con una longitud de cause de 2 km aproximadamente según datos topográficos obtenidos en campo.

También Información cartográfica que comprende:

- Ministerio de Agricultura, Archivos Shapefile proporcionadas por Chavimochic Cifras de los Años, (2000 -2013).
- Topografía del cause del ríos Virú.

3.1.3. Método

- Inductivo

3.1.3.1. Tipo de investigación

El presente trabajo es un estudio de tipo descriptivo, ya que se orientará a especificar las características y las propiedades del lugar y del fenómeno que se está analizando, de manera que se pueda hacer una interpretación lo más correcta posible.

Esto se logrará a través de la recolección de datos ya existentes y el análisis sobre diversos aspectos como cartografía y datos hidrológicos entre otros.

La investigación aplicada, guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas de los conocimientos.

La investigación descriptiva, según se mencionó, trabaja sobre realidades de hecho y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta.

Esta puede incluir los siguientes tipos de estudios: casos exploratorios, causales de desarrollo, predictivos, de conjuntos, de correlación.

3.1.4. Diseño de investigación

El diseño de la investigación a utilizarse será la descripción, presentado por el siguiente esquema:



Dónde:

X : Alternativas de solución

M : Realidad de la zona.

3.1.5. Variables de estudios y operacionalización

3.1.5.1. Variables:

Variable Independiente (V1) : Características del cauce del río Virú.

Variable Dependiente (V2) : Dimensiones de las estructuras

Estabilización y retención de sólidos

Tabla N° 11. Operacionalización de variables.

VARIABLE	Indicador	Medición
(V1)	Topografía Del De La Zona	m
	Población	hab
(V2)	Caudales	m ³ /s
	Velocidades	m ³ /s
	Dimensiones	m/s
	Profundidades	m

Fuente: Elaborado por los autores

3.1.6. Instrumentos de recolección de datos

A. Instrumentos metodológicos

- Datos Senamhi
- Chavimochic Cifras de los Años, 2000 - 2013 (datos hidrológicos).

B. Instrumentos de Ingeniería Programas (Software)

- Microsoft Word : Procesador de datos.
- Microsoft Excel : Procesador de datos numéricos.
- Auto CAD 2015 : Elaboración de planos.
- Auto Civil 3D 2015 : Topografía.
- HEC-RAS V. 5.0.3. : Modelamiento hidráulico.
- ARCGIS 10 : Sistema de Información geográfica

Materiales de campo

- Wincha de 50 mts.
- 2 prismas

Equipos

- Estación Total TOPCON 3000
- Nivel automático Pentax AL-270
- Cámara fotográfica digital

Instrumentos de escritorio

- Cuaderno de apuntes.
- Lapicero, regla y plumón indeleble.
- Papel bond A4 de 80gr.

3.1.7. Técnicas de análisis de datos

- Toma de datos.
- Registros y procesamientos de datos.

3.1.8. Modelos estadísticos de análisis de datos

3.1.8.1. Aplicación de la distribución de Frecuencias

Para el cálculo de la precipitación probable (Distribución Normal, Distribución Gumbel Distribución Log Normal de 2 Parámetros,

Distribución Log Normal de 3 Parámetros y Distribución Log Pearson III)

3.1.8.2. Prueba de bondad de ajuste:

Para la aplicación del análisis estadístico a una serie de datos de precipitaciones se requiere hallar la distribución teórica de mejor representante (ajuste) nuestros datos históricos. Para tal fin se dispone de muchos métodos de ajuste de entre los más usados tenemos:

Análisis gráfico

Test de Kolmogorov - Smirnov.

Test de Chi - Cuadrado X².

3.1.8.3. Determinación de la Intensidad de lluvia.

Las intensidades se obtienen utilizando la expresión de Dyck y Peschke (1978). Esta relación permite estimar la precipitación PD para cualquier duración D (en minutos) y en función de la precipitación máxima en 24 horas.

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

Como ya se cuenta con la duración de la tormenta, se divide la precipitación entre la duración y se obtiene la intensidad, es un método fácil y que se puede aplicar a la zona en estudio.

Los resultados se presentaran en gráficos indicando la relación Precipitación – Intensidad utilizada para el presente estudio para las estaciones pluviométricas:

3.1.8.4. Determinación de los caudales de diseño

En el presente estudio hidrológico para la determinación de los Caudales Máximos en las cuencas identificadas se empleará los procedimientos de Precipitación – Escorrentia.

Este método es válido para cuencas medianas $2.5 \text{ km}^2 < \text{Área}$. Conociendo el caudal de diseño se deben determinar las características hidráulicas del flujo a su paso a través de la sección de cruce y de algunas secciones aguas

arriba y aguas abajo de este cruce. Para ello se usará del programa de cómputo Hec - Ras versión 5.0.3. (River Análisis System de la U.S. Army Corps of Engineers) y fórmulas planteadas por investigadores tales como, Meyer Peter, Lischtván-Lebediev, Blench, etc. para la determinación de la socavación de las estructuras de socavación en el lecho del río.

3.1.8.5. Características hidráulicas de la zona en estudio

Con el objeto de verificar las características hidráulicas del área de estudio se realizará las siguientes actividades:

- Visita de campo a la zona del estudio y estudios Topográficos con fines de establecer las características geométricas e hidráulicas del cauce del Río Virú.
- Pendientes longitudinales de fondo y de superficie de agua.

El coeficiente de rugosidad de Manning se determinará mediante el Método de Cowan.

Con estos datos, se ingresará al modelo hidráulico escogido. La realización del cálculo hidráulico con el programa HEC RAS v. 5.0.3. Comprenderá los siguientes pasos:

- Modelamiento de la topografía del río y de sus características hidráulicas mediante la digitalización de las secciones transversales.
- Ingreso de las rugosidades (coeficientes de Manning).
- Luego se procede a la asignación de caudales de diseño.
- Luego se inserta las estructuras de estabilización siguiendo los criterios de diseño.
- Finalmente se ejecutará el software para la condición de flujo supercrítico y para flujo subcrítico.

De los planos del levantamiento topográfico de las zonas de estudio, se obtendrán secciones transversales desde un mínimo de 100 m aguas arriba. Una vez ingresadas las secciones transversales y el coeficiente de rugosidad del cauce, al programa de cómputo Hec Ras v 5.0.3. Las secciones transversales nos indican los niveles de agua alcanzados en cada una de ellas.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1 ESTUDIOS BASICOS DE HIDROLOGÍA

Los estudios de hidrológia, se tomó como referencia a la información hidrométrica de los reportes históricos de caudales máximos diarios, desde los Años 1950 al 2012. Este registro de caudales fue brindado por la – Gerencia de Operación y Mantenimiento del Proyecto Especial CHAVIMOCHIC.

Tabla N° 12. Maximas avenidas diarias anuales del rio Virú (m3/s)

Estación			Huacapongo – Puente la Alameda		
Años			1950 – 2012		
N°	Año	Q max (m3/s)	N°	Año	Q max (m3/s)
1	1950	20.80	28	1977	45.60
2	1951	30.00	29	1978	8.00
3	1952	50.00	30	1979	38.00
4	1953	40.00	31	1980	15.00
5	1954	32.00	32	1981	110.00
6	1955	36.60	33	1982	10.00
7	1956	88.00	34	1983	120.00
8	1957	80.00	35	1984	100.00
9	1958	74.00	36	1985	6.00
10	1959	40.00	37	1986	15.00
11	1960	128.00	38	1987	35.00
12	1961	20.16	39	1988	25.60
13	1962	122.50	40	1989	40.00
14	1963	138.00	41	1990	7.00
15	1964	19.20	42	1991	10.00
16	1965	48.58	43	1992	5.60
17	1966	7.78	44	1993	40.00
18	1967	200.00	45	1994	16.00
19	1968	12.00	46	1995	8.32
20	1969	28.80	47	1996	48.00
21	1970	172.80	48	1997	40.00
22	1971	48.00	49	1998	380.00
23	1972	200.00	50	1999	102.70
24	1973	51.70	51	2000	36.26

25	1974	12.80	52	2001	44.65
26	1975	110.00	53	2002	35.00
27	1976	15.00	54	2003	14.90
55	2004	19.50	60	2009	28.60
56	2005	17.50	61	2010	14.70
57	2006	40.50	62	2011	29.50
58	2007	42.50	63	2012	29.00
59	2008	38.50			

Fuente: Proyecto especial Chavimochic. Cifras de los Años, (2000 -2012)

4.1.1 CÁLCULO DEL PERIODO DE RETORNO (Tr).

En la medida que el diseño de estructuras de estabilización y material arrastre de control del fondo de sedimentos. Según Rubén Terán (1998), Incluye la determinación de riesgos, el mismo que se mostrara en el periodo de retorno (Tr) en función al riesgos de falla asociado y a la vida útil de la obra.

Tabla N° 13: Valores de “Tr” asociado al riesgo “R” y a la vida útil “n” de las estructura

RIESGO	VIDA ÚTIL DE LA OBRA (n) EN AÑOS			
	10 años	20 años	50 años	100 años
0.01	995.50	1990.50	4975.50	9950.40
0.10	94.40	190.30	475.10	949.60
0.21	45.30	90.10	224.60	448.60
0.32	28.50	56.60	140.70	280.90
0.334	25.30	50.10	124.40	248.40
0.40	20.10	39.70	98.40	196.30
0.50	14.90	29.40	72.60	144.80
0.75	8.70	14.90	36.60	72.60
0.99	3.70	4.90	11.40	22.20

Fuente: Elaborado por los Autores

Para la colocación de las estructuras de estabilización (Traviesas), se considero periodos de retorno de Tr=10 años; Tr= 50 años y Tr= 100 Años.

- Usando la siguiente ecuación se determina el suceso de máximas avenidas que ocurrirán en cualquier periodo será la siguiente.

$$P = 1 - (1 - R)^{\frac{1}{n}}$$

Donde:

R = Riesgo.

Tr = Periodo de retorno.

n = Vida útil en Años.

REEMPLAZANDO LA ECUACIÓN OBTENEMOS:

- Según los Datos obtenidos de la tabla de Valores de periodo de retorno “T” asociado al riesgo “R” y a la vida útil “n” de las estructuras tenemos.

R Riesgo	0.333
n Vida útil (Años)	20
Tr Periodo de retorno (Años)	50

Fuente: Elaborado por los Autores

$$P = 1 - (1 - 0.3333)^{\frac{1}{20}}$$

$$P = 0.03$$

∴ la probabilidad del caudal de maximas avenidas sera de:

P = 0.03 (Superado en cualquier de los años siguientes)

- Existe la probabilidad de, $1 - P = 97\%$ que las máximas avenidas no ocurran en un año cualesquiera.

4.1.2. CAUDAL DE DISEÑO (Q)

4.1.2.1. DISTRIBUCIÓN DE PARAMETROS GUMBEL

- Cálculo de los parámetros estadísticos de distribución Gumbel.

Tabla N°14: Parámetros estadísticos para la distribución Gumbel

N° Observaciones	AÑO	Q_(máx) diario Anual (m³/s)	Q – μQ	(Q – μQ)²
1	1950	20.80	20.80	432.64
2	1951	30.00	30.00	900.00
3	1952	50.00	50.00	2500.00
4	1953	40.00	40.00	1600.00
5	1954	32.00	32.00	1024.00
6	1955	36.60	36.60	1339.56
7	1956	88.00	88.00	7744.00
8	1957	80.00	80.00	6400.00
9	1958	74.00	74.00	5476.00
10	1959	40.00	40.00	1600.00
11	1960	128.00	128.00	16384.00
12	1961	20.16	20.16	406.43
13	1962	122.50	122.50	15006.25
14	1963	138.00	138.00	19044.00
15	1964	19.20	19.20	368.64
16	1965	48.58	48.58	2359.63
17	1966	7.78	7.78	60.47
18	1967	200.00	200.00	40000.00
19	1968	12.00	12.00	144.00
20	1969	28.80	28.80	829.44
21	1970	172.80	172.80	29859.84
22	1971	48.00	48.00	2304.00
23	1972	200.00	200.00	40000.00
24	1973	51.70	51.70	2672.89
25	12.80	12.80	12.80	163.84
26	110.00	110.00	110.00	12100.00
27	15.00	15.00	15.00	225.00
28	45.60	45.60	45.60	2079.36
29	8.00	8.00	8.00	64.00
30	38.00	38.00	38.00	1444.00
31	1980	15.00	15.00	225.00
32	1981	110.00	110.00	12100.00
33	1982	10.00	10.00	100.00
34	1983	120.00	120.00	14400.00
35	1984	100.00	100.00	10000.00

36	1985	6.00	6.00	36.00
37	1986	15.00	15.00	225.00
38	1987	35.00	35.00	1225.00
39	1988	25.60	25.60	655.36
40	1989	40.00	40.00	1600.00
41	1990	7.00	7.00	49.00
42	1991	10.00	10.00	100.00
43	1992	5.60	5.60	31.36
44	1993	40.00	40.00	1600.00
45	1994	16.00	16.00	256.00
46	1995	8.32	8.32	69.22
47	1996	48.00	48.00	2304.00
48	1997	40.00	40.00	1600.00
49	1998	380.00	380.00	144400.00
50	1999	102.70	102.70	10547.29
51	2000	36.26	36.26	1314.79
52	2001	44.65	44.65	1993.62
53	2002	35.00	35.00	1225.00
54	2003	14.90	14.90	222.01
55	2004	19.50	19.50	380.25
56	2005	17.50	17.50	306.25
57	2006	40.50	40.50	1640.25
58	2007	42.50	42.50	1806.25
59	2008	38.50	38.50	1482.25
60	2009	28.60	28.60	817.96
61	2010	14.70	14.70	216.09
62	2011	29.50	29.50	870.25
63	2012	29.00	29.00	841.00
Total - ΣQ		3443.64 (m3/s)		

Fuente: Elaborado por los Autores

CÁLCULO DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Caudal Medio	(μ_Q)
---------------------	-----------------------------

$$\mu_Q = \frac{\sum Q}{n}$$

$$\mu_Q = \frac{\sum_1^{63} Q}{63} = \frac{3443.64}{63} = 54.666520$$

$$\mu_Q = 54.666520$$

Varianza	(σ_μ)
-----------------	----------------------------------

$$\sigma_\mu = \sqrt{\frac{\sum(Q - \mu_\sigma)^2}{n - 1}}$$

$$\sigma_\mu = \sqrt{\frac{\sum(Q - 54.66)^2}{62}} = \sqrt{\frac{240938.32}{62}} = 3886.101500$$

$$\sigma_\mu = 3886.101500$$

Desviación estándar	(σ_μ)
----------------------------	----------------------------------

$$\sigma_\mu = \sqrt{\frac{\sum(Q - \mu_\sigma)^2}{n - 1}}$$

$$\sigma_\mu = \sqrt{\frac{\sum(Q - 54.66)^2}{62}} = \sqrt{\frac{240938.32}{62}} = 62.345422$$

$$\sigma_\mu = 62.345422$$

Cálculo del parámetro de escala	(α)
--	------------------------------

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * 62.34$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{3.14} * 62.34$$

$$\alpha = 48.6156200$$

Cálculo del parámetro de Posición	(β)
--	-----------------------------

$$\beta = 54.66 - 0.5772 * 48.6101$$

$$\beta = 26.611251200$$

Tabla N° 15: Resumen final de valores calculados de la distribución gumbel

RESUMEN	PARÁMETRO
Cáudal Medio	54.666520
Varianza	3886.101500
Desviación Estandar	62.3445100
Parametro de escala	48.6156200
Parámetro de Posición	26.611251200

Fuente: Elaborado por los Autores

4.1.2.2. ANALISIS DE CONSISTENCA DE LA DISTRIBUCIÓN GUMBEL

- AJUSTE DE DISTRIBUCION GUMBEL

AJUSTE DE (Kolgomorov y Smirlow).

TABLA N° 16: Análisis de bondad de ajuste de distribución Gumbel de máximas avenidas diarias anuales del cauce del río Virú.

Cauce río Virú – Caudales ordenados en forma acendente					
Orden de Caudales de forma Creciente	Año	Q max (m3/s)	Distribución de Probabilidades		Δ Desviación $F(m) - f(Q)$
			Empírica $F(m)$	Teórica $F(Q)$	
1	1992	5.60	0.015625	0.214250842	0.198625842
2	1985	6.00	0.03125	0.216973234	0.185723234
3	1990	7.00	0.046875	0.223830573	0.176955573
4	1966	7.78	0.0625	0.22920061	0.16670061
5	1978	8.00	0.078125	0.230758373	0.152633373
6	1995	8.32	0.09375	0.232989554	0.139239554
7	1982	10.00	0.109375	0.244810677	0.135435677
8	1991	10.00	0.125	0.244810677	0.119810677
9	1968	12.00	0.140625	0.259100527	0.118475527
10	1974	12.80	0.15625	0.264876294	0.108626294
11	2010	14.70	0.171875	0.278715727	0.106840727

12	2003	14.90	0.1875	0.280181739	0.092681739
13	1976	15.00	0.203125	0.280915363	0.077790363
14	1980	15.00	0.21875	0.280915363	0.062165363
15	1986	15.00	0.234375	0.280915363	0.046540363
16	1994	16.00	0.25	0.288273386	0.038273386
17	2005	17.50	0.265625	0.299378664	0.033753664
18	1964	19.20	0.28125	0.312049656	0.030799656
19	2004	19.50	0.296875	0.314293815	0.017418815
20	1961	20.16	0.3125	0.319238509	0.006738509
21	1950	20.80	0.328125	0.324042477	0.004082523
22	1988	25.60	0.34375	0.360265432	0.016515432
23	2009	28.60	0.359375	0.382966869	0.023591869
24	1969	28.80	0.375	0.384479229	0.009479229
25	2012	29.00	0.390625	0.385991314	0.004633686
26	2011	29.50	0.40625	0.389770165	0.016479835
27	1951	30.00	0.421875	0.393546771	0.028328229
28	1954	32.00	0.4375	0.408623343	0.028876657
29	1987	35.00	0.453125	0.431109555	0.022015445
30	2002	35.00	0.46875	0.431109555	0.037640445
31	2000	36.26	0.484375	0.440492542	0.043882458
32	1955	36.60	0.5	0.443017178	0.056982822
33	1979	38.00	0.515625	0.453377137	0.062247863
34	2008	38.50	0.53125	0.457062392	0.074187608
35	1953	40.00	0.546875	0.468067708	0.078807292
36	1959	40.00	0.5625	0.468067708	0.094432292
37	1989	40.00	0.578125	0.468067708	0.110057292

38	1993	40.00	0.59375	0.468067708	0.125682292
39	1997	40.00	0.609375	0.468067708	0.141307292
40	2006	40.50	0.625	0.471718401	0.153281599
41	2007	42.50	0.640625	0.486225317	0.154399683
42	2001	44.65	0.65625	0.501635277	0.154614723
43	1977	45.60	0.671875	0.508378525	0.163496475
44	1971	48.00	0.6875	0.525221579	0.162278421
45	1996	48.00	0.703125	0.525221579	0.177903421
46	1965	48.58	0.71875	0.529221043	0.189528957
47	1952	50.00	0.734375	0.539034208	0.195340792
48	1973	51.70	0.75	0.550606035	0.199393965
49	1958	74.00	0.765625	0.685804702	0.079820298
50	1957	80.00	0.78125	0.716509987	0.064740013
51	1956	88.00	0.796875	0.753691621	0.043183379
52	1984	100.00	0.8125	0.801789123	0.010710877
53	1999	102.70	0.828125	0.811417294	0.016707706
54	1975	110.00	0.84375	0.835411835	0.008338165
55	1981	110.00	0.859375	0.835411835	0.023963165
56	1983	120.00	0.875	0.863820624	0.011179376
57	1962	122.50	0.890625	0.870183686	0.020441314
58	1960	128.00	0.90625	0.88322614	0.02302386
59	1963	138.00	0.921875	0.903857767	0.018017233
60	1970	172.80	0.9375	0.951799318	0.014299318
61	1967	200.00	0.953125	0.972165401	0.019040401
62	1972	200.00	0.96875	0.972165401	0.003415401
63	1998	380.00	0.984375	0.999304617	0.014929617
(Σ) Suma		3443.64	31.50	30.82	4.92

Parametros obtenidos del Modelo				
Media (μQ)	Desviación estándar (σQ)	Asimetria (γ)	α	β
54.66	62.34	2.93	48.61	26.61

Fuente: Elaborado por los Autores

4.1.3. DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO - III

4.1.3.1. CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DEL MODELO LOG PEARSON TIPO - III

Tabla N° 17: Parametros estadísticos para la Distribucion Log-Pearson Tipo III

Año	Q. max (m ³ /s)	Z=Log (Q)	Y= Log (Q-Q ₀)	Y= (LogQ-Q ₀) ²	Y= (LogQ-Q ₀) ³
1950	20.80	1.318063335	4.336010953	18.80099098	81.52130283
1951	30.00	1.477121255	4.495068873	20.20564417	90.82576216
1952	50.00	1.698970004	4.716917622	22.24931186	104.9481712
1953	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1954	32.00	1.505149978	4.523097596	20.45841187	92.53539353
1955	36.60	1.563481085	4.581428703	20.98948896	96.16184721
1956	88.00	1.944482672	4.96243029	24.62571438	122.203391
1957	80.00	1.903089987	4.921037605	24.21661111	119.1708539
1958	74.00	1.86923172	4.887179338	23.88452188	116.7279418
1959	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525

1960	128.00	2.10720997	5.125157588	26.2672403	134.6237459
1961	20.16	1.304490528	4.322438146	18.68347152	80.75815001
1962	122.50	2.088136089	5.106083707	26.07209082	133.1262781
1963	138.00	2.139879086	5.157826704	26.60317631	137.2145732
1964	19.20	1.283301229	4.301248847	18.50074164	79.57629365
1965	48.58	1.68642175	4.704369368	22.13109115	104.1128273
1966	7.78	0.890756252	3.90870387	15.27796594	59.7170446
1967	200.00	2.301029996	5.318977614	28.29152285	150.4819767
1968	12.00	1.079181246	4.097128864	16.78646493	68.77630998
1969	28.80	1.459392488	4.477340106	20.04657442	89.75533165
1970	172.80	2.237543738	5.255491356	27.62018939	145.1576666
1971	48.00	1.681241237	4.699188855	22.0823759	103.7692547
1972	200.00	2.301029996	5.318977614	28.29152285	150.4819767
1973	51.70	1.713490543	4.731438161	22.38650707	105.9203739
1974	12.80	1.10720997	4.125157588	17.01692512	70.19749779
1975	110.00	2.041392685	5.059340303	25.5969243	129.5035508
1976	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1977	45.60	1.658964843	4.676912461	21.87351016	102.3004922
1978	8.00	0.903089987	3.921037605	15.3745359	60.28413342
1979	38.00	1.579783597	4.597731215	21.13913232	97.19204853
1980	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1981	110.00	2.041392685	5.059340303	25.5969243	129.5035508
1982	10.00	1	4.017947618	16.14390306	64.86535685
1983	120.00	2.079181246	5.097128864	25.98072266	132.4270914
1984	100.00	2	5.017947618	25.1797983	126.3509089

1985	6.00	0.77815125	3.796098868	14.41036662	54.70317641
1986	15.00	1.176091259	4.194038877	17.5899621	73.7729849
1987	35.00	1.544068044	4.562015662	20.8119869	94.94461022
1988	25.60	1.408239965	4.426187583	19.59113652	86.71404522
1989	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1990	7.00	0.84509804	3.863045658	14.92312176	57.6487007
1991	10.00	1	4.017947618	16.14390306	64.86535685
1992	5.60	0.748188027	3.766135645	14.1837777	53.41803076
1993	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1994	16.00	1.204119983	4.222067601	17.82585482	75.26196411
1995	8.32	0.920123326	3.938070944	15.50840276	61.07319031
1996	48.00	1.681241237	4.699188855	22.0823759	103.7692547
1997	40.00	1.602059991	4.620007609	21.34447031	98.61161525
1998	380.00	2.579783597	5.597731215	31.33459475	175.4026391
1999	102.70	2.011570444	5.029518062	25.29605193	127.2269501
2000	36.26	1.5594278	4.577375418	20.95236572	95.90684377
2001	44.65	1.649821463	4.667769081	21.7880682	101.7016711
2002	35.00	1.544068044	4.562015662	20.8119869	94.94461022
2003	14.90	1.173186268	4.191133886	17.56560325	73.61979503
2004	19.50	1.290034611	4.307982229	18.55871089	79.95059671
2005	17.50	1.243038049	4.260985667	18.15599885	77.36245087
2006	40.50	1.607455023	4.625402641	21.39434959	98.95748112
2007	42.50	1.62838893	4.646336548	21.58844332	100.3071732
2008	38.50	1.58546073	4.603408348	21.19136841	97.55252225
2009	28.60	1.456366033	4.474313651	20.01948265	89.5734445

2010	14.70	1.167317335	4.185264953	17.51644272	73.31095383
2011	29.50	1.469822016	4.487769634	20.14007629	90.38402279
2012	29.00	1.462397998	4.480345616	20.07349684	89.93620355
Total	3443.64	97.06	287.19	1319.73	6113.10

Fuente: Elaborado por los autores

- Cálculo de parámetros de la distribución Log - Pearson Tipo - III

Promedio	(μ_z)
-----------------	-----------------------------

$$\mu_z = \frac{\sum \text{Log}_{10} (Q_i)}{n}$$

$$\mu_z = \frac{97.06}{63} = 1.5421$$

$$\mu_z = 1.5421$$

Desviación estándar	(σ_z)
----------------------------	--------------------------------

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{\Sigma(\text{Log}_{10}(Q_i) - \mu_z)}{n - 1}}$$

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{10.555}{62}} = 0.413$$

$$\sigma_z = 0.41301$$

Coefficiente de Asimetría	(γ)
----------------------------------	------------------------------

$$\gamma = \frac{n * \Sigma(\text{Log}_{10}(Q_i) - \mu_z)^3}{(n - 1) * (n - 2) * \sigma_z^3} = 0.413$$

$$\gamma = \frac{63 * 0.763}{(62) * (61) * 0.413^3} = 0.18114$$

$$\gamma = 0.18114$$

Cálculo del parámetro de posición	(α)
--	------------------------------

$$\alpha = \left(\frac{2}{(2.933)}\right)^2$$

$$\alpha = 48.605$$

Cálculo del parámetro de escala	(β)
--	-----------------------------

$$\beta = \frac{62.339}{\sqrt{48.605}} = 54.661$$

$$\beta = 54.661$$

Cálculo del parámetro de Posición	(Z₀)
--	------------------------

$$Z_0 = 54.66 - 54.661 * 48.605$$

$$Z_0 = -3.02545$$

Tabla N° 18: Resumen de cálculo de parámetros estadísticos de distribución (Log- Person Tipo - III).

RESUMEN	PARÁMETRO (Log Pearson Tipo – III)
Promedio	1.54
Varianza	0.17
Desviacion Estandar	0.41
Coefficiente de escala (α)	0.18
Parámetro de posición (γ)	122.661
Parámetros de posición (Z ₀)	-3.02545

Fuente: Elaborado por los Autores

4.1.3.2. ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE A LA DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III PARA LAS MÁXIMAS AVENIDAS.

Tabla N° 19: Análisis de bondad de ajuste a la distribución Log Pearson Tipo III para las máximas avenidas diarias anuales del río Virú- Datos ordenados en forma creciente.

Caudales Ordenado En Forma Creciente	Año	Q. max (m ³ /s)	Z=Log Q	Y= LogQ-Q ₀	Distribucion de Probabilidad		Δ Desviacion F(m) – F(Q)
					$F(m) = \frac{m}{n+1}$	Teorica F(Z)	
1	1992	5.60	0.748188027	3.766135645	0.015625	0.02199918	0.006374183
2	1985	6.00	0.77815125	3.796098868	0.03125	0.02669316	0.004556839
3	1990	7.00	0.84509804	3.863045658	0.046875	0.04010893	0.006766068
4	1966	7.78	0.890756252	3.90870387	0.0625	0.05194559	0.010554412
5	1978	8.00	0.903089987	3.921037605	0.078125	0.05556041	0.022564585
6	1995	8.32	0.920123326	3.938070944	0.09375	0.06086182	0.032888185
7	1982	10.00	1	4.017947618	0.109375	0.09085386	0.018521136
8	1991	10.00	1	4.017947618	0.125	0.09085386	0.034146136
9	1968	12.00	1.079181246	4.097128864	0.140625	0.12964244	0.010982557
10	1974	12.80	1.10720997	4.125157588	0.15625	0.14564353	0.010606474
11	2010	14.70	1.167317335	4.185264953	0.171875	0.18397011	0.012095114
12	2003	14.90	1.173186268	4.191133886	0.1875	0.18800071	0.000500711
13	1976	15.00	1.176091259	4.194038877	0.203125	0.19001436	0.013110639
14	1980	15.00	1.176091259	4.194038877	0.21875	0.19001436	0.028735639

15	1986	15.00	1.176091259	4.194038877	0.234375	0.19001436	0.044360639
16	1994	16.00	1.204119983	4.222067601	0.25	0.21006576	0.039934243
17	2005	17.50	1.243038049	4.260985667	0.265625	0.23971070	0.025914303
18	1964	19.20	1.283301229	4.301248847	0.28125	0.27242698	0.008823019
19	2004	19.50	1.290034611	4.307982229	0.296875	0.27808612	0.018788878
20	1961	20.16	1.304490528	4.322438146	0.3125	0.29040552	0.022094483
21	1950	20.80	1.318063335	4.336010953	0.328125	0.30217397	0.025951031
22	1988	25.60	1.408239965	4.426187583	0.34375	0.38446490	0.040714898
23	2009	28.60	1.456366033	4.474313651	0.359375	0.43043232	0.071057316
24	1969	28.80	1.459392488	4.477340106	0.375	0.43335062	0.058350619
25	2012	29.00	1.462397998	4.480345616	0.390625	0.43625102	0.045626022
26	2011	29.50	1.469822016	4.487769634	0.40625	0.44342422	0.037174216
27	1951	30.00	1.477121255	4.495068873	0.421875	0.45048723	0.028612233
28	1954	32.00	1.505149978	4.523097596	0.4375	0.47766383	0.040163834
29	1987	35.00	1.544068044	4.562015662	0.453125	0.51535803	0.062233028
30	2002	35.00	1.544068044	4.562015662	0.46875	0.51535803	0.046608028
31	2000	36.26	1.5594278	4.577375418	0.484375	0.53015685	0.045781853
32	1955	36.60	1.563481085	4.581428703	0.5	0.53405051	0.034050507
33	1979	38.00	1.579783597	4.597731215	0.515625	0.54965128	0.034026284
34	2008	38.50	1.58546073	4.603408348	0.53125	0.55505871	0.023808712
35	1953	40.00	1.602059991	4.620007609	0.546875	0.57078184	0.023906843
36	1959	40.00	1.602059991	4.620007609	0.5625	0.57078184	0.008281843
37	1989	40.00	1.602059991	4.620007609	0.578125	0.57078184	0.007343157
38	1993	40.00	1.602059991	4.620007609	0.59375	0.57078184	0.022968157

39	1997	40.00	1.602059991	4.620007609	0.609375	0.57078184	0.038593157
40	2006	40.50	1.607455023	4.625402641	0.625	0.57586122	0.049138783
41	2007	42.50	1.62838893	4.646336548	0.640625	0.59540708	0.045217925
42	2001	44.65	1.649821463	4.667769081	0.65625	0.61511491	0.041135092
43	1977	45.60	1.658964843	4.676912461	0.671875	0.62341797	0.048457028
44	1971	48.00	1.681241237	4.699188855	0.6875	0.64335854	0.044141464
45	1996	48.00	1.681241236	4.699188855	0.703125	0.64335854	0.059766464
46	1965	48.58	1.68642177	4.704369368	0.71875	0.64793361	0.070816388
47	1952	50.00	1.698970005	4.716917622	0.734375	0.65891222	0.075462785
48	1973	51.70	1.713490543	4.731438161	0.75	0.67142626	0.078573739
49	1958	74.00	1.86923177	4.887179338	0.765625	0.79046763	0.024842627
50	1957	80.00	1.905089987	4.921037605	0.78125	0.81224458	0.03099458
51	1956	88.00	1.944482672	4.96243029	0.796875	0.83676773	0.039892727
52	1984	100.00	2	5.017947618	0.8125	0.86605613	0.053556128
53	1999	102.70	2.011570444	5.029518062	0.828125	0.87164913	0.043524831
54	1975	110.00	2.041392685	5.059340303	0.84375	0.88527720	0.041527203
55	1981	110.00	2.041392685	5.059340303	0.859375	0.88527720	0.025902203
56	1983	120.00	2.079181246	5.097128864	0.875	0.90095684	0.025956839
57	1962	122.50	2.088136089	5.106083707	0.890625	0.90442079	0.013795792
58	1960	128.00	2.10720997	5.125157588	0.90625	0.91148789	0.005237886
59	1963	138.00	2.139879086	5.157826704	0.921875	0.92264086	0.000765865
60	1970	172.80	2.237543738	5.255491356	0.9375	0.94947169	0.011971691
61	1967	200.00	2.301029996	5.318977614	0.953125	0.96239582	0.00927082
62	1972	200.00	2.301029996	5.318977614	0.96875	0.96239582	0.00635418

63	1998	380.00	2.579783597	5.597731215	0.984375	0.99131582	0.006940824
Parametros del Modelo Log Pearson Tipo III							
Media (μ_Z)	Desviacion estandar		Asimetria (γ)	α	β	Z_0	
1.54	0.41		0.18	122.07	0.04	-3.02	

Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 20: RESUMEN DE ANALISIS ESTADISTICO DE MAXIMAS AVENIDAS

Tiempo de Retorno		(T_R)		50 (Años)		
Medicion de Caudales		Año)		1950		
Año	Caudal (Q_x)	($Q_x - Q_p$)²	($Q_x - Q_p$)³	Ln (Q_x)	(Ln (Q_x)-Q_y)²	(Ln (Q_x)-Q_y)³
1950	21	1,147	-38,824	3.03	0.26	-0.13
1951	30	608	-14,998	3.40	0.02	0.00
1952	50	22	-101	3.91	0.13	0.05
1953	40	215	-3,151	3.69	0.02	0.00
1954	32	514	-11,637	3.47	0.01	0.00
1955	37	326	-5,891	3.60	0.00	0.00
1956	88	1,111	37,056	4.48	0.86	0.80
1957	80	642	16,269	4.38	0.70	0.58
1958	74	374	7,233	4.30	0.57	0.43

1959	40	215	-3,151	3.69	0.02	0.00
1960	128	5,379	394,462	4.85	1.70	2.22
1961	20	1,190	-41,067	3.00	0.30	-0.16
1962	123	4,602	312,204	4.81	1.59	2.00
1963	138	6,945	578,822	4.93	1.90	2.63
1964	19	1,257	-44,592	2.95	0.35	-0.21
1965	49	37	-225	3.88	0.11	0.04
1966	8	2,198	-103,063	2.05	2.24	-3.35
1967	200	21,123	3,070,058	5.30	3.07	5.37
1968	12	1,820	-77,641	2.48	1.13	-1.20
1969	29	669	-17,296	3.36	0.03	-0.01
1970	173	13,957	1,648,846	5.15	2.58	4.13
1971	48	44	-296	3.87	0.10	0.03
1972	200	21,123	3,070,058	5.30	3.07	5.37
1973	52	9	-26	3.95	0.16	0.06
1974	13	1,752	-73,355	2.55	1.00	-0.99
1975	110	3,062	169,471	4.70	1.33	1.53
1976	15	1,573	-62,386	2.71	0.70	-0.59
1977	46	82	-744	3.82	0.07	0.02
1978	8	2,177	-101,593	2.08	2.15	-3.16
1979	38	278	-4,625	3.64	0.01	0.00
1980	15	1,573	-62,386	2.71	0.70	-0.59
1981	110	3,062	169,471	4.70	1.33	1.53
1982	10	1,995	-89,081	2.30	1.55	-1.93
1983	120	4,269	278,944	4.79	1.54	1.91
1984	100	2,056	93,200	4.61	1.12	1.18

1985	6	2,368	-115,224	1.79	3.08	-5.41
1986	15	1,573	-62,386	2.71	0.70	-0.59
1987	35	387	-7,600	3.56	0.00	0.00
1988	26	845	-24,543	3.24	0.09	-0.03
1989	40	215	-3,151	3.69	0.02	0.00
1990	7	2,272	-108,265	1.95	2.56	-4.11
1991	10	1,995	-89,081	2.30	1.55	-1.93
1992	6	2,407	-118,089	1.72	3.33	-6.08
1993	40	215	-3,151	3.69	0.02	0.00
1994	16	1,495	-57,785	2.77	0.60	-0.47
1995	8	2,147	-99,517	2.12	2.04	-2.92
1996	48	44	-296	3.87	0.10	0.03
1997	40	215	-3,151	3.69	0.02	0.00
1998	380	105,845	34,435,663	5.94	5.73	13.70
1999	103	2,308	110,862	4.63	1.18	1.28
2000	36	339	-6,231	3.59	0.00	0.00
2001	45	100	-1,003	3.80	0.06	0.02
2002	35	387	-7,600	3.56	0.00	0.00
2003	15	1,581	-62,860	2.70	0.72	-0.61
2004	20	1,236	-43,469	2.97	0.33	-0.19
2005	18	1,381	-51,317	2.86	0.47	-0.32
2006	41	201	-2,840	3.70	0.02	0.00
2007	43	148	-1,798	3.75	0.04	0.01
2008	39	261	-4,221	3.65	0.01	0.00
2009	29	679	-17,700	3.35	0.04	-0.01

2010	15	1,597	-63,813	2.69	0.74	-0.64
2011	30	633	-15,929	3.38	0.03	0.00
2012	29	658	-16,897	3.37	0.03	-0.01
(Σ) Suma	3,443.64	240,938	42,648,572	223.488	55.961	9.319

Fuente: Elaborado por los Autores

PARAMETROS ESTADISTICOS			
Media (Q_x)	Desv. Estandar	Coef. Asimetria	Coef. Variacion
Q_x	S_x	C_s	C_v
54.661	62.339	2.933	1.140
Q_y	S_y	C_{sy}	C_{vy}
3.547	0.950	0.181	0.268

Fuente: Elaborado por los Autores

4.1.3.3. ANÁLISIS DE FRECUENCIA Y CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.

Con la información obtenida de máximas avenidas diarias anuales del cauce del río Virú, se calculó el factor de Frecuencia K_T (en función del periodo de retorno).

Cálculo de coeficiente	(K_t)
------------------------	-----------

$$K_t = \frac{Y}{6}$$

$$K_t = \frac{0.181}{6} = 0.0302.$$

$$K_t = 0.0302$$

Tabla N° 21: Caudales e intervalos de confianza para periodos de retorno, utilizando la distribución Log-Pearson Tipo - III

Tr (Años)	Probabilidad	Ln Ln TR/(TR - 1)	KT	Q _{ESP}	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.5000	-0.3665	-0.16	44.42	32.56	56.28
5	0.2000	-1.4999	0.72	99.51	79.54	119.48
10	0.1000	-2.2504	1.30	135.99	109.01	162.96
25	0.0400	-3.1985	2.04	182.07	145.71	218.44
50	0.0200	-3.9019	2.59	216.26	172.75	259.78
75	0.0133	-4.3108	2.91	236.13	188.42	283.84
100	0.0100	-4.6001	3.14	250.20	199.51	300.89
150	0.0067	-5.0073	3.45	269.99	215.09	324.89
200	0.0050	-5.2958	3.68	284.01	226.12	341.90
300	0.0033	-5.7021	4.00	303.76	241.64	365.87
400	0.0025	-5.9902	4.22	317.76	252.65	382.87
500	0.0020	-6.2136	4.39	328.62	261.18	396.06

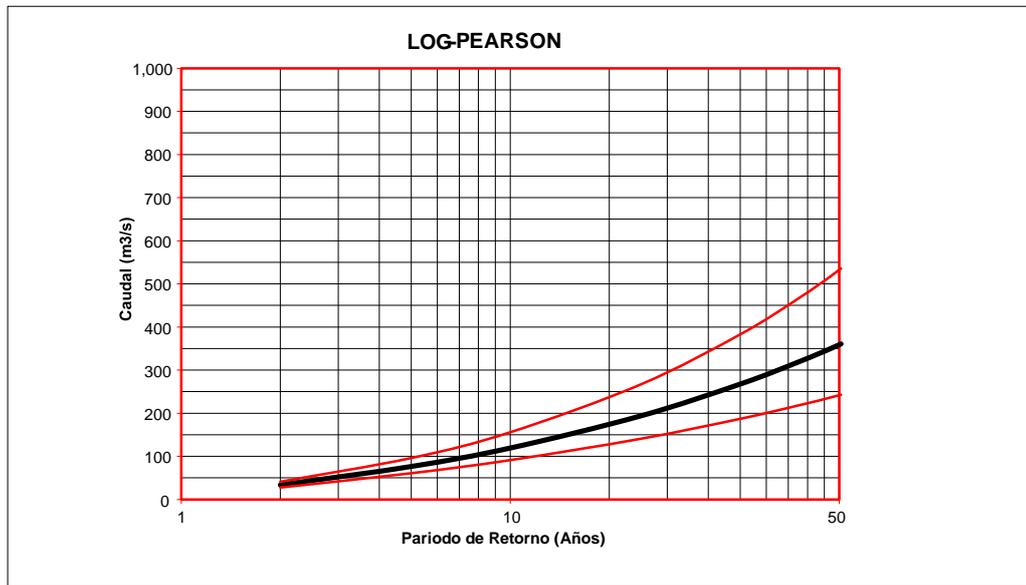
Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 22: Resumen general de los Caudales e intervalos de confianza para periodos de retorno.

TR (Años)	Intervalo de confianza	
	(-)	(+)
2	32.5600	56.2800
5	79.5400	119.4800
10	109.0100	162.9600
25	145.7100	218.4400
50	172.7500	259.7800
75	188.4200	283.8400
100	199.5100	300.8900
150	215.0900	324.8900
200	226.1200	341.9000
300	241.6400	365.8700
400	252.6500	382.8700
500	261.1800	396.0600

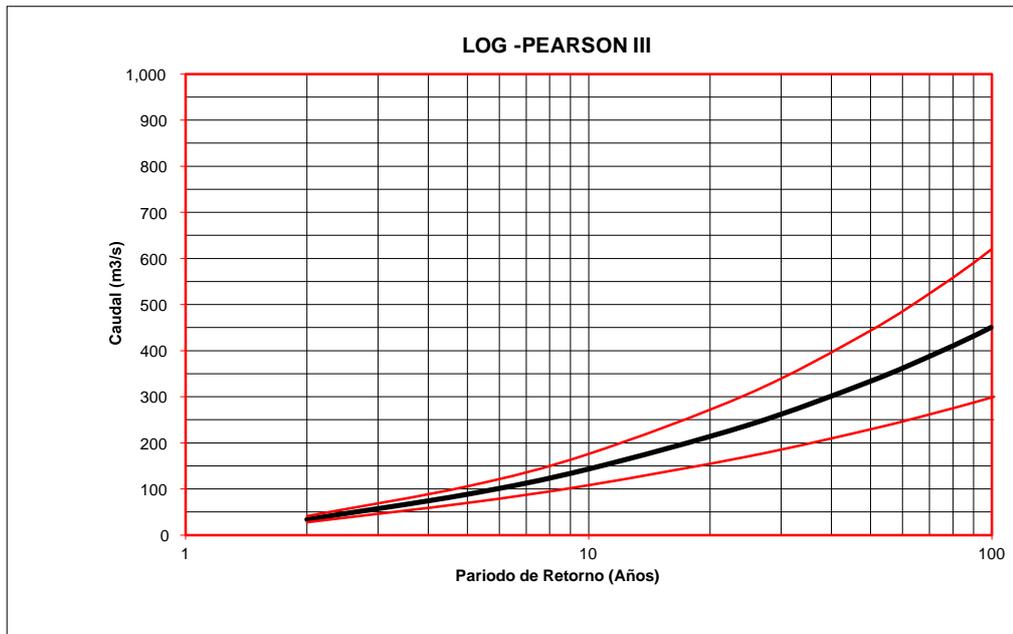
Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 23. Caudales estimados para un periodo de retorno $Tr= 50$ años, mediante el método de distribución Log-Pearson Tipo – III.



Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 24. Caudales estimados para un periodo de retorno $Tr= 100$ años, mediante el método de distribución Log-Pearson Tipo – III.



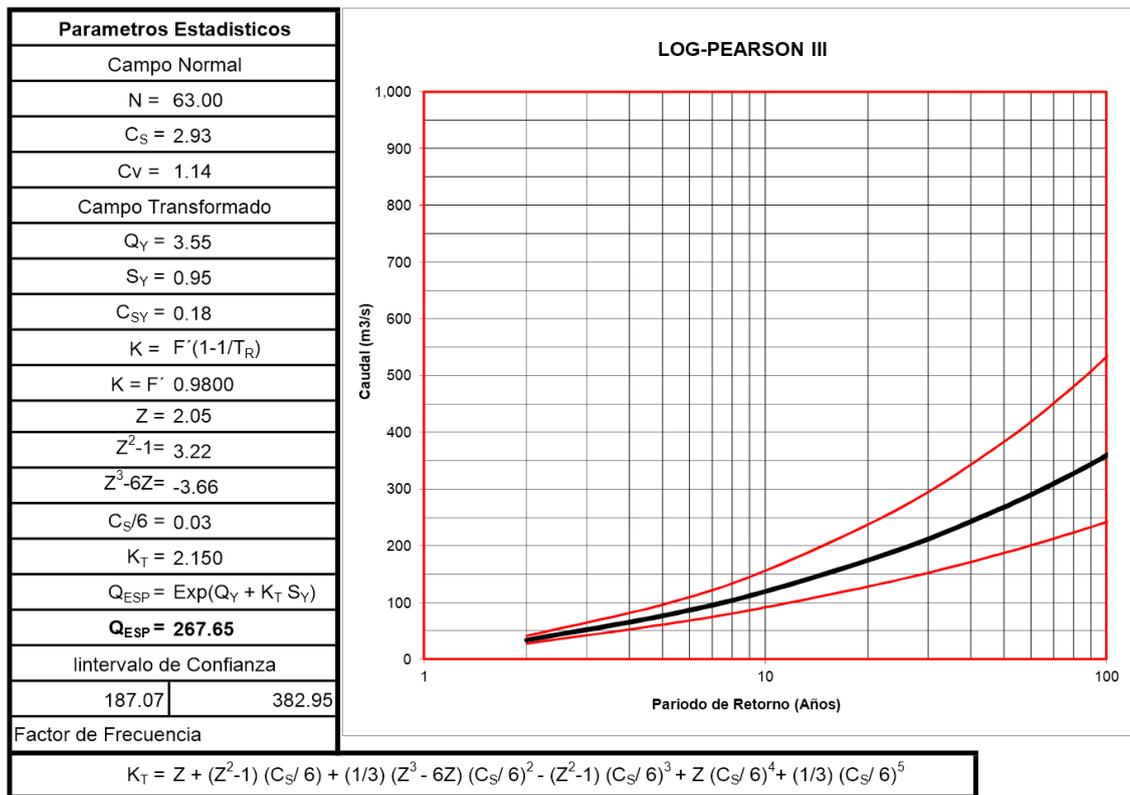
Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 25: Distribución Log - Pearson III (caudales para diferentes periodos de retorno).

T _R (Años)	Probabilidad	Z	K _T	QESP	Intervalo de confianza	
					(-)	(+)
2	0.5000	0.0000	-0.0301	33.74	27.71	41.09
5	0.2000	0.8416	0.8315	76.51	60.89	96.14
10	0.1000	1.2816	1.2992	119.31	91.32	155.88
25	0.0400	1.7507	1.8114	194.09	140.95	267.27
50	0.0200	2.0537	2.1496	267.65	187.07	382.95
75	0.0133	2.2164	2.3336	318.76	218.01	466.05
100	0.0100	2.3263	2.4589	359.07	241.93	532.95
150	0.0067	2.4747	2.6293	422.16	278.60	639.72
200	0.0050	2.5758	2.7462	471.75	306.87	725.21
300	0.0033	2.7131	2.9059	549.05	350.12	861.00
400	0.0025	2.8070	3.0160	609.59	383.39	969.25
500	0.0020	2.8782	3.0997	660.05	410.75	1,060.65

Fuente: Elaborado por los Autores

Figura N° 7.Gráfico de intervalo de confianza para la distribución Log - Pearson Tipo – III.



Fuente: Elaborado por los Autores

Por lo tanto; el caudal para modelamiento hidráulico y diseño de las estructuras de estabilización de retención de sedimentos será el máximo posible del intervalo de confianza para el periodo de retorno de:

Resumen de caudales calculados:

- ✓ (Tr =10 años; Q = 155.88 m3/s)
- ✓ (Tr = 50 años; Q = 382.95 m3/s)
- ✓ (Tr = 100 años; Q = 532.95 m3/s)

4.1.4. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La topografía de la zona de estudio fue proporcionada por el área de la subgerencia de obras de la Municipalidad provincial de Virú. La topografía de la zona se usó para obtener la siguiente información.

- Generación las secciones transversales
- Perfiles longitudinales
- Generación de líneas de muestreo
- Alineaciones en planta.

Los planos realizados a partir de la información obtenida son

- ✓ Planos topográfico general y de perfil longitudinal a escala H: 1/1000 V: 1/200 del eje del río y de las estructuras de estabilización y retención de sedimentos. **Ver Plano T – 02.**
- ✓ Plano de Secciones Transversales a escala 1/200, el seccionamiento se hizo cada 100 m para tramos rectos y cada 50 m para curvas. **Ver Planos: (ST-01; 0+100 – 2+200), (ST-02; 2+300 – 4+400) ; (ST-03; 4+500 – 6+600)**
- ✓ Plano de planta de inundación en condiciones actuales (con estructuras de estabilización para periodo de retorno $Tr = 10$ años). **Ver Plano PG - 01.**
- ✓ Plano de planta de inundación en condiciones actuales (con estructuras de estabilización para periodo de retorno $Tr = 50$ años). **Ver Plano PG - 02.**
- ✓ Plano de planta de inundación en condiciones actuales (con estructuras de estabilización para periodo de retorno $Tr = 100$ años). **Ver Plano PG - 03.**
- ✓ Plano de diseño de estructuras de estabilización de retención de sedimentos (Traviesas o umbrales). **Ver plano PG – 01**

4.1.5. ESTUDIOS BÁSICOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Tomando como base la geología local del sector de estudio se realizó la investigación geotécnica apoyada con la calicata.

CALICATA	FRICCIÓN (°)	COHESIÓN (T/M ²)	DESCRIPCIÓN
Sector La Alameda	31	0	SP

- ✓ Capacidad de carga por asentamiento en cimiento corrido ($b < 1.20$ m).

DATOS GENERALES

- ✓ Suelo identificado: SP (arena uniforme)
- ✓ Desarrollo a partir de -0.30 m de la superficie del terreno

PRESION ADMISIBLE EN ARENAS BASADAS EN CONSIDERACIONES DE ASENTAMIENTO.

A) Para 25 mm de asentamiento:

$$Q_a \text{ (neta)} = 11.98 N_{cor} C_w \quad (\text{kn/m}^2 \text{ } b < 1.20\text{m})$$

B) La presión en función del asentamiento tolerable

$$Q_a \text{ (neta)} = 19.16 N_{cor} \quad F_d / (S_e / 25) C_w \quad (\text{KN/m}^2 \text{ } B < 1.20\text{m})$$

Donde:

$$Q_a \text{ (neta)} = q_a - \gamma D_f$$

Q_a = Presión admisible

γ = Peso específico del suelo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_{cor} = Numero de penetración dinámica corregida.

S_e = Asentamiento Tolerante.

$$F_d = 1 + 0.33 (D_f / B) < 1.33$$

$$S_e = q_a \text{ (neta)} / 0.25 N_{cor}.$$

$$C_w = 0.50 + 0.50 * (D_w / (D_f + B))$$

D_w = Nivel Freático (m).

Para nuestro caso $B < 1.20$ m (desde el nivel de terreno natural).

$Q_a \text{ (neta)}$	0.48 (kg/cm²)	47.09 (kn/m²)
N_{cor}	12	
$B \text{ (m)}$	0.60	
$\gamma \text{ (ton/m}^3\text{)}$	1.70	
$D_f \text{ (m)}$	2.00	
$D_w \text{ (m)}$	2.00	

Fd	2.10	>1,33	=>1.33
Se	15.70	mm	
Cw	0.88		

Luego:

qa=	1.30	(kg/cm ²)	127.17	(KN/m ²)	Se:25.00 mm
qa=	4.40	(kg/cm ²)	430.17	(KN/m ²)	Se:17.70 mm

$$q_a = 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

4.2. CÁLCULO HIDRÁULICO.

4.2.2. CONDICIONES PARA LAS ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION

4.2.3. PENDIENTE HIDRÁULICA.

La pendiente tomada para nuestro estudio es de 8.5 ‰ obtenida del plano de perfil longitudinal del tramo la Alameda Tomabal del causce del río Virú, ver **Ver Plano T – 02.**

4.2.4. RUGOSIDAD (Coeficiente de Manning)

El valor para el coeficiente de Manning (“n”) para las condiciones que presenta el río es de 0.075, el cual describe los diferentes valores de rugosidad para el uso de la fórmula de Manning.

Consideraciones Básicas para la Simulación.

Para el desarrollo de la Simulación Hidráulica de un río mediante el empleo del Modelo Hec Ras v 5.0.3. Los paramtros básicos, como físicos, hidrológicos e hidráulicos que se consideran en la simulación son los siguientes.

4.2.5. CAUDALES DE DISEÑO

La simulación hidráulica se tomo el caudal de diseño de las estructuras de estabilizacion de retencion de sedimentos será el máximo posible de los siguientes intervalos.

- ✓ (Tr =10 años; Q = 155.88 m³/s)
- ✓ (Tr = 50 años; Q = 382.95 m³/s)
- ✓ (Tr = 100 años; Q = 532.95 m³/s)

Premisas de simulación hidráulica

Las premisas a tomarse en cuenta en la simulación hidráulica de cualquier corriente de agua son:

- Topografía con la batimetría del río.
- Áreas de inundación

Para la simulación hidráulica del Tramo La Alameda – Tomabal del cauce del río Virú, se consideró las siguientes premisas.

- Topografía : Levantamiento topográfico.
- Cota de fondo : Batimetría.
- Coberturas : Uso de suelo
- Hidrología : Determinado en el estudio hidrológico para distintos periodos de retorno de 10; 50 y 100 años

Características geométricas del río

La geometría del río para la determinación de las áreas de inundación, delimitando por superficies de acuerdo a la cobertura, de la misma manera se limita de acuerdo al coeficiente de Manning.

Figura N° 21: Geomorfología del río Virú



Fuente: Elaborado por los Autores

Coefficientes de Pérdidas de Energía

Cálculo del perfil hidráulico, la mayor dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad "n", que en buena cuenta significa estimar la resistencia al escurrimiento en un cauce.

Método de Cowan

Reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrollo un procedimiento para la evaluación de "n". Según este procedimiento el valor de "n", puede ser calculado por la siguiente ecuación.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5$$

CAUCE DEL RIO VIRÚ (LA ALAMEDA – TOMABAL)	
n ₀	0.040

n ₁	0.005
n ₂	0.003
n ₃	0.015
n ₄	0.010
n ₅	1.000
n	0.073

Fuente: Elaborado por los Autores

CAUCE DEL RIO VIRÚ (ZONAS DE CULTIVO)	
n ₀	0.035
n ₁	0.008
n ₂	0.000
n ₃	0.030
n ₄	0.040
n ₅	1.000
n	0.113

Fuente: Elaborado por los Autores

CAUCE DEL RIO VIRÚ (ZONAS DE CULTIVO)	
n _{Terreno}	0.113
n_{Rio}	0.073
n _{enrocado}	0.033
n _{asfalto}	0.016

Fuente: Elaborado por los Autores

4.2.6. TRANSPORTE DE SÓLIDOS DE FONDO (*T_f*)

Datos

$$g = 9.8 \text{ m/s}^2$$

$$n = 0.073$$

$$S = 8.5\% = 0.0085$$

✓ **Calculo del (*D_m*), (muestra de suelo N° 01)**

Fricción	D_i (mm)	P_i	D_i* P_i
1 1/2" a 1/2"	23.273	62.16%	11.111

N° 30	3.052	32.36%	1.103
N° 40 a N° 200	0.235	12.64%	0.030
TOTAL		97.16%	13.28
<i>D_m = 13.3228 mm</i>			

Fuente: Elaborado por los Autores

✓ **Calculo del (*D_m*), (muestra de suelo N° 01)**

Fricción	Di (mm)	Pi	Di* Pi
11/2" a 1/2"	23.284	31.16%	7.111
N° 30	3.052	46.36%	1.103
N° 40 a N° 200	0.235	15.64%	0.0399
TOTAL		98.66%	9.2645
<i>D_m = 9.38 mm</i>			

Fuente: Elaborado por los Autores

Seguidamente calculamos el promedio de (*D_m*).

Cuadro resumen general.

Muestra de suelos	(mm)
M - N°01	39.458
M - N°02	41.325

Fuente: Elaborado por los Autores

Finalmente se halla el Transporte de Sólidos de fondo (*T_f*), aplicando la siguiente formula.

$$T_f = 8 * 1701 * 9.81^{\frac{1}{2}} * 0.701^{\frac{1}{2}} * 0.009^{\frac{3}{2}} * \left(\frac{0.0187}{0.073}\right)^{\frac{3}{2}} * (2.45 - 0.047)^{3/2}$$

$$T_f = 8.514 \text{ Kg/s} - \text{m}$$

4.2.7. FUERZA TRACTIVA (T)

$$T = 000 * 2.7 * 0.0085 = 22.70 \text{ kg/m}$$

- ✓ El valor de la fuerza tractiva se calcula para condiciones de máximas avenidas y nos puede producir una fuerte erosión de material del cauce en estudio.
- ✓ Echo el calculo podemos afirmar que el rio tiene bastante capacidad de arrastre que se activa a partir de cierto Tirante o Caudal; la misma que será resistido en gran porcentaje ´por las estructuras de estabilización de control de sedimentos ya que puede admite una fuerza de arrastre de 12.25 kg/cm2 como mínimo.

4.2.8. TIRANTE DE MÁXIMA AVENIDA (T)

$$T = \left(\frac{Q}{KS * B * S1/2} \right)^{\frac{3}{5}}$$

$$T = 1.30 \text{ m}$$

4.2.9. MODELAMIENTO HIDRÁULICO EN EL SOFTWARE HEC-RAS.

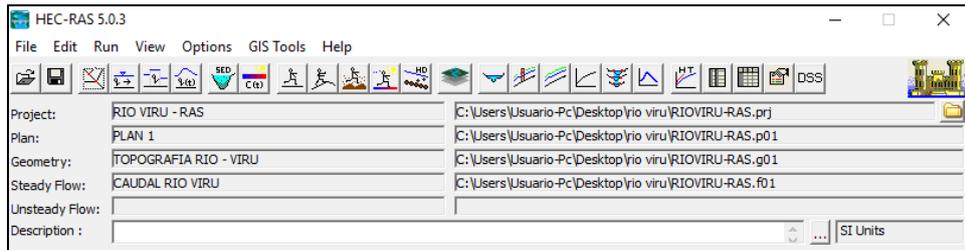
Para comprobar la efectividad del diseño propuesto (Estruturas de estabilización de Material de arrastre y control de sedimentos), se realizó la modelación hidráulica hidrodinámica, del tramo del cause del rio Virú, mediante el software Hec- Ras, y Civil 3D 2015.

4.2.10. ÁREAS DE INUNDACIÓN ANTES DE COLOCAR LAS ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION

Se determinó las zonas o áreas vulnerables de inundación ante una situación de máximas avenidas extrahordinarias que podran presentarse en la zona. De este modo se visualizará la superficie de inundación para s periodos de retorno de.

- ✓ (Tr =10 años; Q = 155.88 m3/s)
- ✓ (Tr = 50 años; Q = 382.95 m3/s)
- ✓ (Tr = 100 años; Q = 532.95 m3/s)

Modelo del proyecto del tramo en estudio, la Alameda – Tomabal del cauce del rio Virú aguas arriba.



Datos geométricos

Se importó los datos de la topografía de las secciones transversales del río Virú, tramo La Alameda – Tomabal. Se exportando los datos desde el Civil 3D.

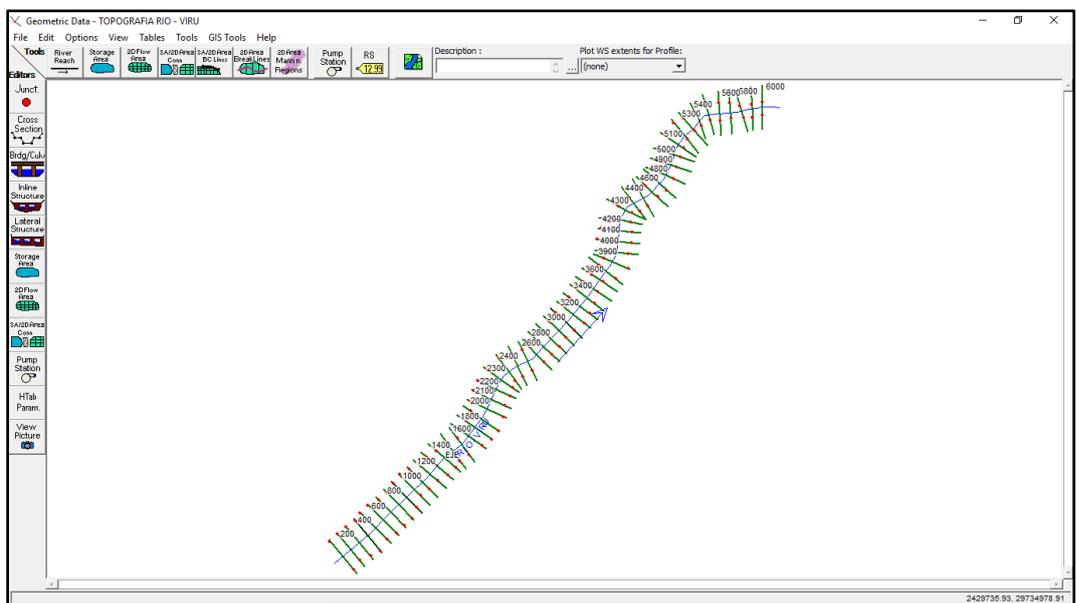


Figura N° 22. Secciones importadas de Civil 3D, para ser modelado en software Hec-Ras.

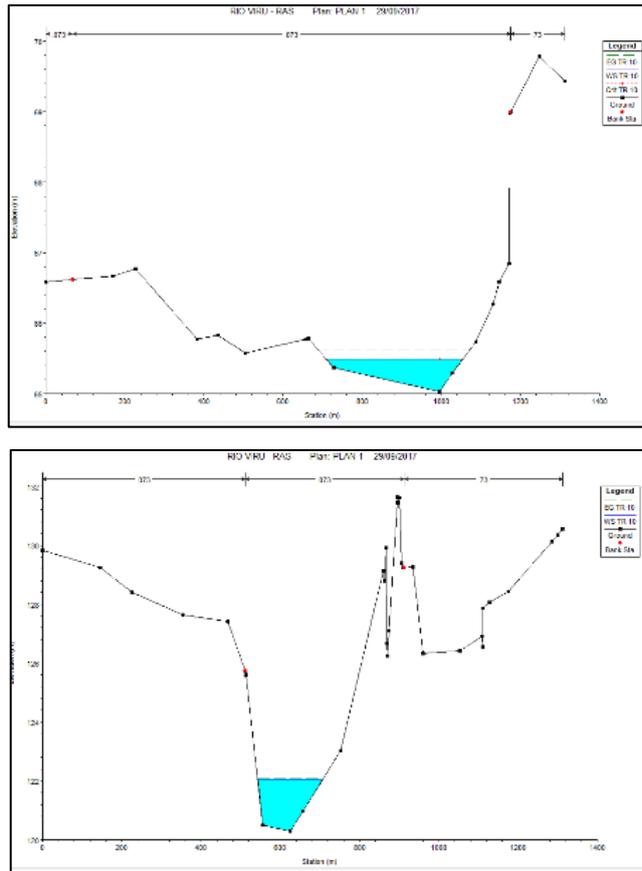


Figura N° 23. Secciones importada desde Civil 3D 2015, mostrando los márgenes respectivos.

Para todo el tramo y para ambas márgenes del eje de río, se utilizó como coeficiente de Manning “ $n = 0.073$), calculo mediante el método de Cowan.

Edit Manning's n or k Values

River: RIO-VIRU Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: EJE All Regions

Selected Area Edit Options

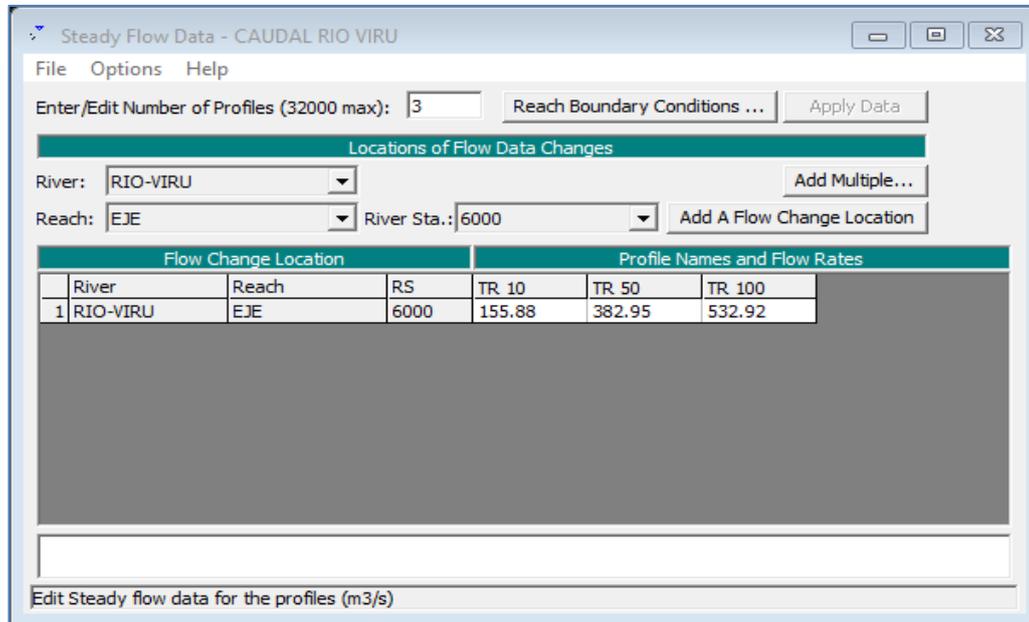
	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	6000	n	0.073	0.073	0.73
2	5900	n	0.073	0.073	0.73
3	5800	n	0.073	0.073	0.73
4	5700	n	0.073	0.073	0.73
5	5600	n	0.073	0.073	0.73
6	5500	n	0.073	0.073	0.73
7	5400	n	0.073	0.073	0.73
8	5300	n	0.073	0.073	0.73
9	5200	n	0.073	0.073	0.73
10	5100	n	0.073	0.073	0.73
11	5000	n	0.073	0.073	0.73
12	4900	n	0.073	0.073	0.73
13	4800	n	0.073	0.073	0.73
14	4700	n	0.073	0.073	0.73
15	4600	n	0.073	0.073	0.73
16	4500	n	0.073	0.073	0.73
17	4400	n	0.073	0.073	0.73
18	4300	n	0.073	0.073	0.73
19	4200	n	0.073	0.073	0.73
20	4100	n	0.073	0.073	0.73
21	4000	n	0.073	0.073	0.73
22	3900	n	0.073	0.073	0.73
23	3800	n	0.073	0.073	0.73
24	3700	n	0.073	0.073	0.73
25	3600	n	0.073	0.073	0.73
26	3500	n	0.073	0.073	0.73
27	3400	n	0.073	0.073	0.73
28	3300	n	0.073	0.073	0.73
29	3200	n	0.073	0.073	0.73
30	3100	n	0.073	0.073	0.73
31	3025	Culvert			
32	3000	n	0.073	0.073	0.73
33	2900	n	0.073	0.073	0.73
34	2800	n	0.073	0.073	0.73
35	2700	n	0.073	0.073	0.73
36	2600	n	0.073	0.073	0.73
37	2500	n	0.073	0.073	0.73

Fuente: Elaborado por los autores.

Datos hidráulicos: Caudal y condiciones de contorno.

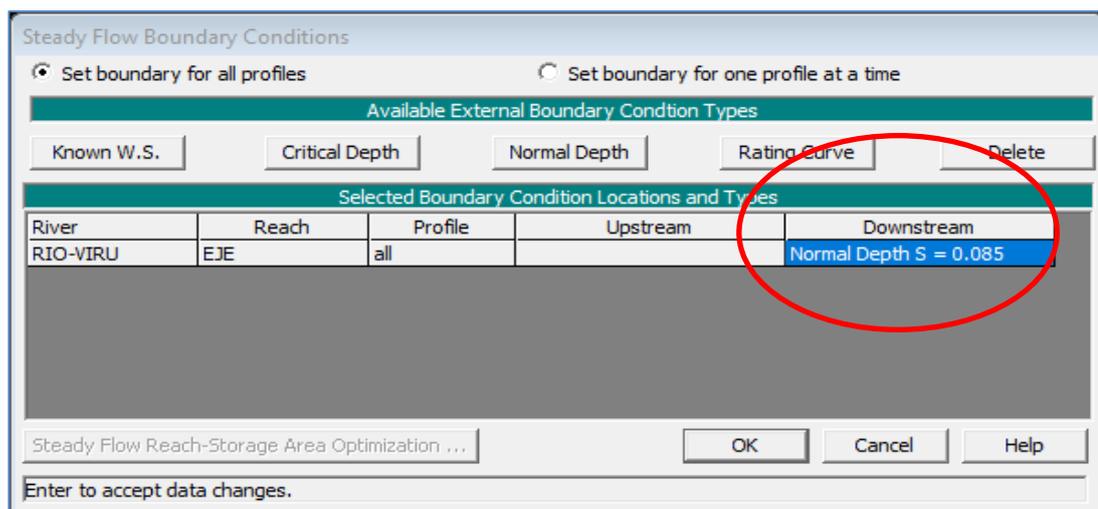
Se ingresaron los datos del flujo que se requiere, para periodos de retorno que se detallan a continuación resultado del análisis hidrológico.

- ✓ (Tr =10 años; Q = 155.88 m³/s)
- ✓ (Tr = 50 años; Q = 382.95 m³/s)
- ✓ (Tr = 100 años; Q = 532.95 m³/s)



Referente a las condiciones de contorno, se consideró el tipo (**Normal Depth**)

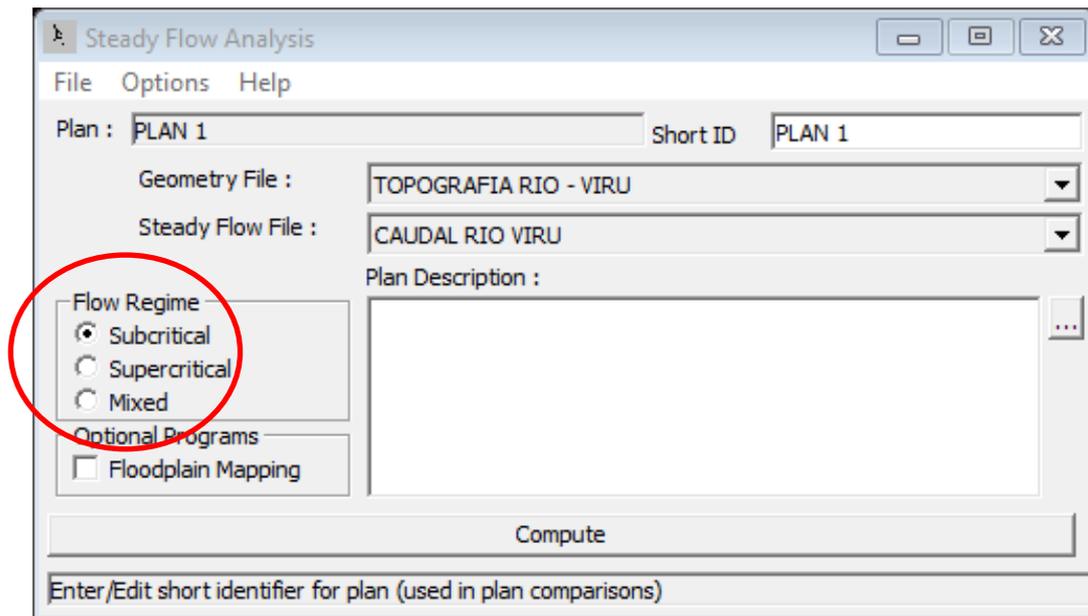
- ✓ (Aproximación al flujo uniforme) tanto para Downstream (aguas abajo) y Upstream (aguas arriba) con una pendiente definida por la topografía de 8.5 ‰ para los dos casos.



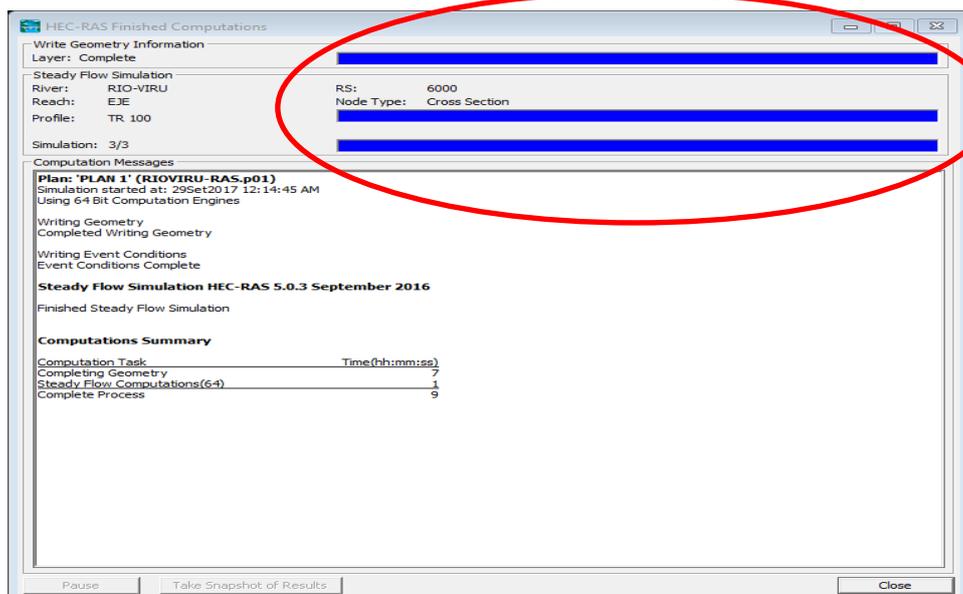
Creación del Plan de análisis y ejecución de la simulación.

Para generar el plan de análisis se requiere las condiciones límite del régimen de flujo.

- ✓ **Subcrítico**
- ✓ **Supercrítico**



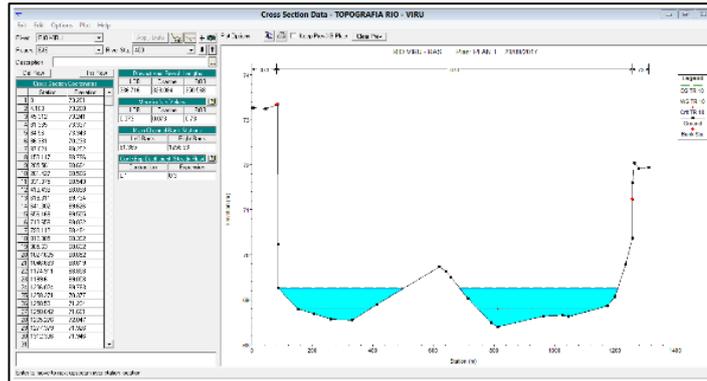
Con toda la información ingresada se ejecutó la simulación para el plan de análisis de flujo estable.



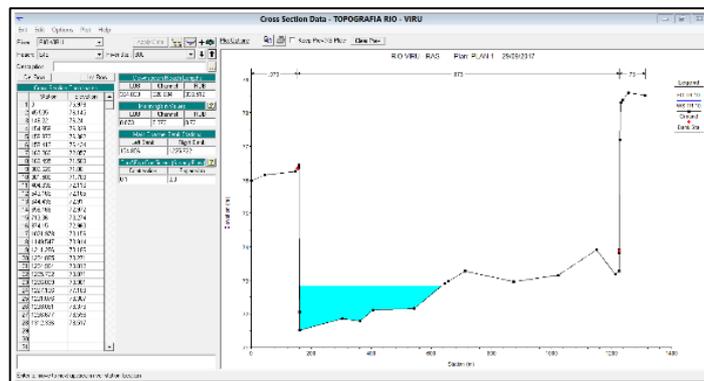
- En este análisis se evaluó cada sección y se realizó las correcciones de Levees (elevaciones) en cada de las secciones que sea necesaria.

Secciones transversales se muestra la superficie de agua resultante del modelamiento hidráulico para periodo de retorno que acontinuacion se indica.

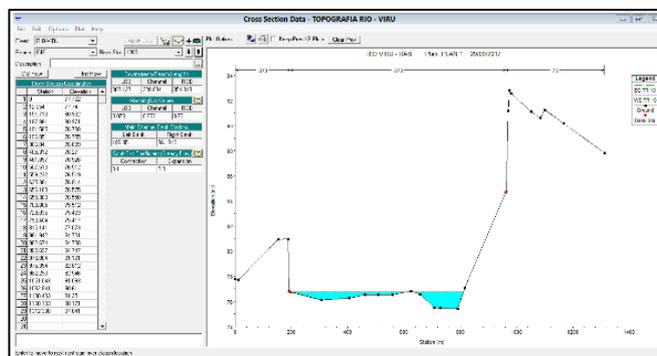
✓ (Tr =10 años; Q = 155.88 m3/s)



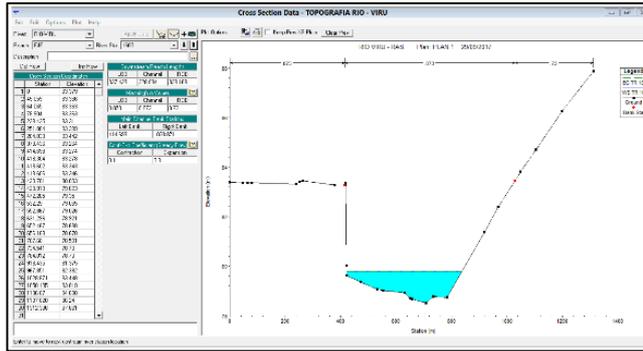
Sección 0+040



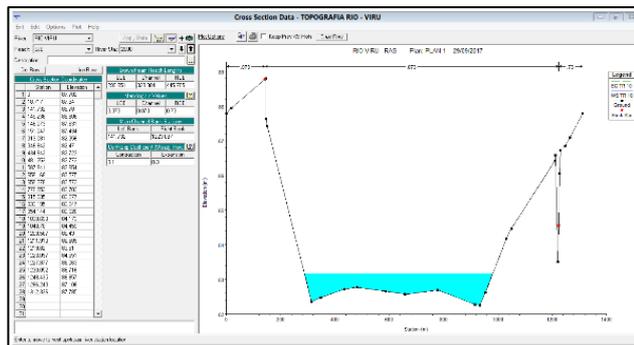
Sección 0+080



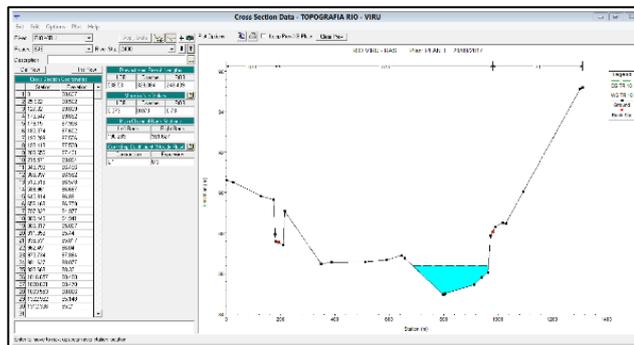
Sección 0+120



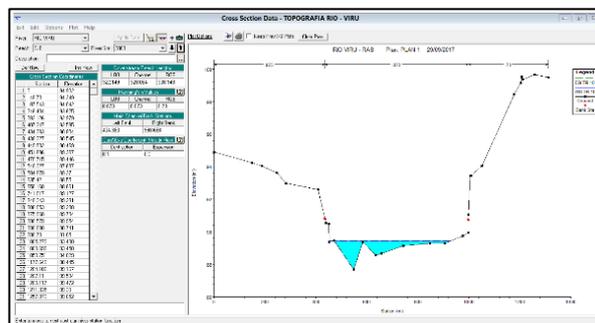
Sección 0+160



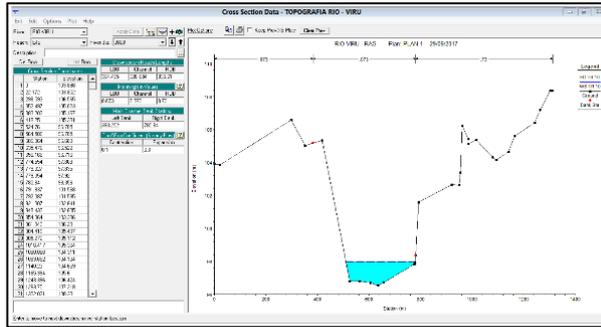
Sección 0+200



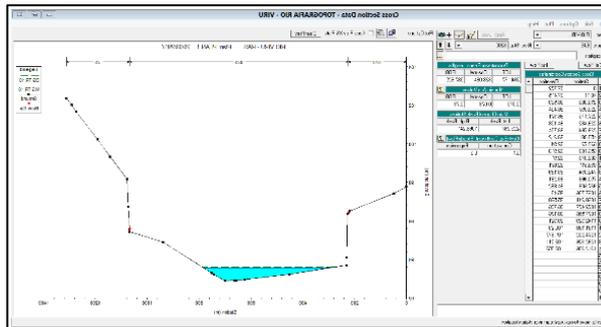
Sección 0+240



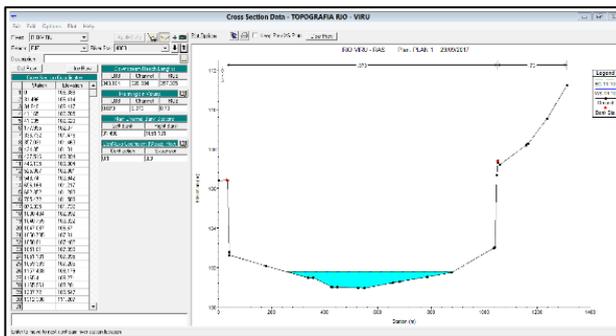
Sección 0+280



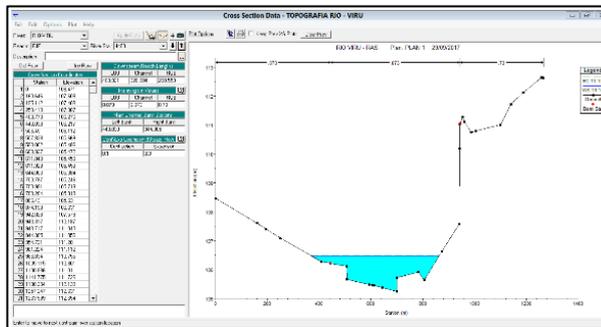
Sección 0+320



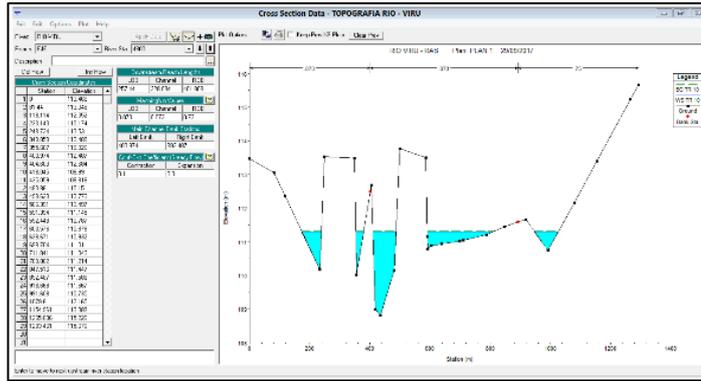
Sección 0+360

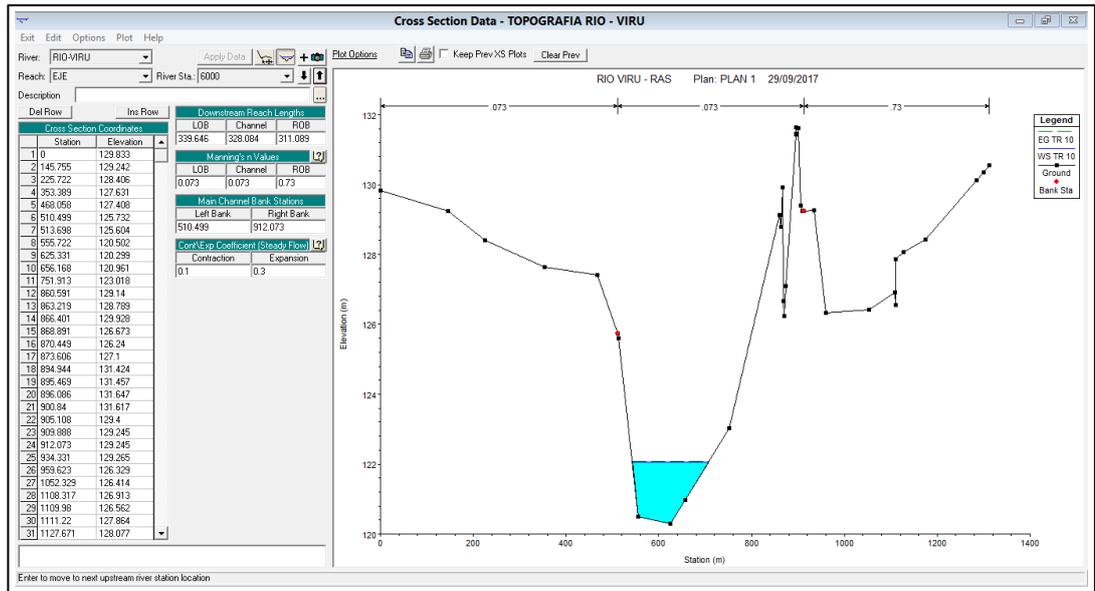


Sección 0+400



Sección 0+440





Sección 2+150

Figura N° 24. Secciones visualizadas en el HEC- RAS, donde se ve el sentido de inundación.

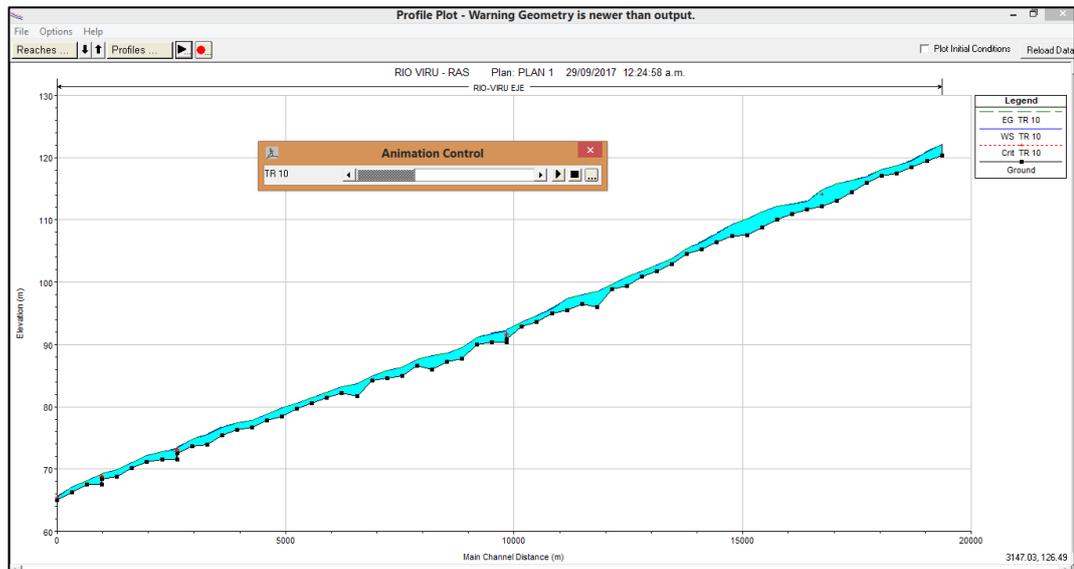


Figura N° 25. Perfil longitudinal donde se visualiza para un periodo de retorno de ($T_r = 10$ años)

Visualización de Zonas de inundación para diferentes periodos de retorno

Se obtuvo la superficie de inundación esperada ante máxima avenidas para un periodo de retorno de 10 años.

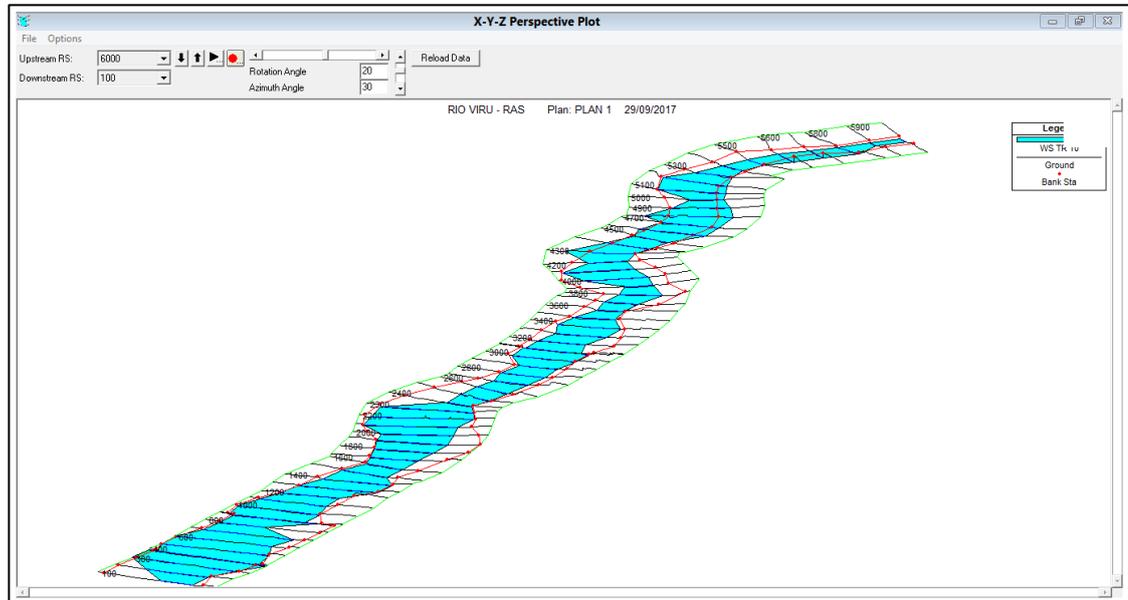
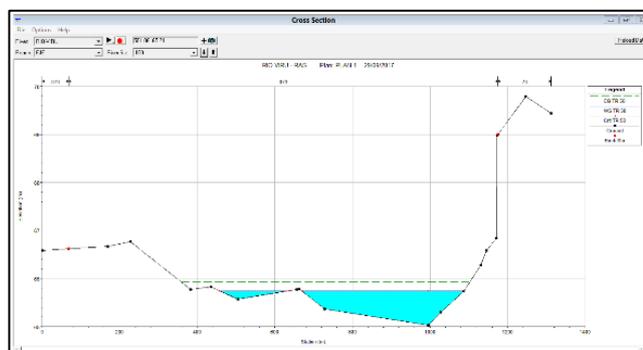


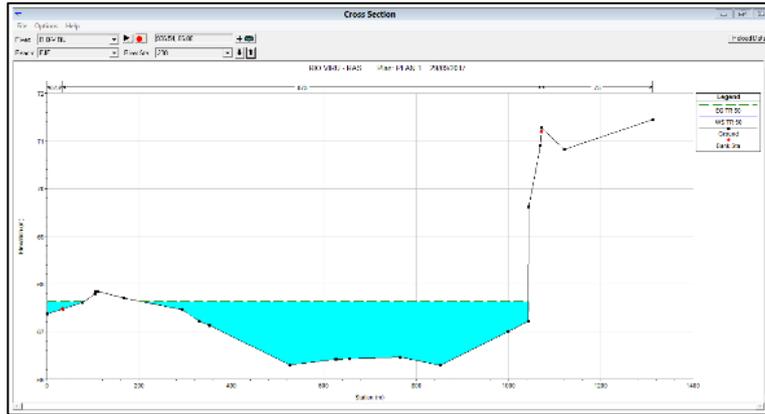
Figura N° 26. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio ($Q=115.65 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Tr = 10$ años)

Secciones transversales se puede ver la superficie de agua resultante del modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 50 años.

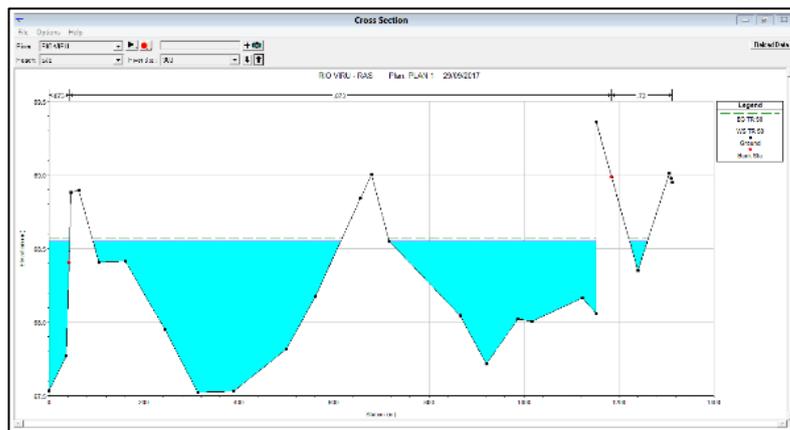
✓ ($Tr = 50$ años; $Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$)



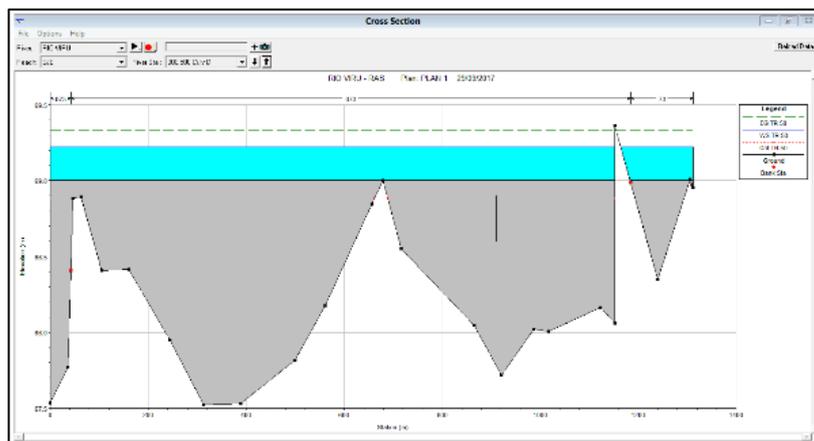
0+100



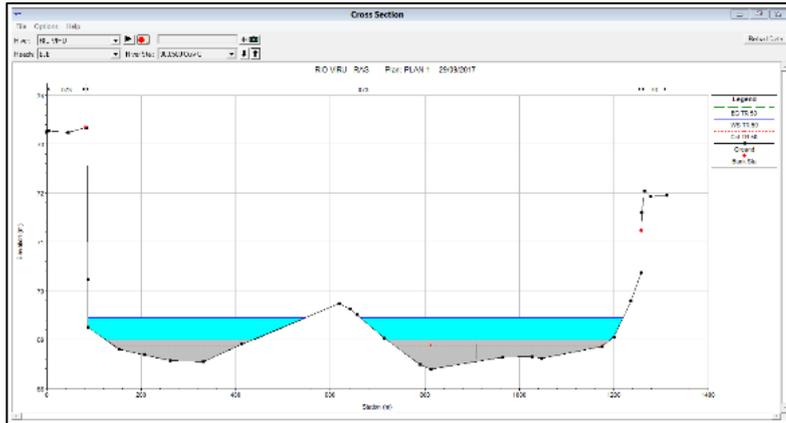
0+200



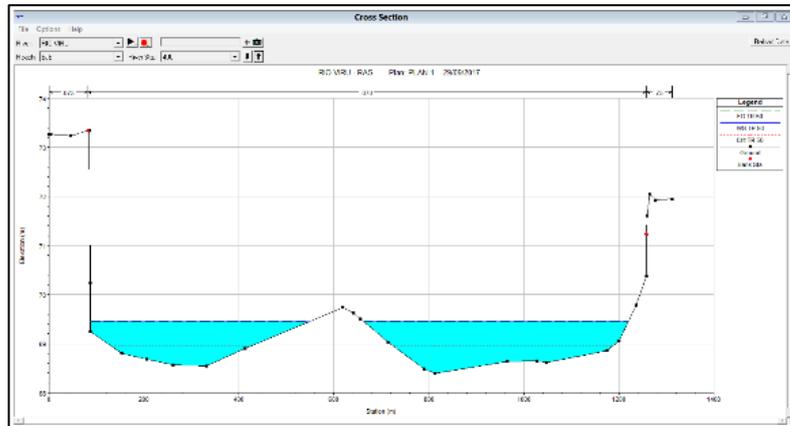
0+300



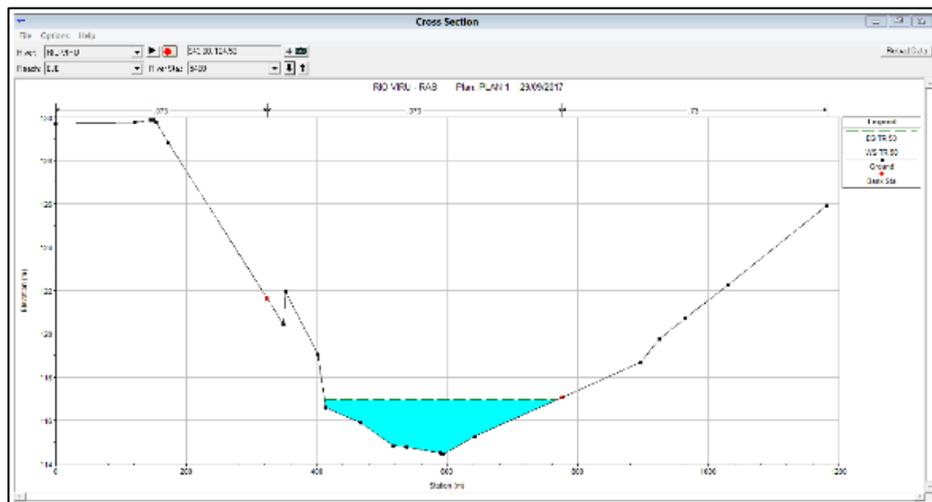
0+400



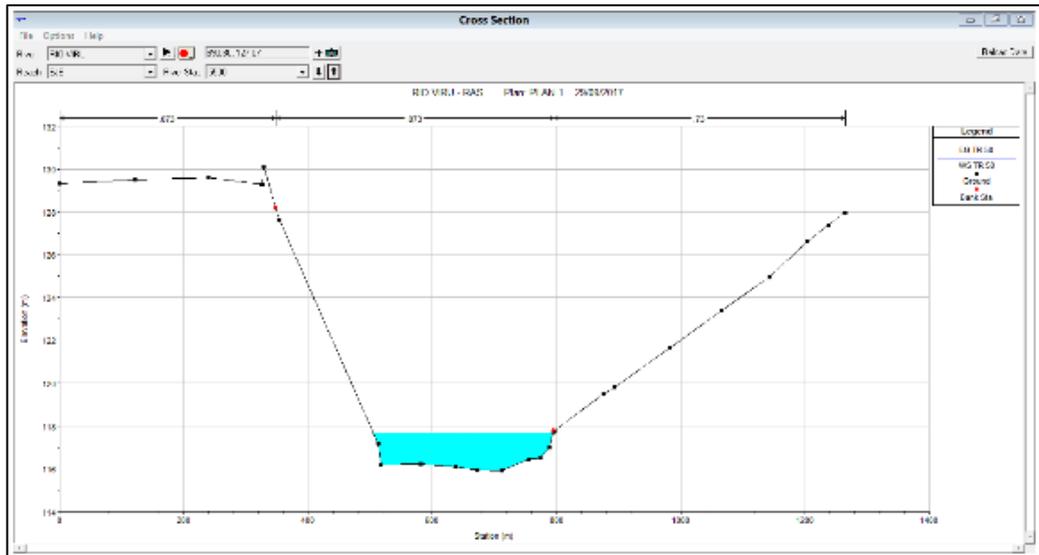
0+500



0+600



0+1800



0+1900

Figura N° 27. Secciones visualizadas en el HEC- RAS, donde se ve el sentido de inundación con la incorporación de las estructuras de retención de sedimentos.

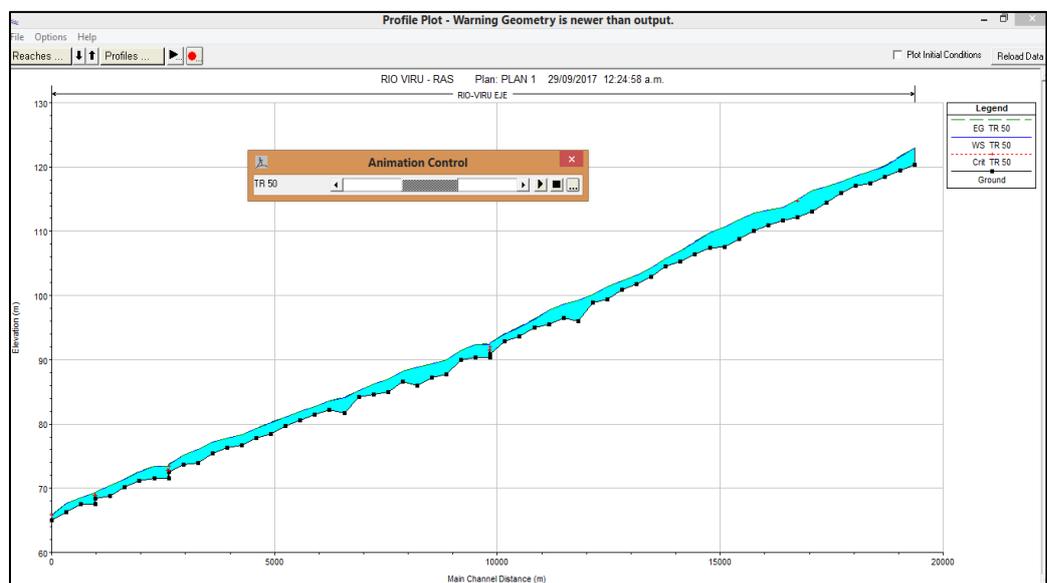


Figura N° 28. Perfil longitudinal donde se visualizada para un periodo de retorno de ($Tr = 50$ años).

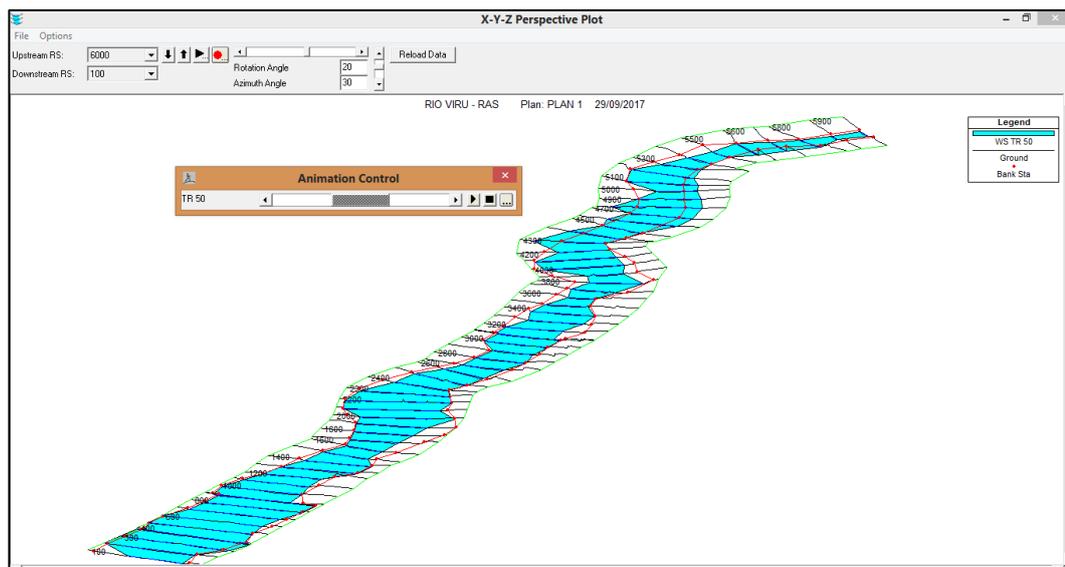
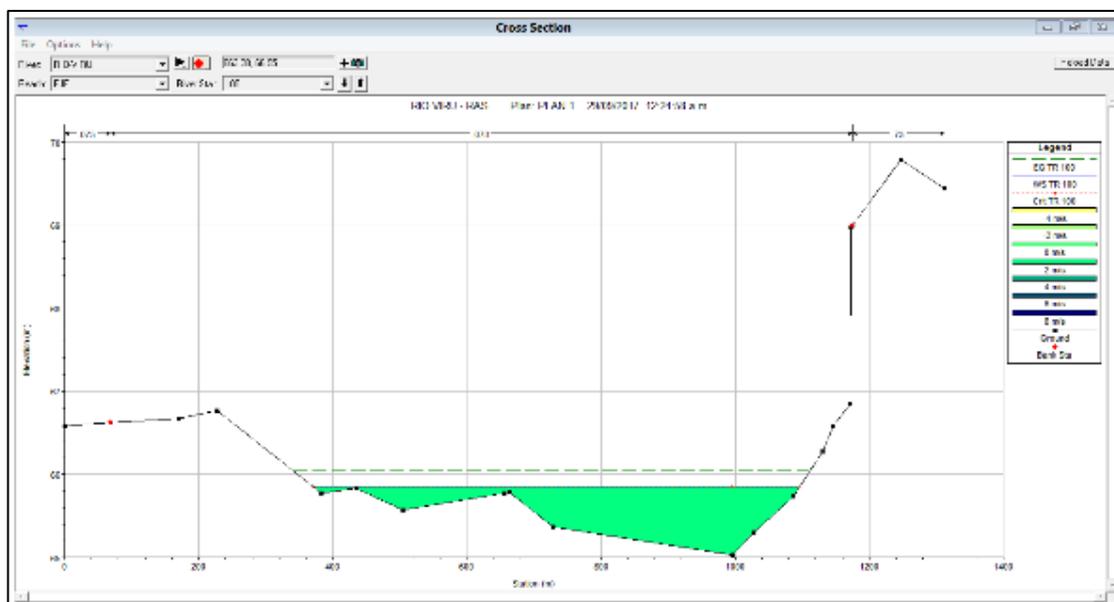


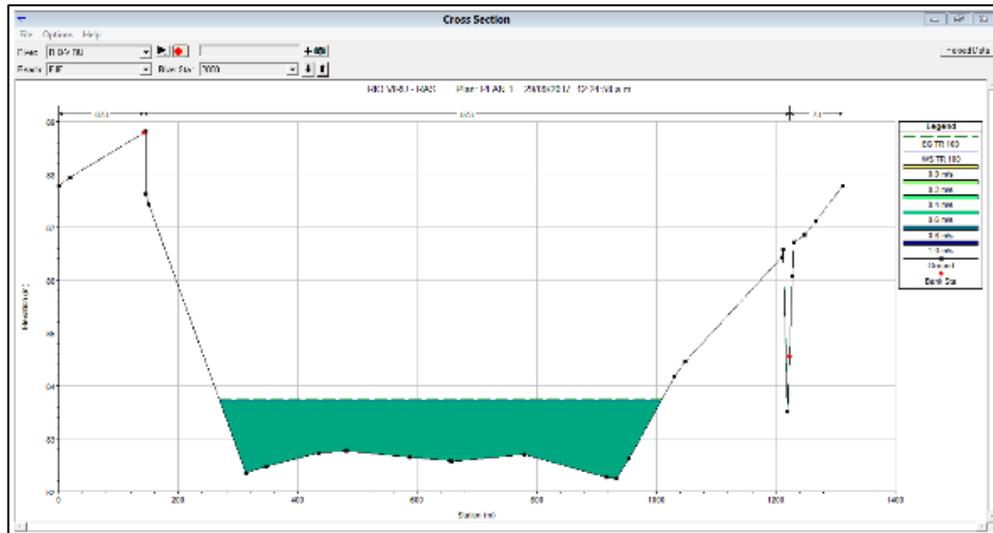
Figura N° 29. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio $Q=382.95 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Tr = 50$ años.

Secciones transversales se puede ver la superficie de agua resultante del modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 100 años.

✓ ($Tr = 100$ años; $Q = 532.95 \text{ m}^3/\text{s}$)



0+100



0+900

Figura N° 30. Algunas secciones visualizadas en el HEC- RAS, donde se ve el sentido de inundación con la incorporación de las estructuras de retención de sedimentos.

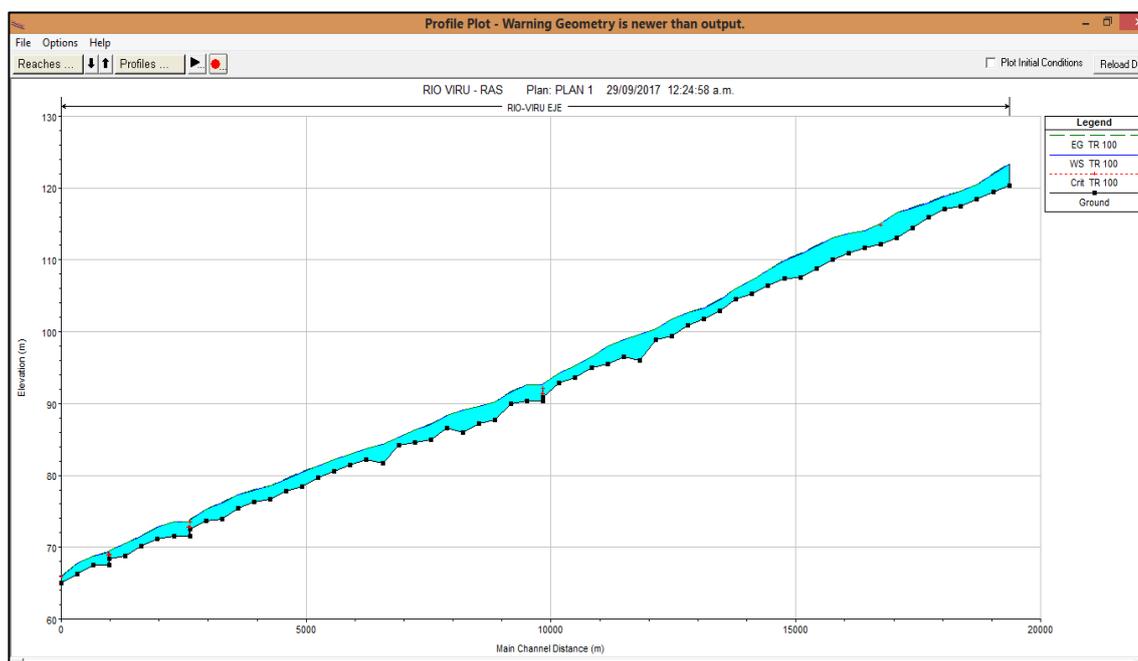


Figura N° 31. Perfil longitudinal donde se visualizada para un periodo de retorno de ($T_r = 100$ años).

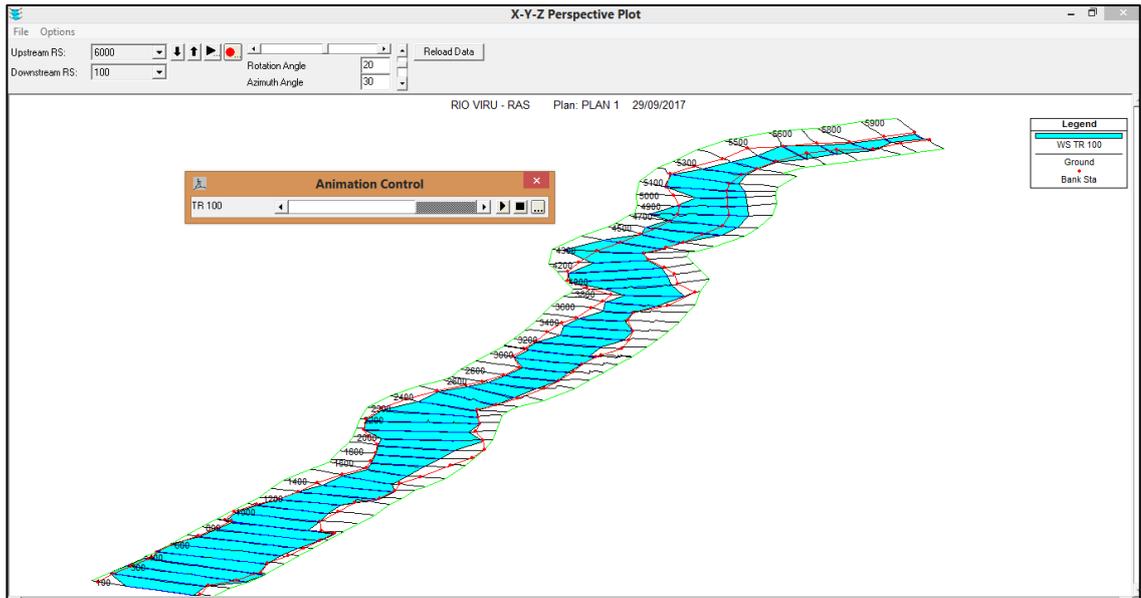
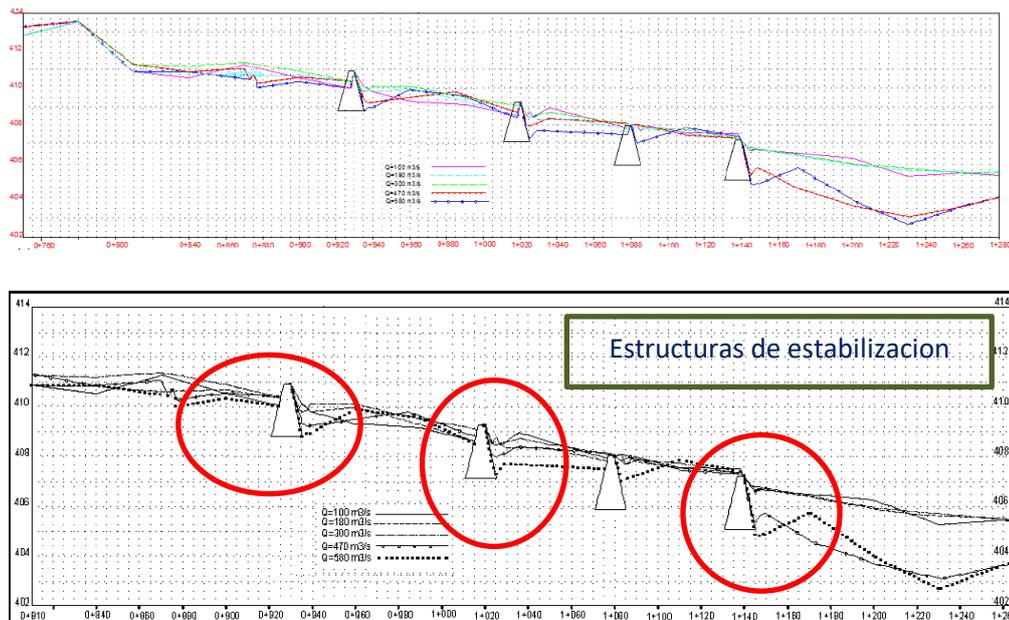


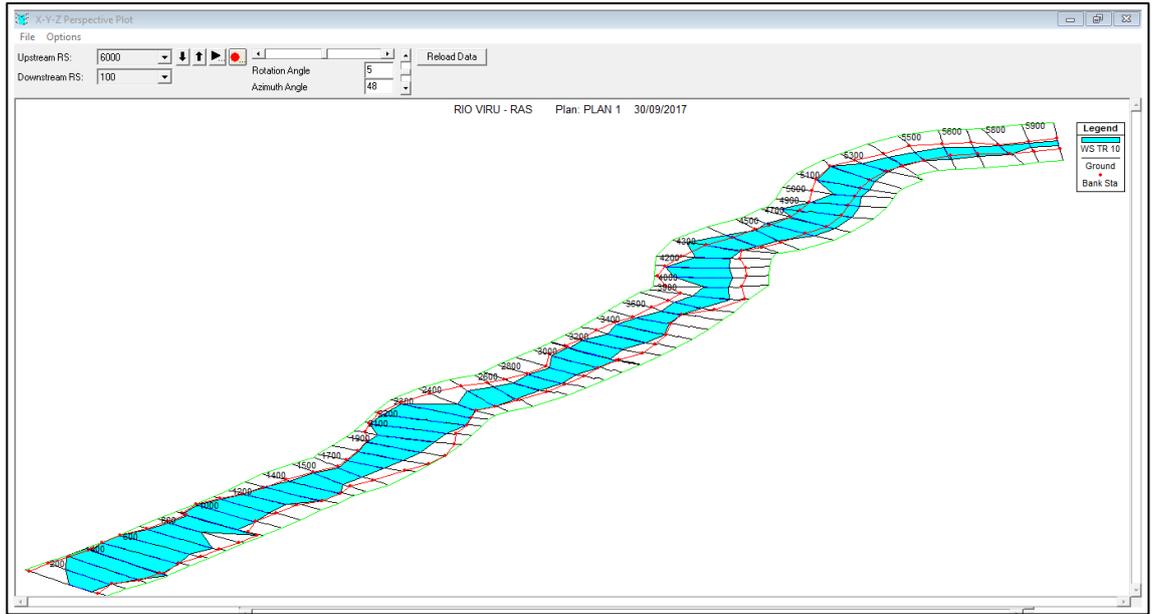
Figura N° 32. Superficie de inundación para la zona aguas arriba del tramo en estudio (Tr = 100 años; Q = 532.95 m³/s)

4.2.11. EFECTO DE LAS ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DESPUÉS DE SER COLOCADAS.

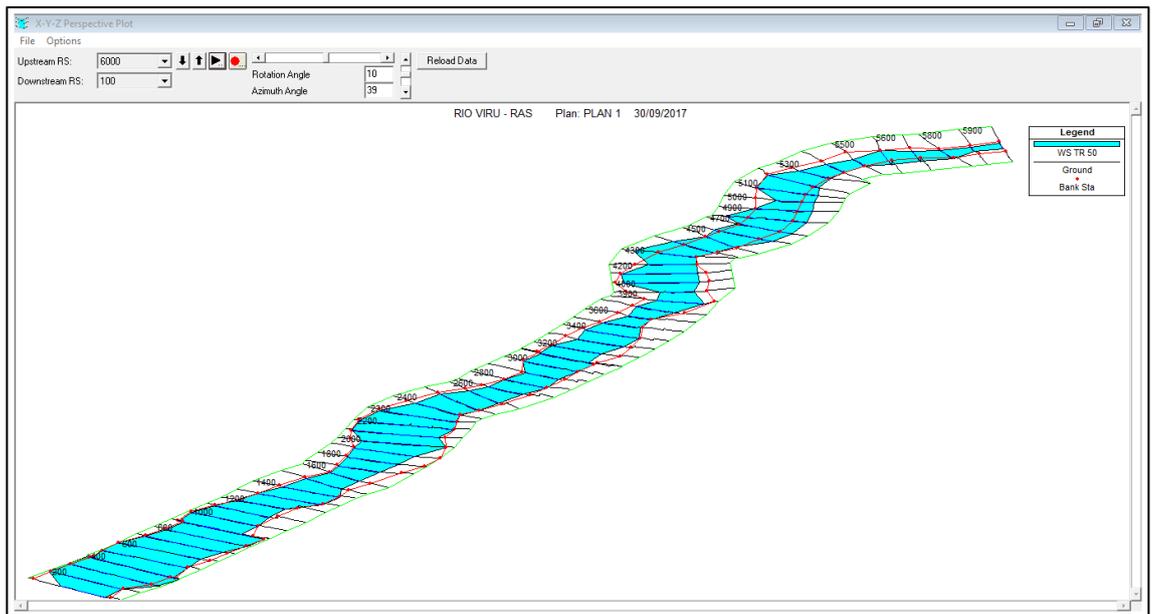
Figura N° 33. Cause del rio simulado con las estructuras de estabilización insertada



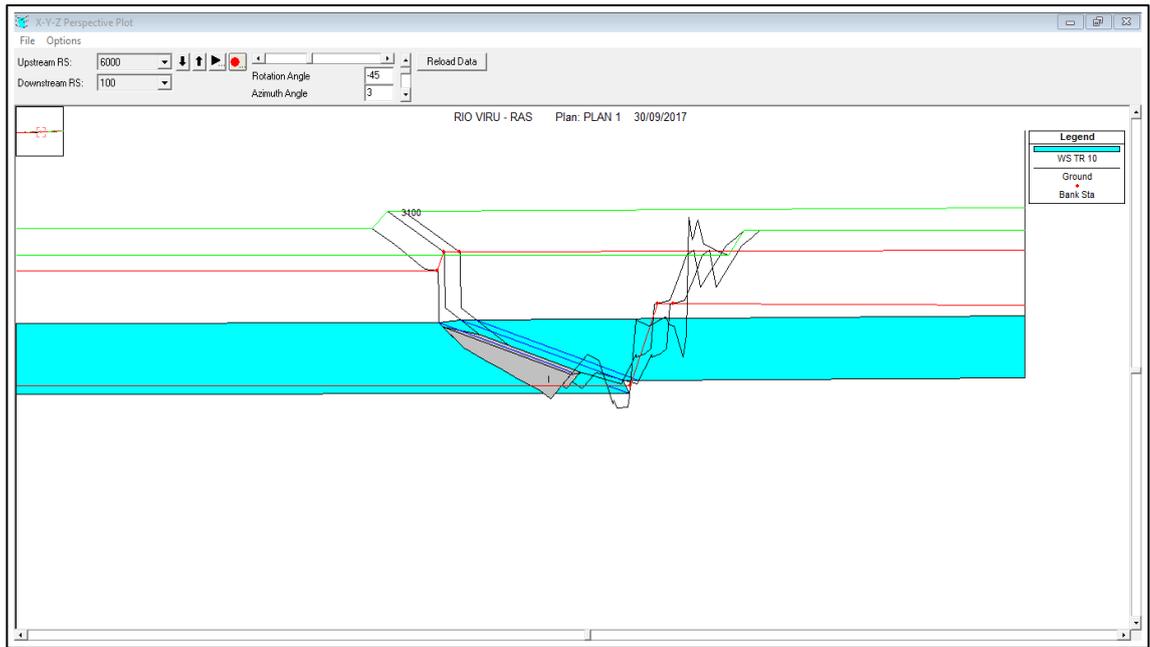
Fuente: Elaborado por los Autores



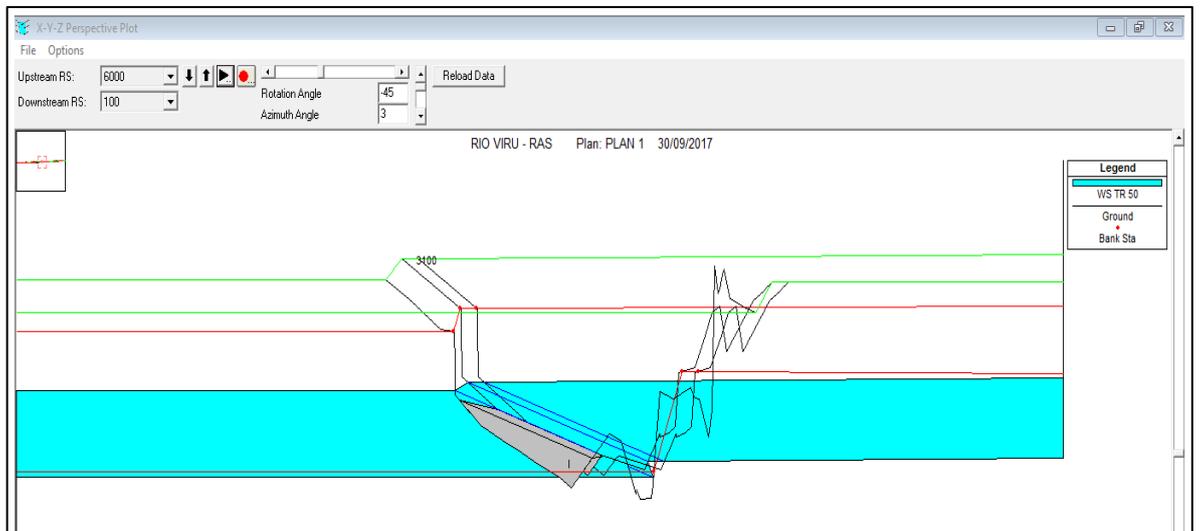
Perspectiva para un tiempo de retorno de 10 años



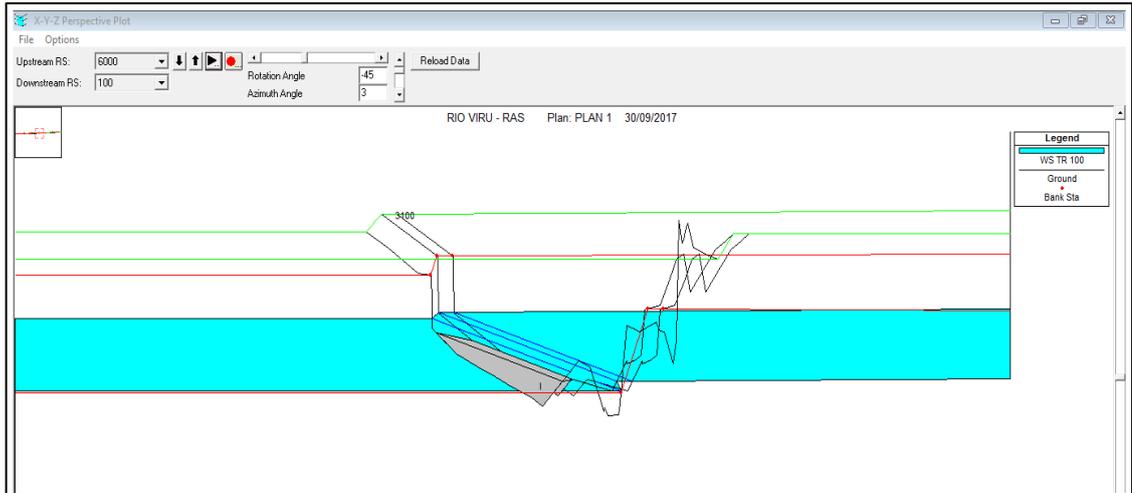
Perspectiva para tiempo de retorno de 50 años



Perspectiva de la estructura de retención de sedimentos (traviesa) para un periodo de retorno de 10 años.



Inundación para un periodo de retorno de 50 años



Inundación para un periodo de retorno de 100 años

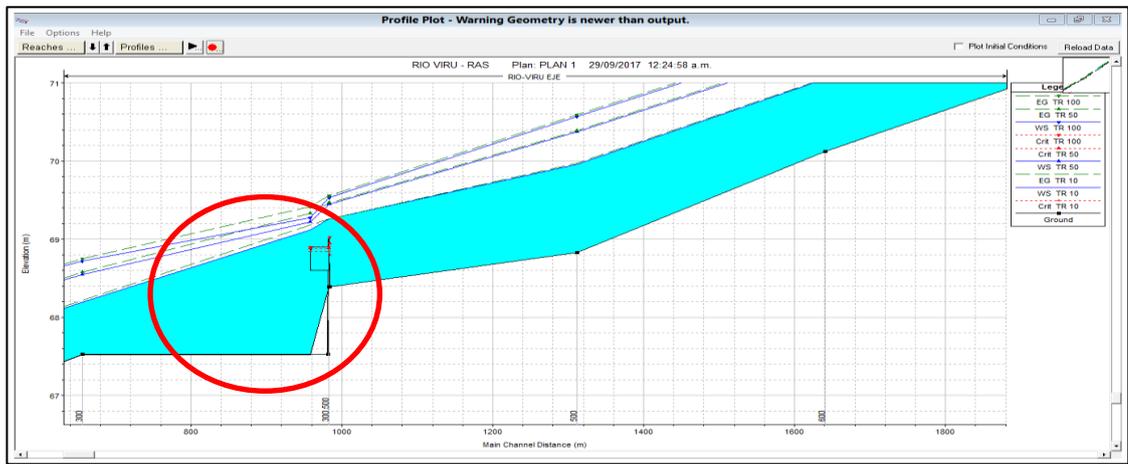
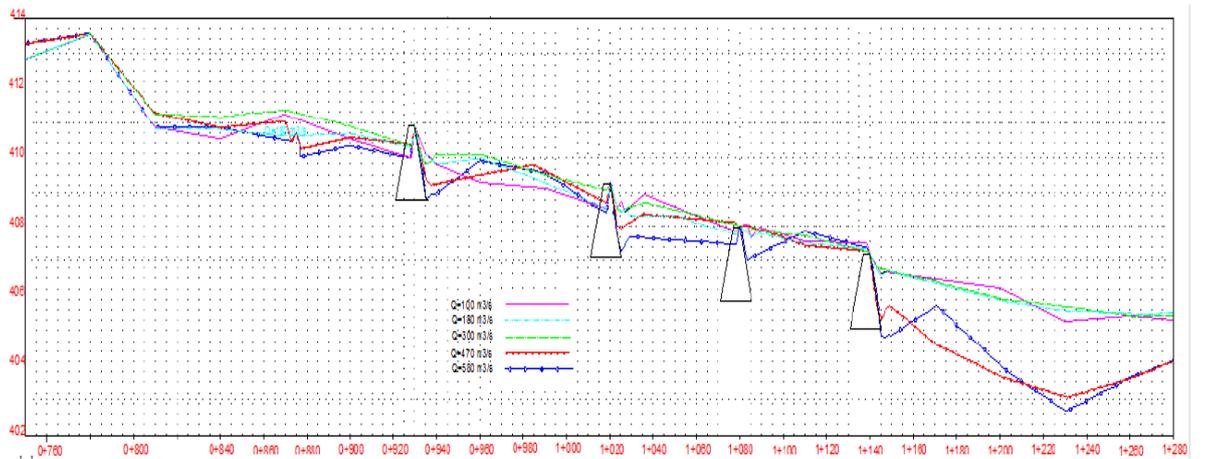


Figura N° 34. Perfil longitudinal con estructuras de retención de sedimentos y el cambio del flujo de agua.



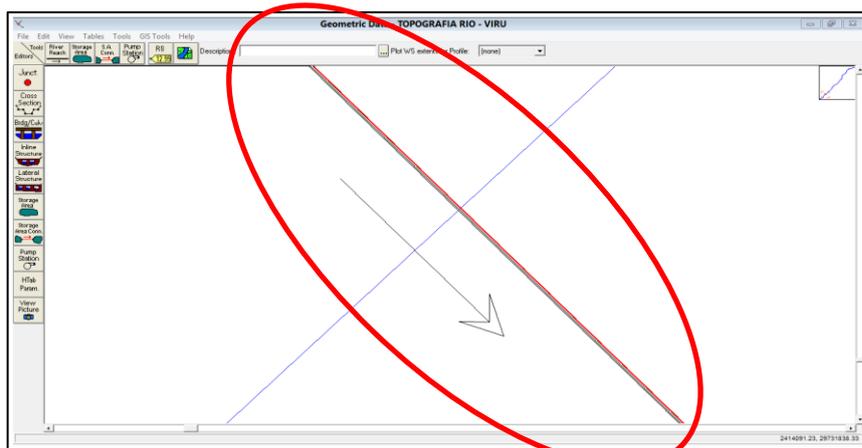


Figura N° 35. Vista principal de la colocación de las estructuras de estabilización en el cauce del río Virú.

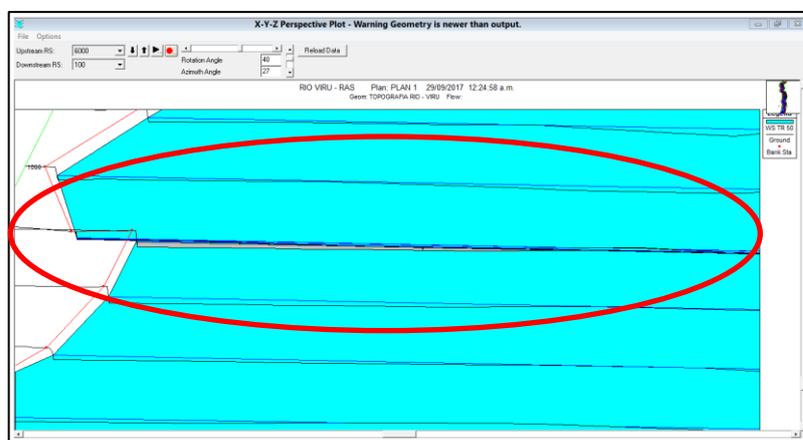


Figura N° 36. Vista principal de la colocación de las estructuras de estabilización en el cauce del río Virú.

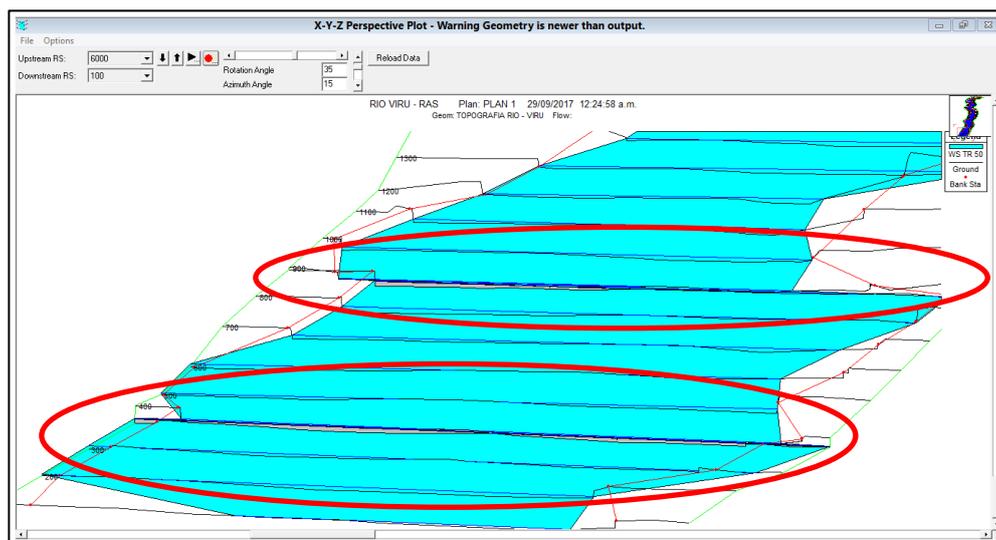


Figura N° 37. Vista principal de la colocación de las estructuras de estabilización en el cauce del río Virú.

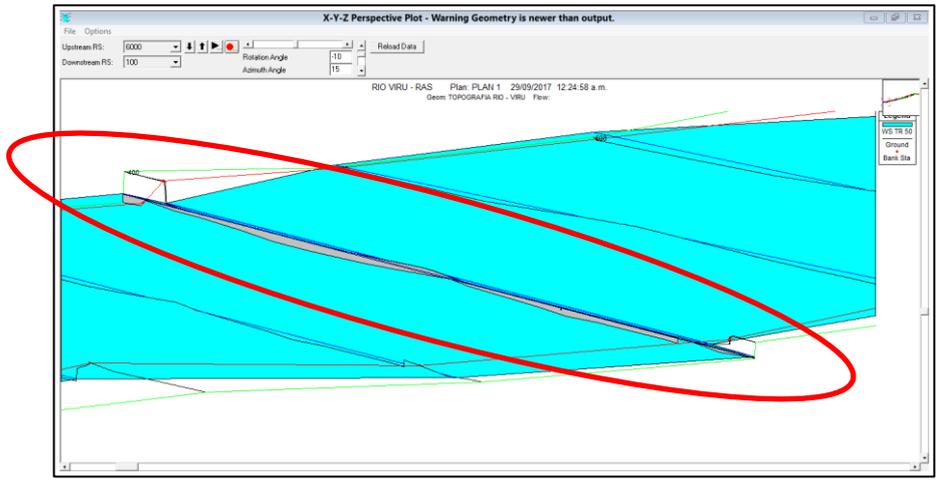
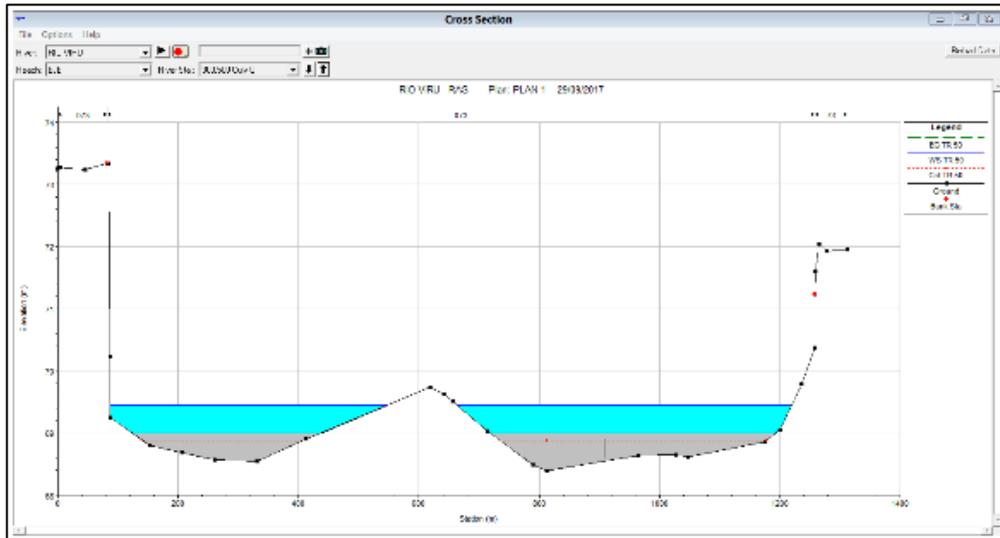
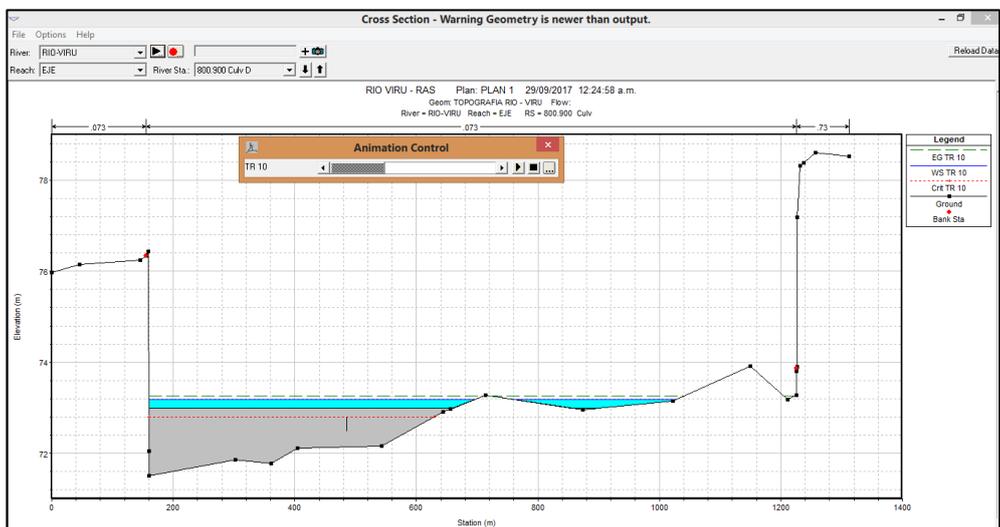


Figura N° 37. Estructuras de estabilización en el cauce del rio Virú



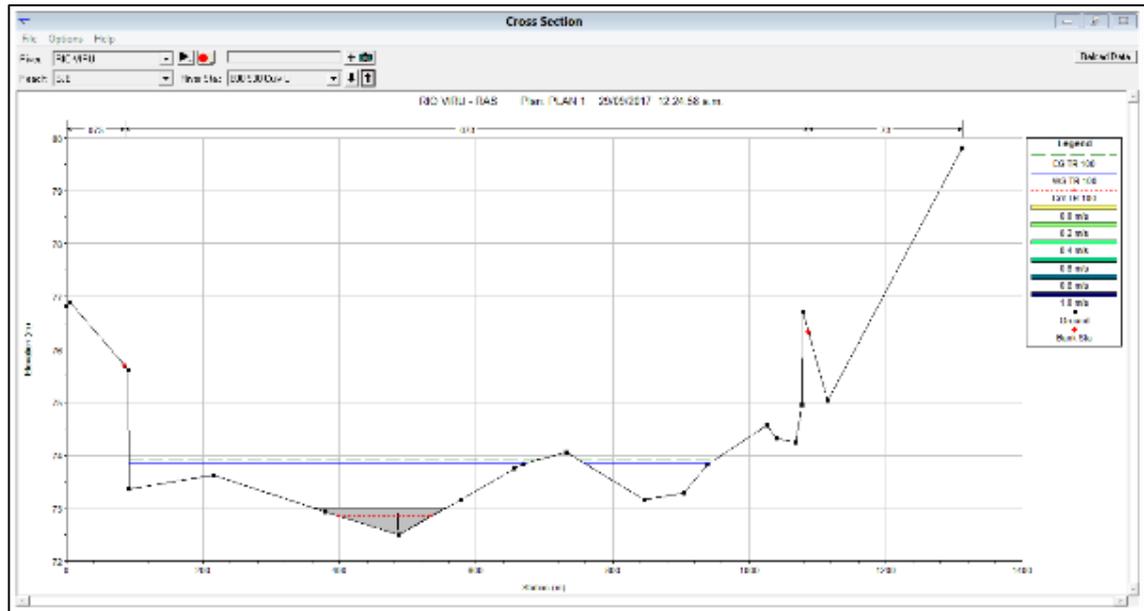


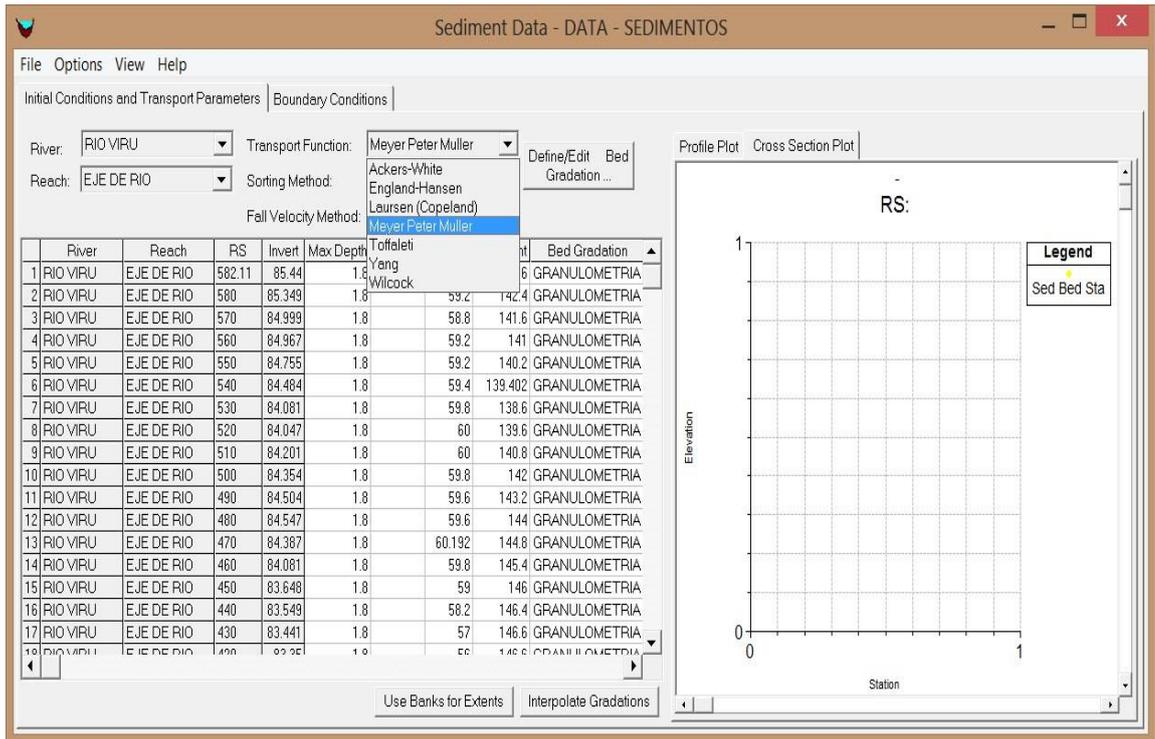
Figura N° 38. Comportamiento de las estructuras de estabilización para periodos de retorno ($Tr = 10$ años; $Q = 155.88 \text{ m}^3/\text{s}$), ($Tr = 50$ años; $Q = 382.95 \text{ m}^3/\text{s}$), ($Tr = 100$ años; $Q = 532.95 \text{ m}^3/\text{s}$).

4.2.12. CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS UTILIZANDO SOFTWARE HEC-RAS.

Realizando el siguiente cálculo de transporte de sedimentos se comprobará la estabilidad o equilibrio de las secciones del tramo del río en estudio, mostrando en cada sección, la presencia de sedimentación o erosión de material de arrastre.

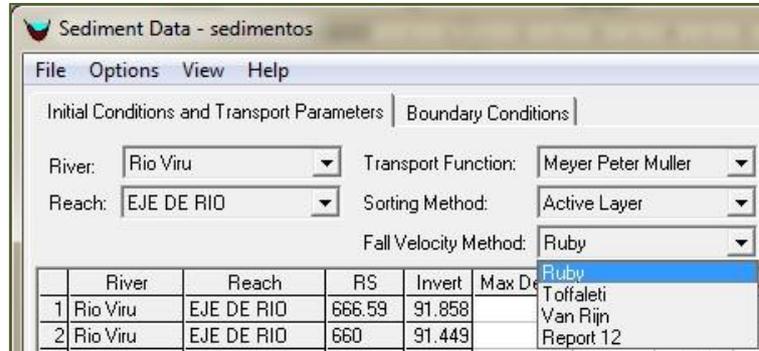
4.2.12.1. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.

Para nuestro caso, se considero la aplicación del método propuesto por **Meyer – Peter y Müller (1948)**, que sirve tanto para materiales de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.



Fuente: Elaborado por los autores

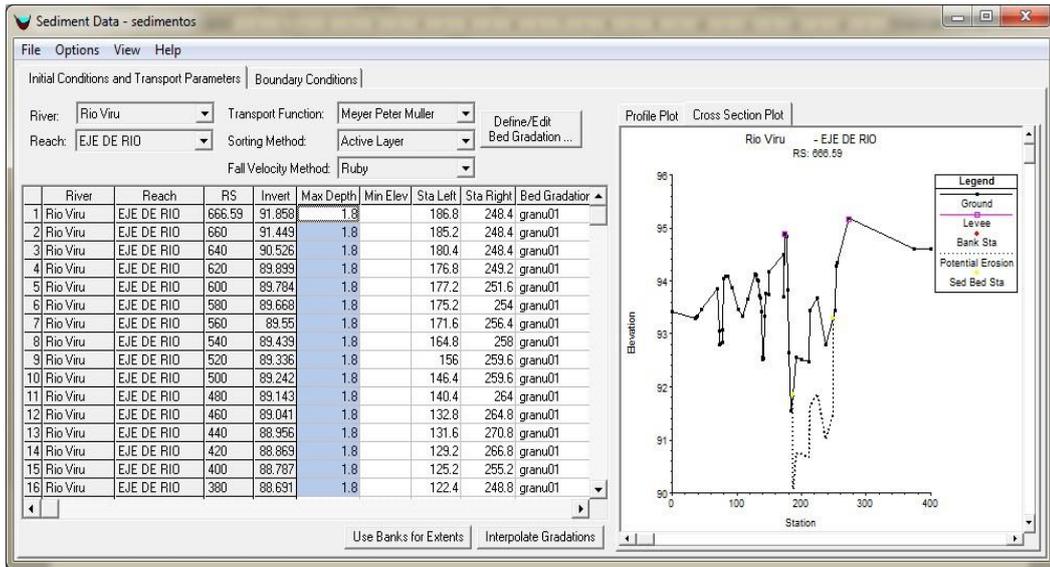
4.2.13.2. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN (Ω)



4.2.13.3. PROFUNDIDAD MÁXIMA DEL CAUCE.

Se ingresó los datos de Profundidad Máxima. Siendo este valor la socavación máxima probable para el cauce del rio Virú en su tramo (La Alameda Tomabal).

$$H = 1.50 \text{ m}$$



4.2.13. RESULTADOS DEL ANÁLISIS OBTENIDOS.

Los resultados obtenidos corresponden a un tipo de modo de evolución del fondo del cause del cauce del rio Virú:

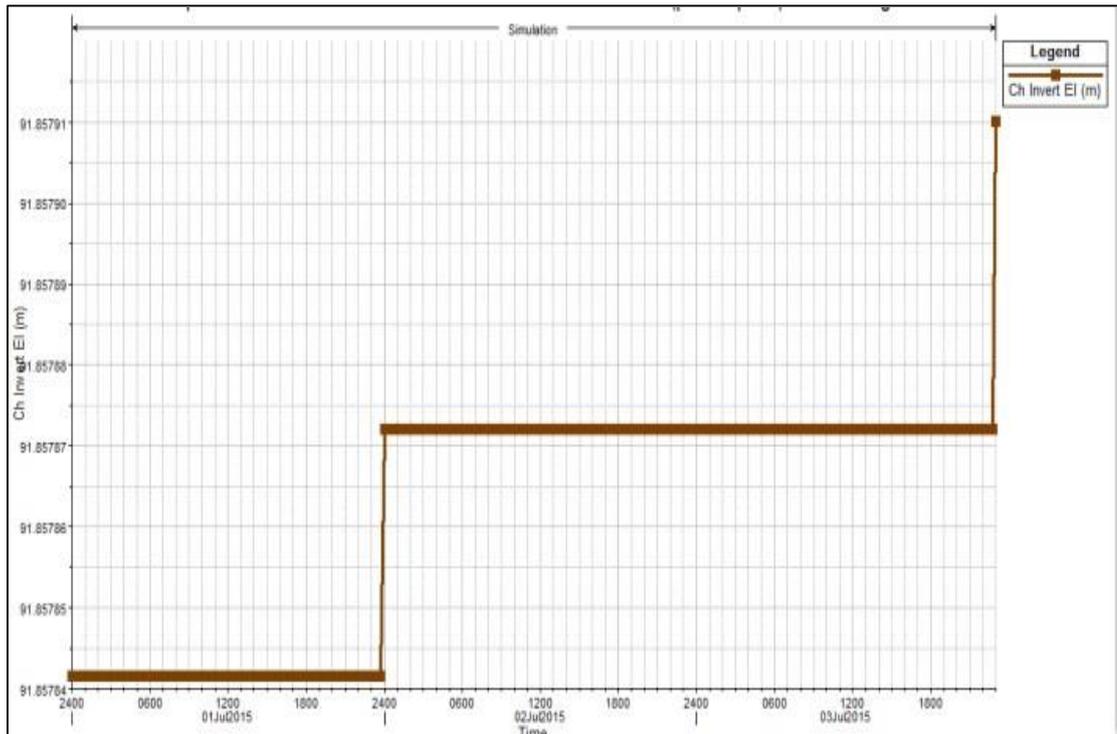


Figura N° 39. Evolución del fondo del rio para sección sedimentada

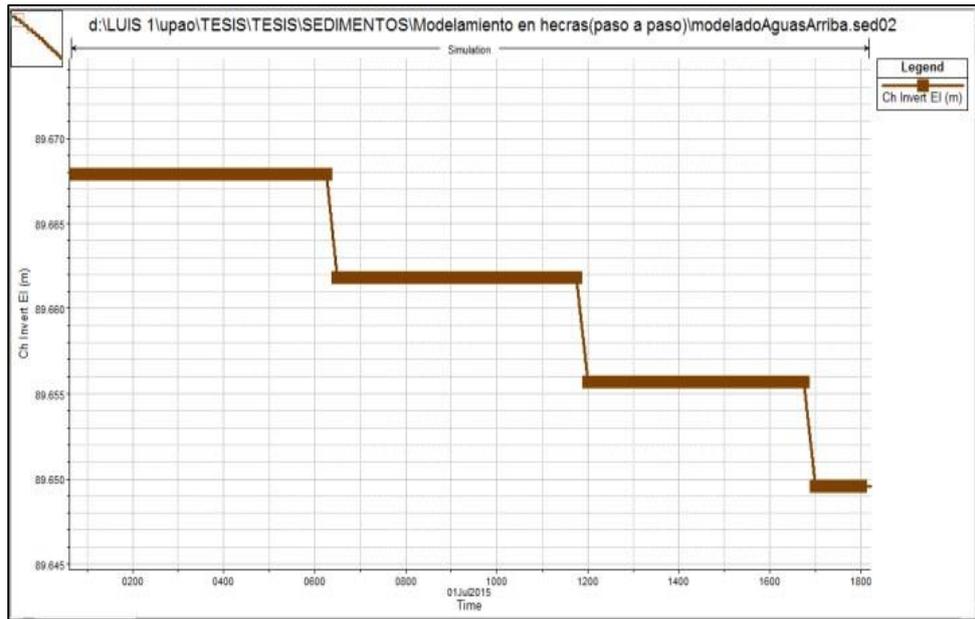
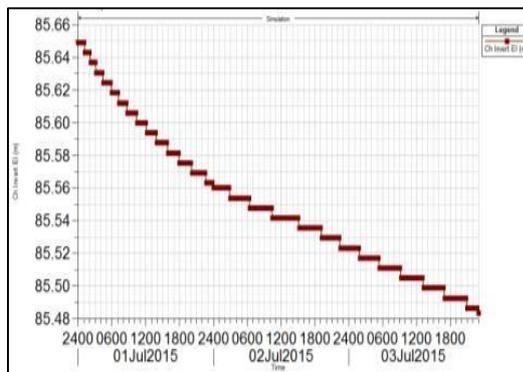


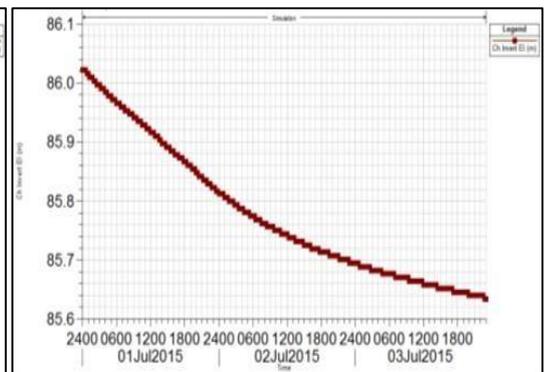
Figura N° 40. Modo de evolución del fondo del río para sección erosionada.

4.2.13.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SEDIMENTOS DE CADA SECCIÓN.

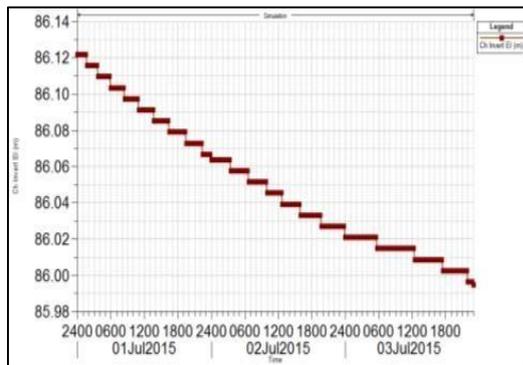
Sección 0+020



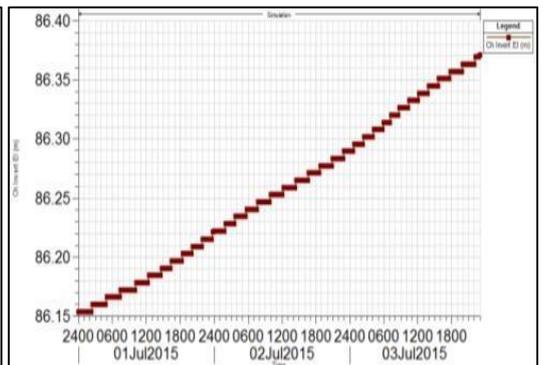
Sección 0+030



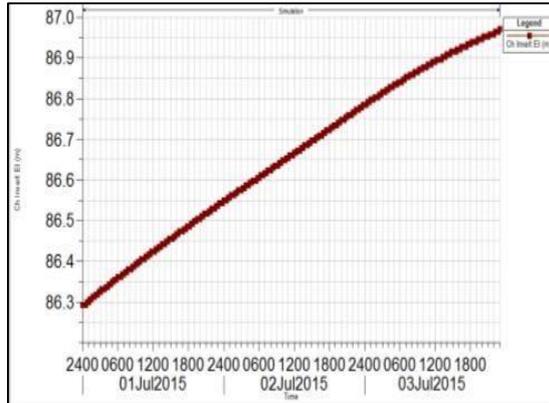
Sección 0+040



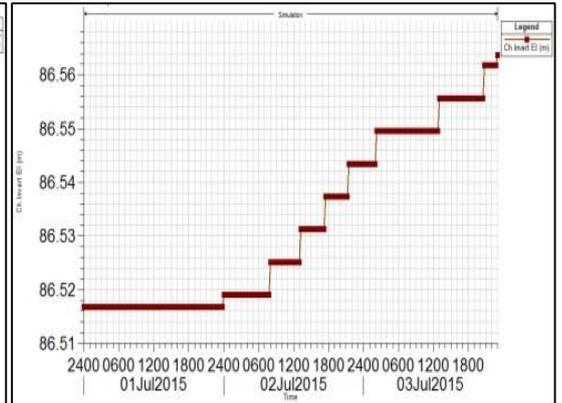
Sección 0+050



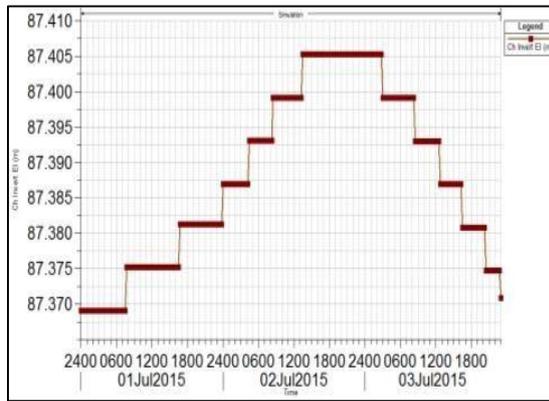
Sección 0+060



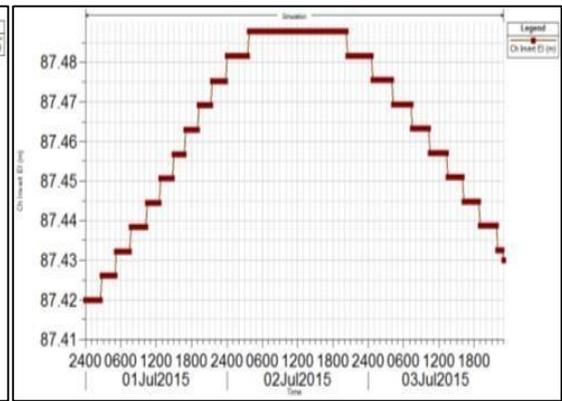
Sección 0+070



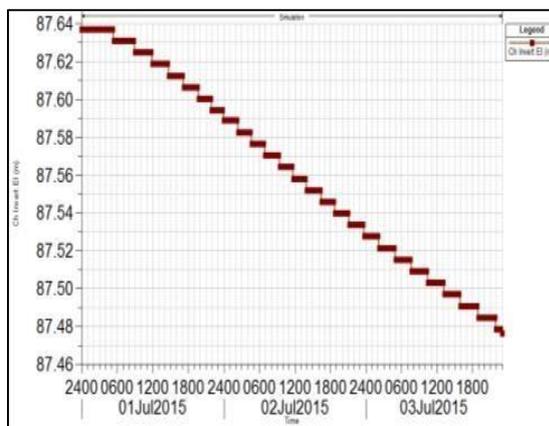
Sección 0+100



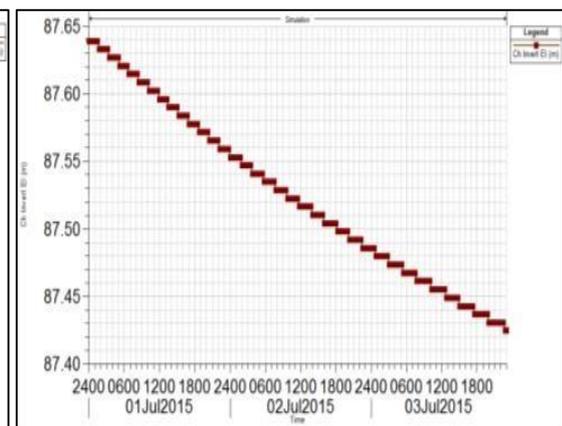
Sección 0+110



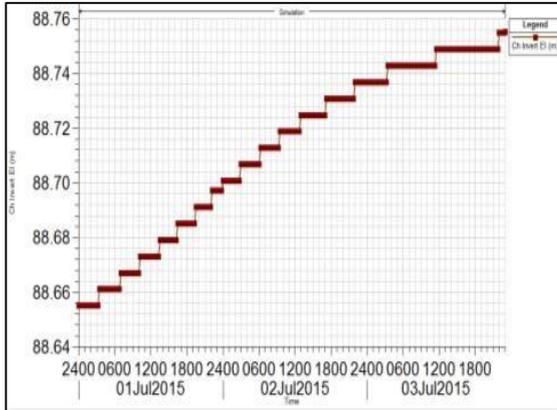
Sección 0+140



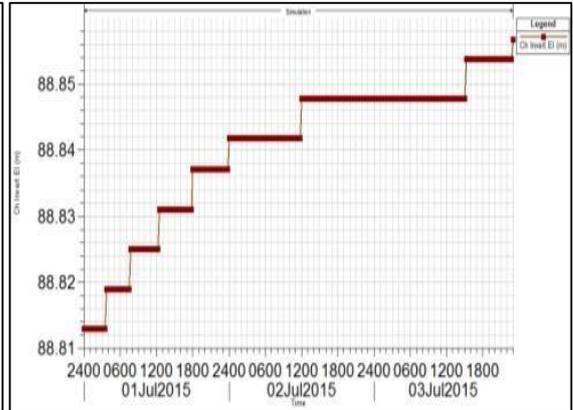
Sección 0+150



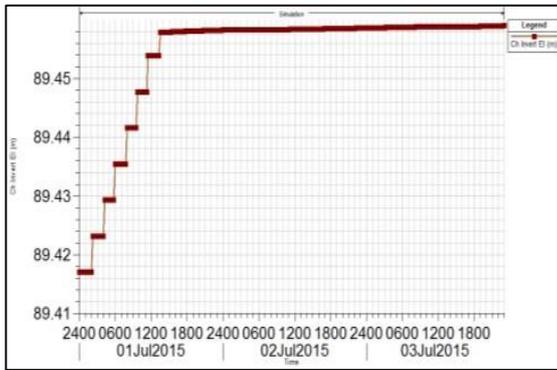
Sección 0+360



Sección 0+380



Sección 0+450



Sección 0+460

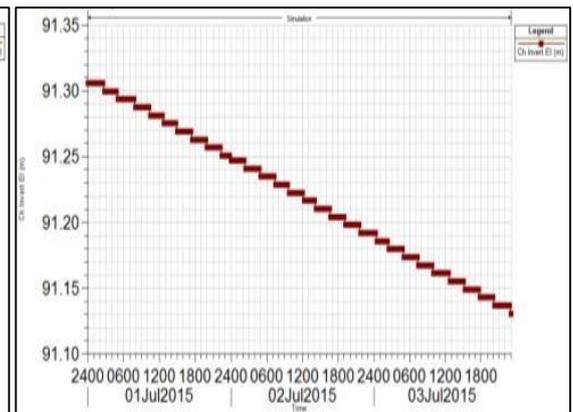
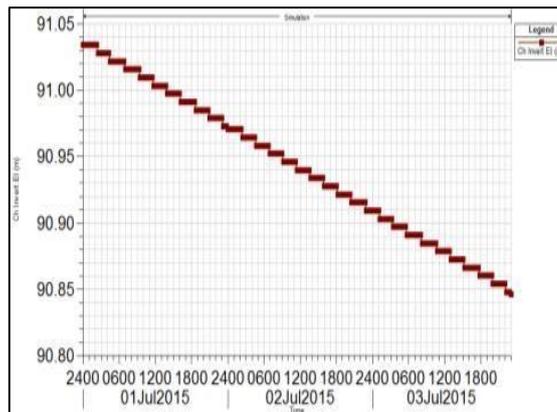
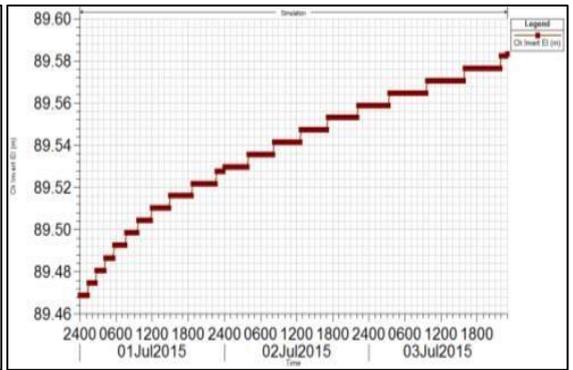


Figura N° 41. Análisis de sedimentos de cada sección

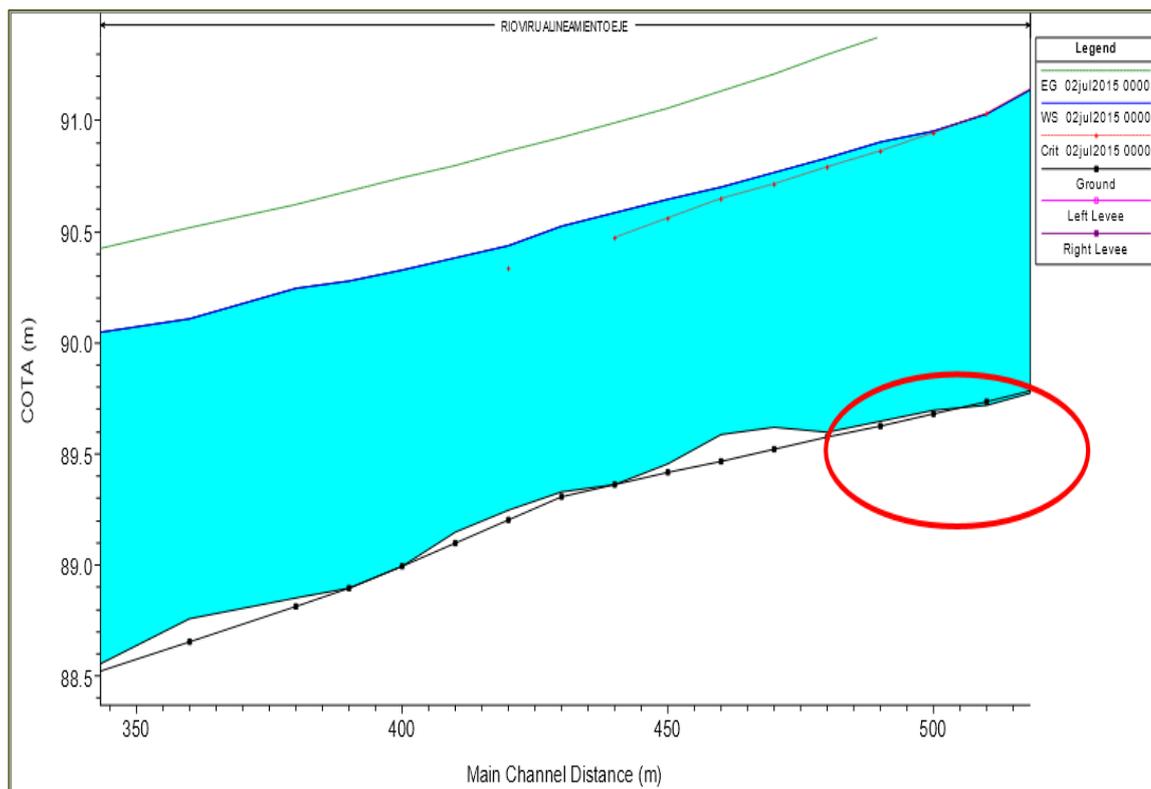


Figura N° 42. Acomulación o sedimentación de material

4.2.13.2. SEDIMENTACIÓN Y EROSIÓN DEL RÍO VIRÚ

Tabla N° 26. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del tramo Aguas arriba (Sector La Alameda).

Sección	Distancia	Elevación del Lecho	Cambio en el Lecho	Masa de Sedimentos Transportada	Caudal	Velocidad	Esfuerzo Cortante	Capacidad de Transporte
RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass Out: All (tons)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass Capacity: All (tons/day)
595.450	5.45	92.000	0.000	82.640	382.90	3.734	3.394	79333.90
550.000	10.00	90.846	-0.188	98.147	382.90	3.792	2.935	98494.20
530.000	10.00	90.589	-0.172	102.784	382.95	3.795	2.749	102210.70

520.000	10.00	90.495	-0.091	105.152	382.95	3.754	2.594	102709.70
530.000	10.00	90.439	-0.070	107.593	382.90	3.744	2.564	105075.80
450.000	10.00	89.936	-0.033	116.267	382.95	3.516	2.398	112358.40
520.000	10.00	89.889	-0.020	116.947	382.95	3.460	2.340	112702.50
535.000	10.00	89.842	-0.009	117.073	382.95	3.397	2.274	112481.10
420.000	10.00	89.780	-0.014	117.292	382.95	3.335	2.211	112732.00
510.000	10.00	89.722	-0.016	117.305	382.95	3.266	2.132	112347.40
540.000	10.00	89.699	0.016	114.352	382.950	3.170	2.012	107802.50
490.000	10.00	89.650	0.022	108.807	382.95	3.072	1.908	101508.70
370.000	10.00	88.895	0.000	69.752	382.91	2.798	1.479	62739.60
390.000	20.00	88.857	0.044	67.454	382.91	2.778	1.476	62191.30
370.000	20.00	88.755	0.100	64.240	382.91	2.782	1.423	58119.90
380.000	20.00	88.515	0.019	57.613	382.91	2.706	1.361	50934.70
205.000	20.00	87.363	-0.006	13.732	382.91	1.837	0.715	10824.30
181.000	20.00	87.492	-0.066	17.437	382.91	2.376	1.158	18331.40
130.000	10.00	87.460	-0.132	46.823	382.91	2.989	1.736	50366.90
120.000	10.00	87.452	-0.038	52.092	382.91	3.034	1.824	53729.00
110.000	10.00	87.430	0.010	58.544	382.91	3.105	1.908	60740.60
100.000	10.00	87.371	0.002	63.725	382.91	3.155	1.971	64803.30
95.000	10.00	87.218	-0.100	67.161	382.95	3.200	2.092	66958.30

80.000	10.00	86.877	-0.325	69.699	382.95	3.272	2.447	68863.70
68.000	10.00	86.564	0.047	66.924	382.94	3.136	2.608	61016.80
60.000	10.00	86.971	0.678	50.930	382.91	2.713	1.438	41470.90
80.000	10.00	85.483	-0.166	58.053	382.91	3.201	2.220	59562.90
18.000	10.00	85.052	-0.060	63.085	382.91	3.345	2.728	64750.00
0.000	0.00	84.716	-0.102	65.310	382.91	3.414	3.102	65309.60

Fuente: Elaborado por los Autores

Tabla N° 27. Resultados de la Socavación y Erosión en cada sección del cauce del río Virú Tramo (sector Tomabal La Alameda), Aguas abajo.

Sección	Distancia	Elevación del lecho	Cambio en el lecho	Masa de sedimentos transportados	Caudal	Velocidad	Esfuerzo cortante	Capacidad de Transporte
RS	Ch Dist	Ch Invert El (m)	Invert Change (m)	Mass tada Out Cum:	Flow (m ³ /s)	Velocity (m/s)	Shear Stress (pa)	Mass Capacity: All
460	10	83.87328	-0.207629	282427.5	382.9	3.524374	25.29453	100412.2
450	10	83.48281	-0.1652	300553.4	382.9	3.38224	21.37239	96770.9
440	10	83.41805	-0.1309	315118.5	382.9	3.342661	21.27452	96743.7
430	10	83.345	-9.61E-02	325971.2	382.9	3.403888	21.49587	106528.4
420	10	83.28159	-0.0684	333783	382.9	3.443273	22.47915	113814.6
410	10	83.22131	-3.75E-02	338123.6	382.9	3.440281	22.42994	115484.9
400	10	83.14508	-2.30E-02	340810.9	382.9	3.433916	22.43437	116694.2
390	10	83.06618	-1.19E-02	342223.6	382.9	3.420372	22.32821	116714.4
380	10	82.97887	-9.03E-03	343302.9	382.9	3.408075	22.20147	116814.7

370	10	82.88657	-1.05E-02	344571.8	382.9	3.396416	22.09174	117063.3
360	10	82.79662	-1.05E-02	345895.3	382.9	3.384821	21.9917	117337.3
350	10	82.7064	-1.05E-02	347200.9	382.9	3.374236	21.8857	117662.5
340	10	82.61766	-9.35E-03	348369.2	382.9	3.363089	21.78422	117736.6
330	10	82.53063	-6.47E-03	349183.9	382.9	3.341878	21.46323	116201.7
320	10	82.4481	8.68E-08	349159.6	382.9	3.304253	21.02963	112233.5
310	10	82.37655	1.87E-02	346762.1	382.9	3.276299	20.7442	109629.4
300	10	82.28107	0.009144	342274.3	382.9	3.261977	20.3914	108919.1
290	10	82.19999	0	335715.7	382.9	3.230703	20.11094	106231.4
280	10	82.13995	0.0118872	328035.3	382.9	3.196924	19.67531	103519.9
270	10	82.07046	1.43E-02	319771.6	382.9	3.174991	19.32436	102374.1
260	10	81.9839	1.51E-05	310962.5	382.9	3.144716	18.97625	100061.5
250	10	81.91195	0	301308.6	382.9	3.105419	18.49025	96569.6
240	10	81.91776	7.77E-02	290493.5	382.9	3.065366	17.95453	93189.4
230	10	81.80802	3.99E-02	278639.5	382.9	3.032692	17.61646	90754.2
220	10	81.79559	0.1006522	264702.8	382.9	3.000023	17.05869	88105.9
210	10	81.62302	2.47E-05	249617.3	382.9	2.968608	16.90778	85117.5
200	10	81.65898	0.1079124	234282.8	382.9	2.958899	16.53273	83169
190	10	81.49538	1.75E-02	222465.7	382.9	2.982109	17.05869	82183
180	10	81.40508	7.37E-06	213982.5	382.9	3.030372	17.11471	81070.3
170	10	81.35821	0.025072	209211.2	382.5	3.079819	17.93531	80090.4
160	10	81.25999	6.99E-06	207323.3	382.9	3.127437	18.24751	80158.4

150	10	81.17131	-1.58E-02	209222.9	382.5	3.155137	18.71355	79145.2
140	10	81.07524	-0.03874	213743.9	382.5	3.152739	18.39718	76798.2
130	10	80.98006	-6.11E-02	220720.7	382.9	3.154785	18.41829	77590.2
120	10	80.89435	-7.46E-02	229028.2	382.9	3.185872	18.47564	81115.3
110	10	80.812	-8.41E-02	238197.7	382.9	3.227822	18.95485	83547.7
100	10	80.72926	-9.36E-02	248202.1	382.9	3.270502	19.73298	86672.5
90	10	80.71976	-3.12E-02	251524	382.9	3.301749	19.82807	89802.6
80	10	80.65574	-2.24E-02	253883.9	382.9	3.325427	20.08182	91939.9
70	10	80.51689	-8.81E-02	263169.9	382.9	3.351777	20.44843	93266
60	10	80.43626	-9.59E-02	273197.5	382.9	3.34611	20.40143	91587.5
50	10	80.37941	-0.07956	281557.8	382.9	3.303959	19.5857	87193.2
40	10	80.31023	-7.68E-02	289681.2	382.9	3.331307	20.86461	91005.5
30	10	80.25343	-6.04E-02	296091.6	382.9	3.458565	21.56417	106609.6
20	10	80.17789	-6.41E-02	302916.6	382.9	3.526106	22.98567	115371.6
10	10	80.10176	-6.73E-02	310101.8	382.9	3.506432	22.59916	112630.9
0	0	80.01585	-8.10E-02	314405.2	382.9	3.492285	22.64993	110607.9

Fuente: Elaborado por los Autores

El análisis fue realizado en el tramo (Tomabal - La Alameda), cumplen la verificación de equilibrio o estabilidad del ancho del río.

CAPITULO V: CONCLUSIONES

- Con el estudio realizado se demostró que las estructuras de estabilización de retención de sedimentos puede efectivamente actuar como un punto fijo del perfil del río, controlando las cotas de fondo aguas abajo en su evolución a largo plazo.
- Se realizó los estudios de ingeniería básicos de hidrología, topografía y suelos los cuales nos permitieron obtener información para el modelamiento hidráulico de las estructuras de estabilización en el tramo La Alameda Tomabal de cause del río Virú, se pudo determinar la pendiente de la zona de 8.5% con respecto a la topografía el mismo que presenta un lecho de río estable para todo el tramo en estudio.
- El **caudal máximo** de diseño se calculado con el método de Distribución **Log Pearson Tipo III**, ya que los datos de máximas avenidas se ajustan significativamente a esta distribución. Los caudales obtenidos para los periodo de retorno fueron (**Tr= 10años, Q= 115.65 m³/s; Tr=50 años, Q= 382.95 m³/s ; Tr=100, Q= 592.95 m³/s**)
- Del estudio **de suelos**, se obtuvo un perfil de suelo del tipo: **Grava mal graduada (GP)**, y la **capacidad de carga admisible del terreno** que fue de $q_a = 4.14 \text{ Kg/cm}^2$, siendo mayor al esfuerzo actuante en la estructura propuesta 0.47 Kg/cm^2 .
- Se realizó la verificación que los rangos de erosión en las secciones sea menor a la altura de socavación máxima. En los resultados mostrados anteriormente, se puede observar que existe sedimentación y erosión de material; pero los rangos son mínimos, por lo tanto podemos afirmar y comprobar que la sección del río sometido a limpieza es estable.
- Se obtuvieron los **mapas de inundación** para identificar las áreas críticas y para comprobar la efectividad de las estructuras estabilización y retención de sedimentos, mediante el modelo bidimensional hidrodinámico aplicando al software HEC-RAS.

CAPITULO VI: RECOMENDACIONES

- Se recomienda hacer una limpieza periódica del cauce de los ríos para evitar las la colmatación.
- Se tiene que tener cuidado que los rangos de erosión en las secciones sea menor a la altura de socavación máxima.
- En los resultados mostrados anteriormente, podemos observar que existe sedimentación y erosión de material; pero los rangos son mínimos, por lo tanto podemos afirmar y comprobar que la sección del rio sometido a limpieza es estable.
- El cálculo del coeficiente de manning (n) se realizó de forma teórica, se recomienda obtener el valor experimentalmente con estudios adecuados, para obtener un valor con mayor grado de confiabilidad

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Rocha Felices A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial - Primera edición*
Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rocha Felices A. (2011). *Interacción de la dinámica fluvial y el desarrollo urbano.*
Ingeniería Civil. Problemas en el manejo de ríos en áreas urbanas.
- Armijos, H.; Grave, A.; Vauchel, P.; Frayzy, P.; Santini, W.; Moquet, J.; Goyut, J. (2013).
Suspended Sediment dynamics in the Amazon River of Perú. *Journal of*
South America Earth Sciences. 44:75-84.
- Garcia, C. & Sala, M. (1998). *Aplicación de fórmulas de transporte de fondo a un*
Río de gravas. Comparación con las tasas reales de transpmie obtenidas
En el río Tordera.España. 70 (7): 59-72.
- Jakuschoff, P. (1932).*Movimiento de sólidos en suspensión. Teoría y Práctica.*
*Ingeniería Hidráulica. Universidad de Berlín.*10 (1):24p.
- Jiménez, P. (2006). *Estudio sobre la estabilidad de traviesas y lechos de escollera con*
Transporte de sólidos. Tesis. Argentina.
- Linsley, Kohler, P. (1977): *“Hidrología para Ingenieros” – Segunda Edición.* Bogotá:
Editorial Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A.
- Juarez Badillo & Rico Rodriguez. (2005). *Mecánica de Suelos Tomo I.* México: Limusa
Noriega Editores.
- Máximo Villón Béjar. (2011). *HEC-RAS - Ejemplos.* Costa Rica: Ediciones Centro de
Desarrollo de Materiales Bibliográfico (CDMB).
- Gobierno Regional. (2010). *Chavimochic en Cifras 2000-2010.* PECHoficina de
Relaciones públicas, pag. 72.
- Army Corps Engineering: Hydrologic Engineering Center. (2011). HEC HMS

Hydrologic Modeling System: Documentation. Consultado: febrero, 01 del 2014 de: <http://www.hec.usace.army.mil/>

Chanson, H. (2002). *Hidráulica del flujo en canales abiertos*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.

Chaudhry, H. (2008). *Open channel flow*. Springer Science + Business Media, New York: LLC.

Chow, V. (1982). *Hidráulica de los canales abiertos*. México: Diana S.A.

Chow, V. (1994). *Hidrología Aplicada*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.

Haestad Methods. (2002). FlowMaster v6 for windows User's Guide.

Linsley, K. (1997). *Hidrología para ingenieros*. Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.

Potter, M y Wiggert, D. (2002). *Mecánica de fluidos*. México: Internacional Thomson Editores.

Sotelo G. (2002). *Hidráulica General. Fundamentos*. México: Limusa S.A

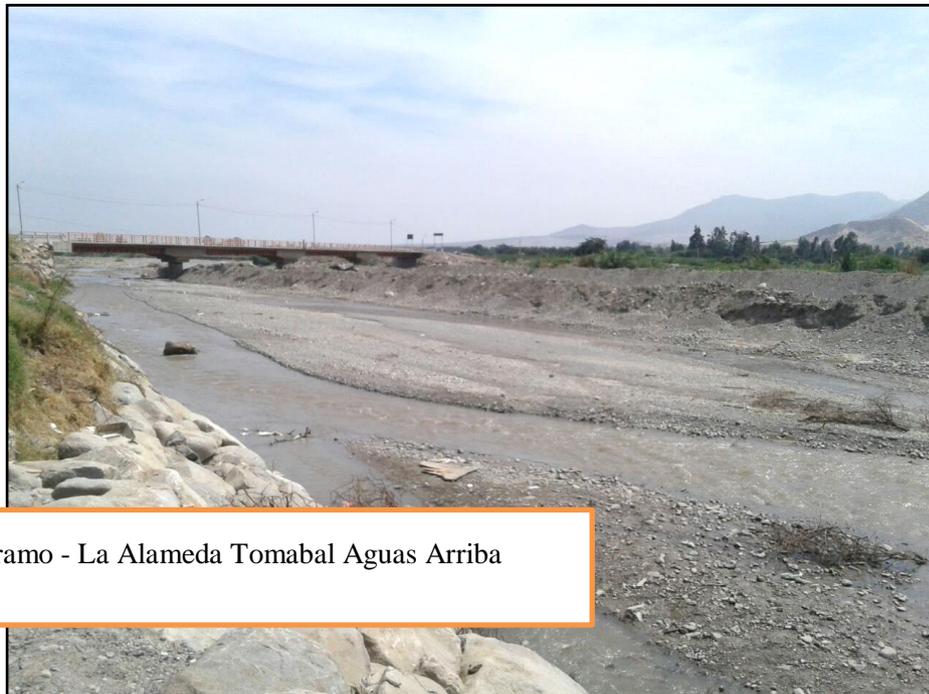
ANEXO A

PANEL FOTOGRAFICO

SITUACIÓN ACTUAL



Vista Principal Del Rio Virú: Tramo - La Alameda
Tomabal Aguas Arriba



Tramo - La Alameda Tomabal Aguas Arriba



Sector La Alameda, Donde Se Realizara El Proyecto De Investigación

ANEXO B

Diseño de las estructuras de estabilización de control de sedimentos.

1. Cotas y alturas:

a. Calculo de la elevacion (Elev. B)

$$\text{Elev. B} = \text{CFC} + Y_n + h_v + 0.20$$

donde:	CFC	=Cota de fondo de la razante del canal de captacion =CFR + altura de sedimentos.	
	CFR	=Cota del fondo de razante Altura de sedimentos	
	Y _n	=Tirante Normal del canal (m)	= 0.693
	h _v	=Carga de velocidad de Canal	= 0.122
	0.20	=Perdidas por transicion, cambio de direccion, etc.	

b. Calculo de altura :

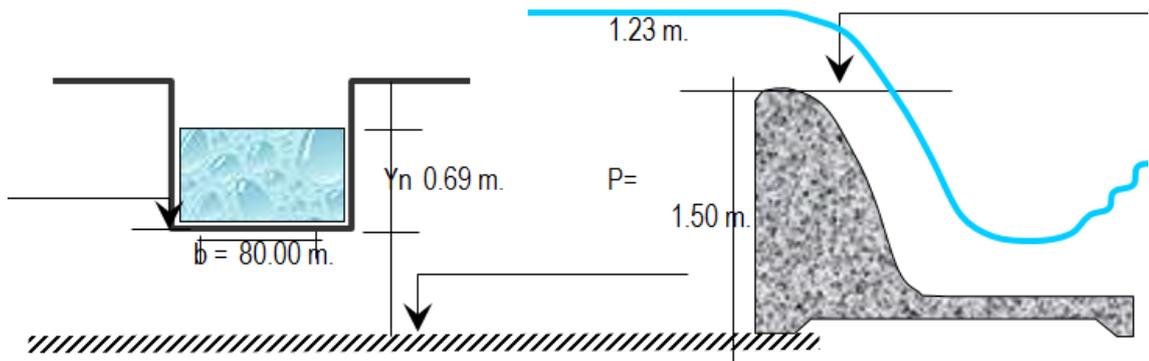
$$P = \text{Elev. B} - \text{CFR}$$

Remplazando :

$$P = 1.500 \text{ m}$$

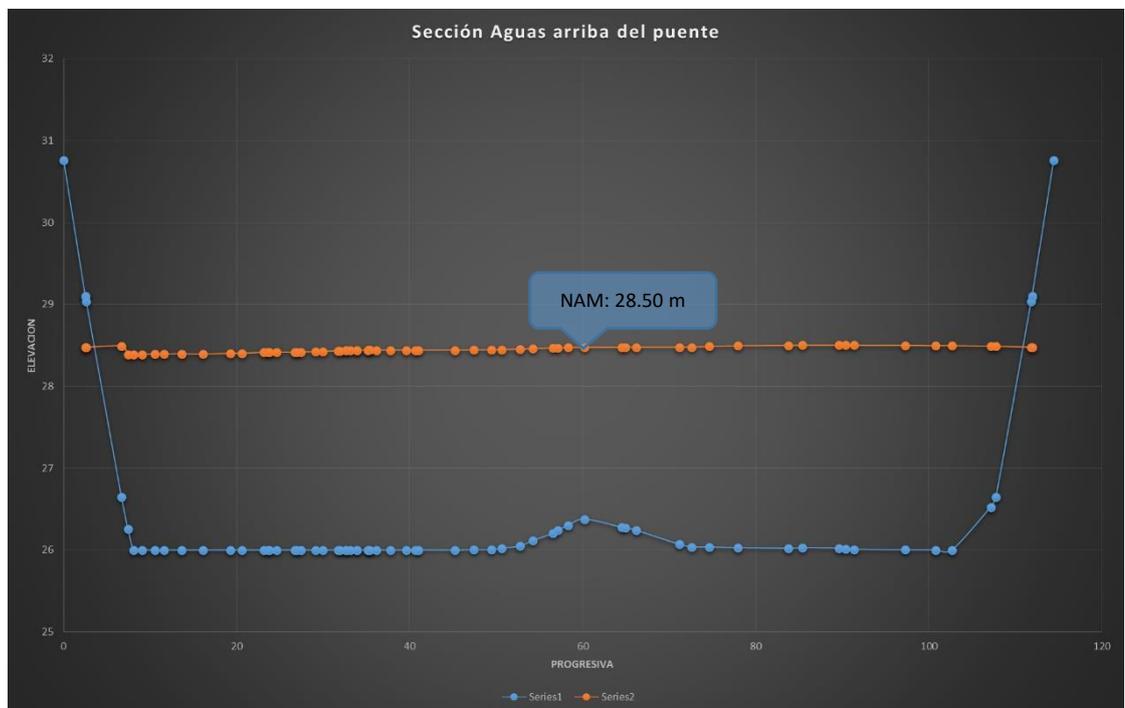
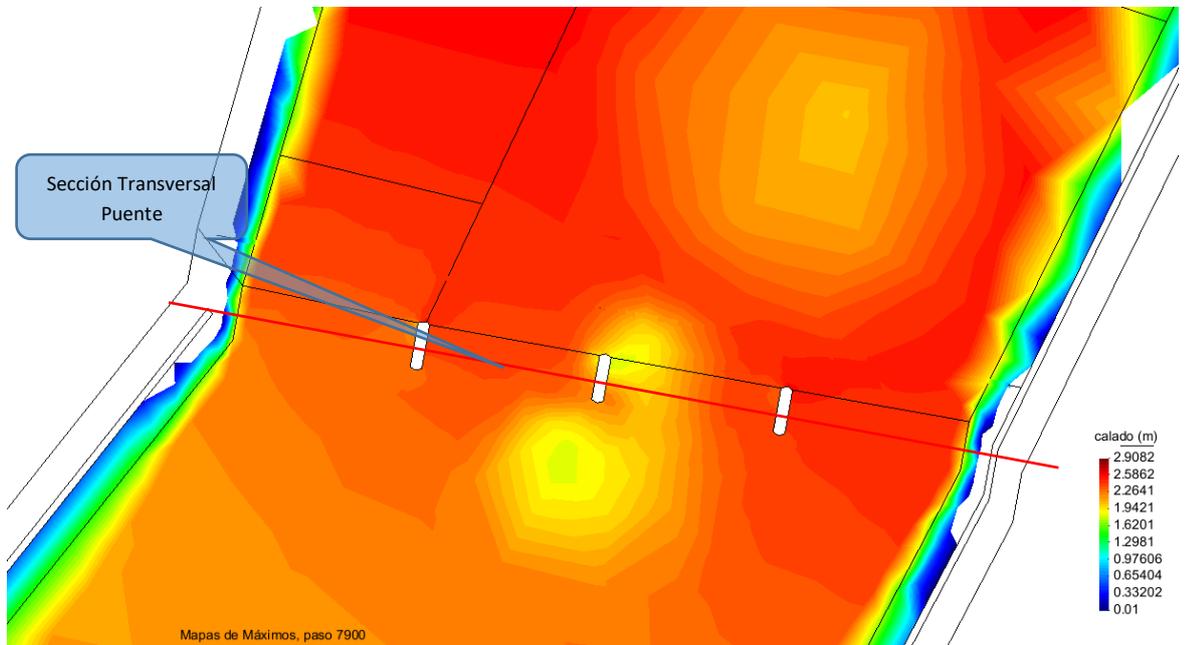
Por lo tanto :

$P = 1.50 \text{ m.}$

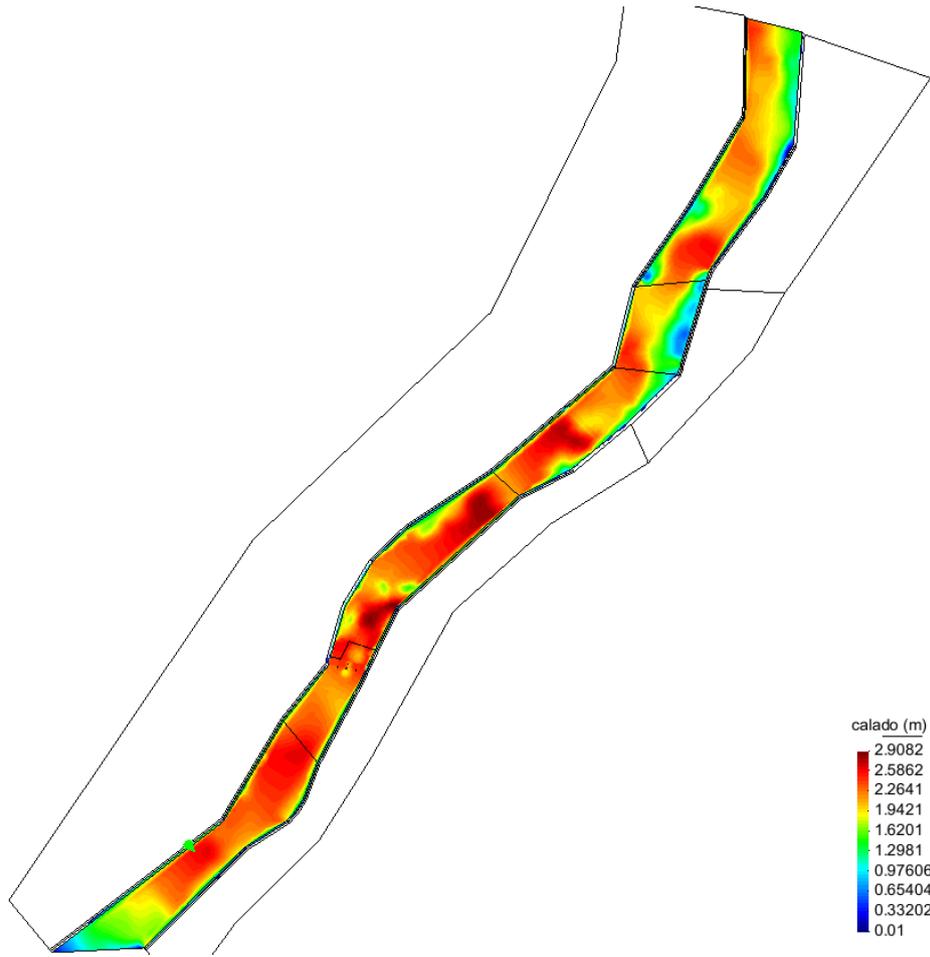


ANEXO C

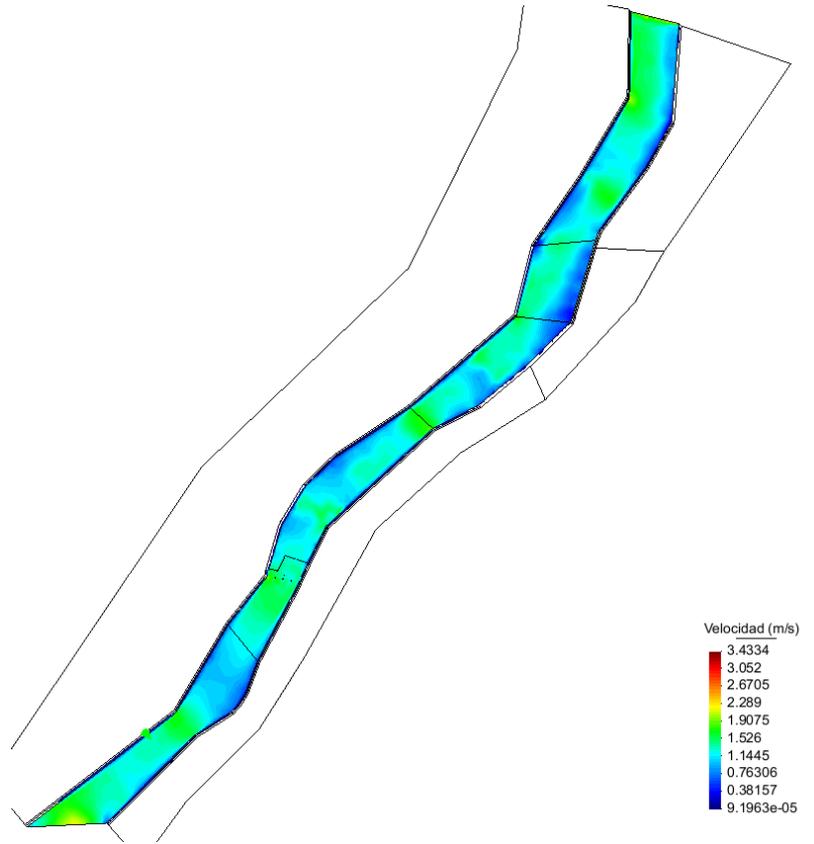
RESULTADOS DE LA MODELACIÓN HIDRÁULICA.



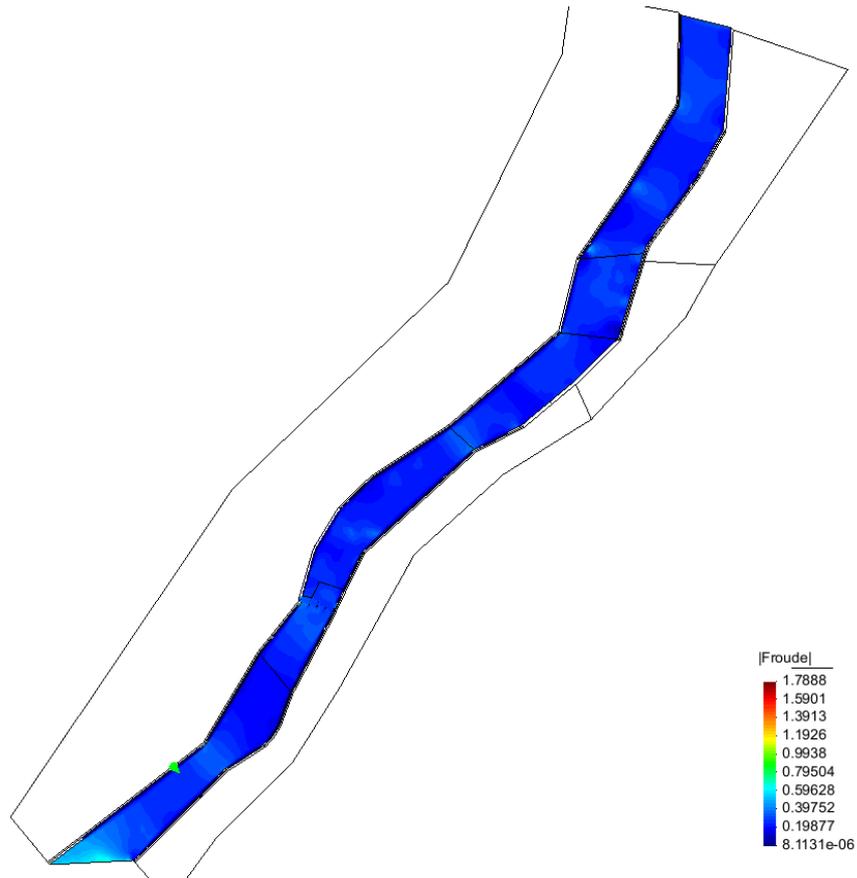
Mapa de Tirantes (m)



Mapa de Velocidades (m/s)

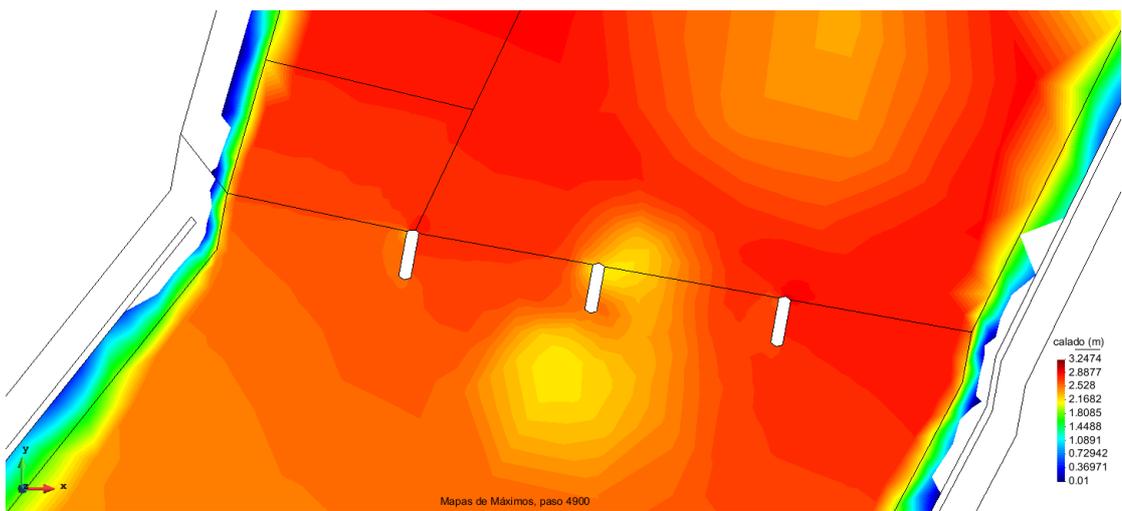


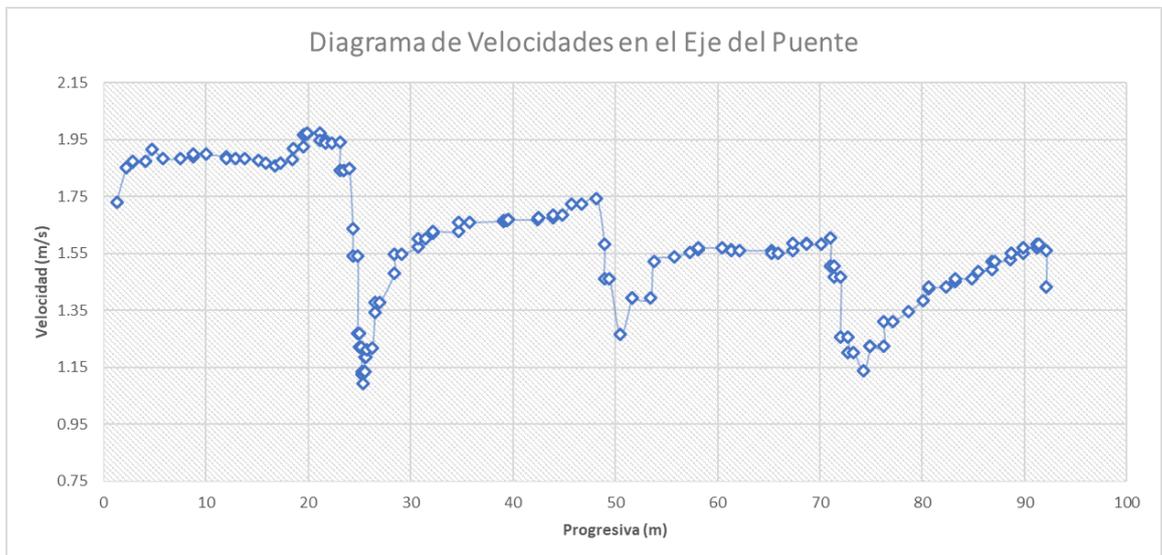
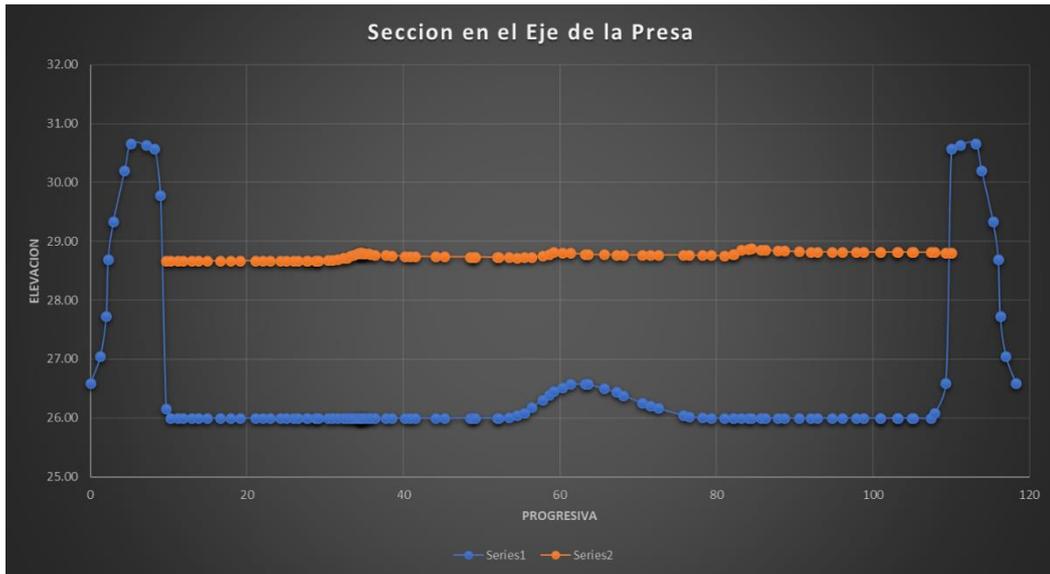
Mapa de Numero de Froude)



Cálculo de la socavación

Para el cálculo de la socavación se tiene que realizar con un periodo de retorno de 500 años por lo que se realizó el cálculo y modelamiento con un caudal de 424.96 m³/s correspondiente.





La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Donde:

$H_s - h_1$: Profundidad de socavación (m)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

h_1 : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

Método de Froehlich (Socavación local en estribos)

$$y_s = 0.32K_f(a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

- y_s : Profundidad de socavación local (m) y_s
- K_f : Factor de corrección por forma del pilar. Tabla N° 1
- a' : Ancho proyectado del pilar con relación al ángulo de ataque del flujo (m)
- a : Ancho del pilar adicionado como un factor de seguridad (m) a
- h : Profundidad de flujo aguas arriba del pilar (m)
- F_r : Numero de Froude en la sección aguas arriba del pilar
- D_{50} : Diámetro de la partícula del lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

Método de Maza-Sánchez (Socavación local en pilas)

El cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los ingenieros. El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación en la actualidad, parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente, para terminar con una ecuación empírica de tipo determinístico.

Método de Maza-Sánchez (1968).

- Evaluación del factor de corrección f_c que considera el ángulo de ataque de la corriente

TABLA N° 17: Factor de corrección f_c . Método de Maza-Sánchez

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1.0	1.25	1.40	1.45

- Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente, Fr^2

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s}$$

Donde:

H_s : Profundidad del agua hacia aguas arriba del pilar antes de la socavación local

V : Velocidad media de la corriente frente al pilar

$$V = \frac{\propto h_m^{5/3}}{H_0}$$

- Calculo de la relación H_s/a'
 a' : ancho proyectado de la pila sobre un plano normal a la dirección de la corriente.
- Calculo de la profundidad de socavación.

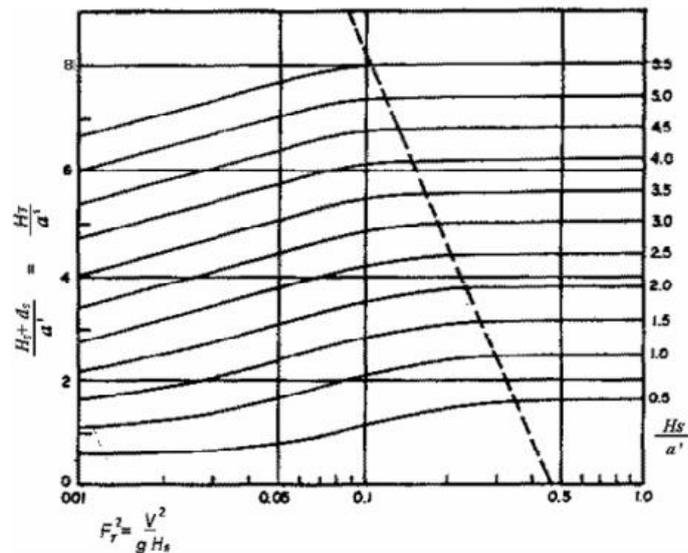
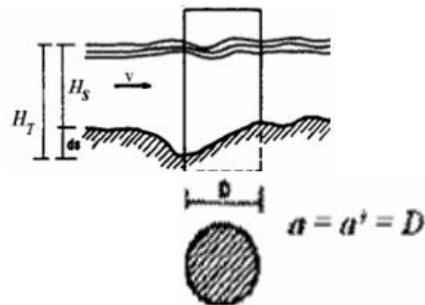
$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s}$$

Con el número de Froude se entra a las abscisas de la gráfica hasta interpolar la curva de H_s/a' y se lee en las ordenadas el valor de H_T/a' el cual se despeja el valor de d_s .

$$d_s = H_T - H_s$$

H_T = profundidad de socavación medida desde la superficie del agua.

d_s = profundidad de socavación medida desde el lecho del cauce.



CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H _s)				
METODO DE LL. LIST VAN LEVEDIEV				
Suelos Granulares - No Cohesivos				
$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$(1)				
Suelos Cohesivos				
$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.60 \gamma_s^{1.18} \beta))^{1/(x+1)}$(2)				
Donde:				
t_s = Tirante despues de producirse la socavacion (m)				
t = Tirante sin socavacion (m)				
$t = 2.8$ m				
D_m = Diametro Medio de las particulas (mm)				
$D_m = 0.25$ mm				
γ_s = Peso Especifico suelo (Kg/m3)				
μ = Coeficiente de Contraccion				
α = Coeficiente >>>>>				
$\alpha = Q / (t_m^{5/3} B \mu)$				
Tirante medio (t_m) = A/B	Q (Caudal de Diseño)	Coeficiente de Contraccion (μ) Tabla N° 01	Ancho Estable	α
$t_m = 2.40$	339.97	$\mu = 0.97$	B = 100.00	0.81

1. Perfil antes de la erosión

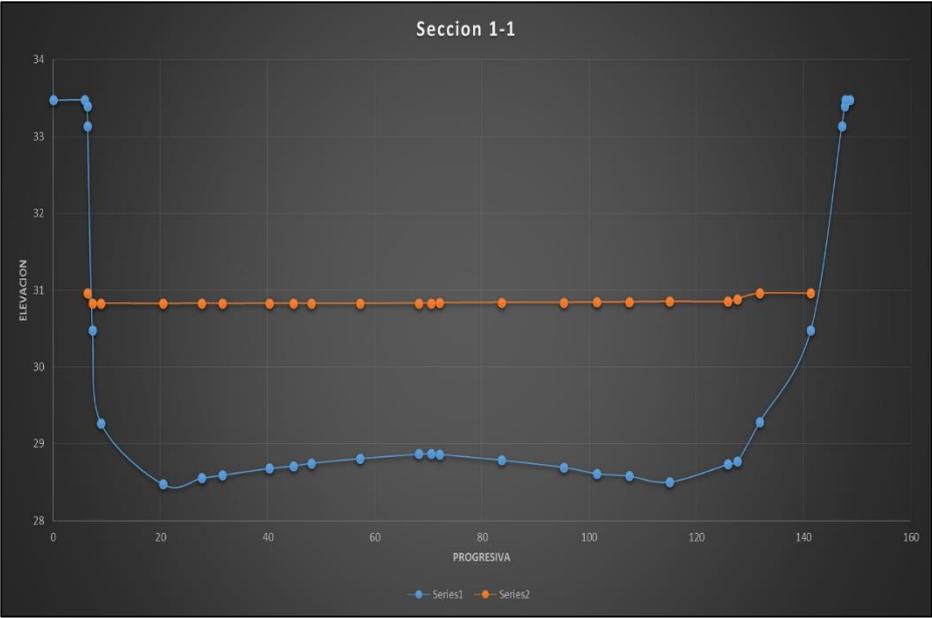
2. Perfil de equilibrio tras la erosión

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION PARA SUELOS NO COHESIVO(1) :

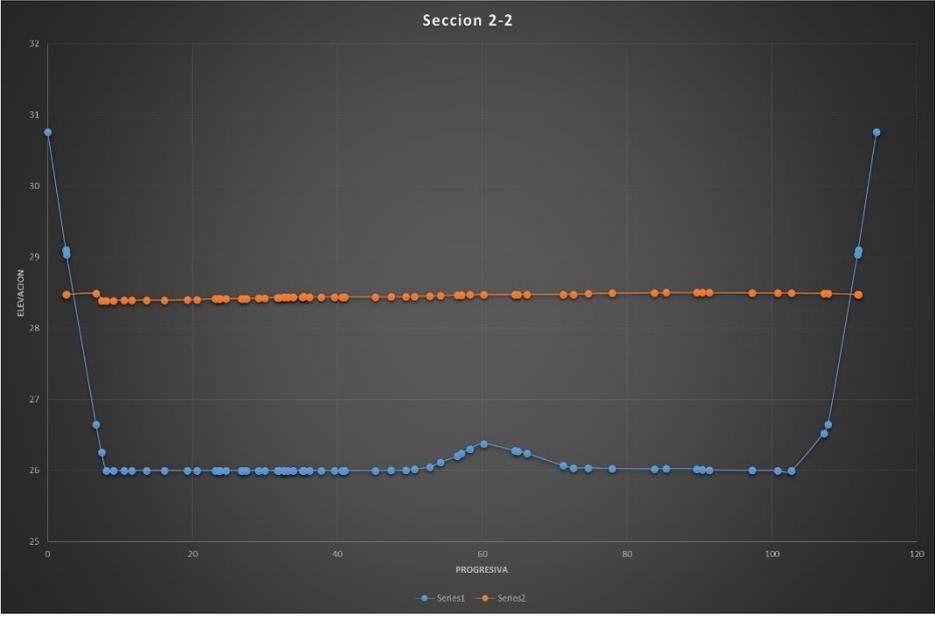
X : Exponente que depende de : D _m para suelos Granulares No Cohesivos y γ_s para suelos cohesivos. >>>>> TABLA N° 03		Coeficiente por Tiempo de Retorno : β (Tabla N° 04)	TIRANTE DE SOCAVACION SUELOS GRANULARES - NO COHESIVOS
X (Tabla N° 03)	$1/x+1$		$t_s = ((\alpha t^{5/3}) / (0.68 D_m^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$
x = 0.34	0.75	$\beta = 0.97$	$t_s = 5.66$ m

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (H _s)	
H _s	= t _s - t
H _s	= 2.86 m

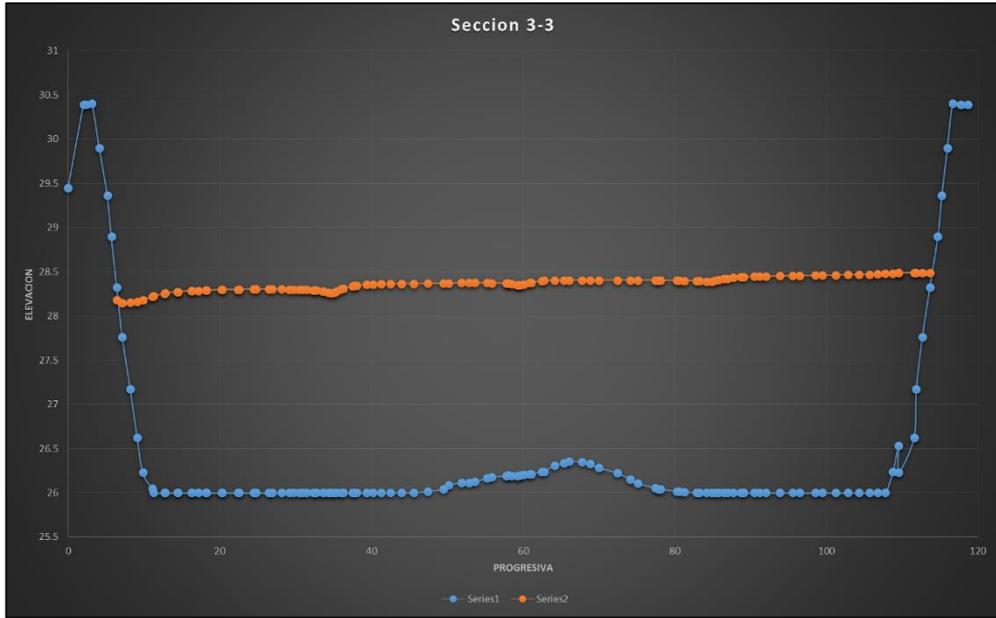
Socavaciones que genera socavación



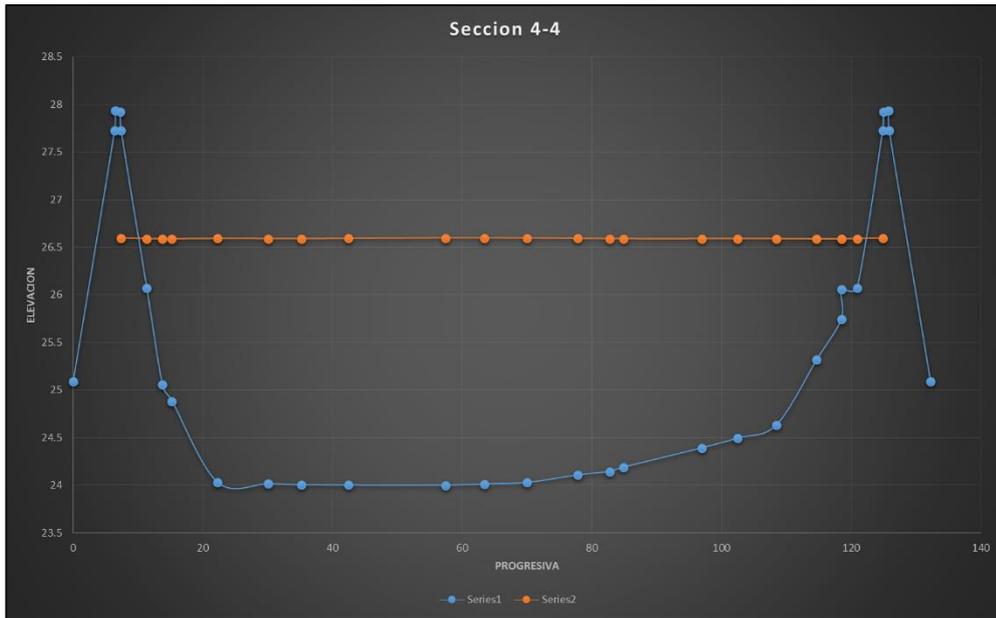
SECCION 1 - 1



SECCION 2 - 2



SECCION 3 - 3



SECCION 4 - 4

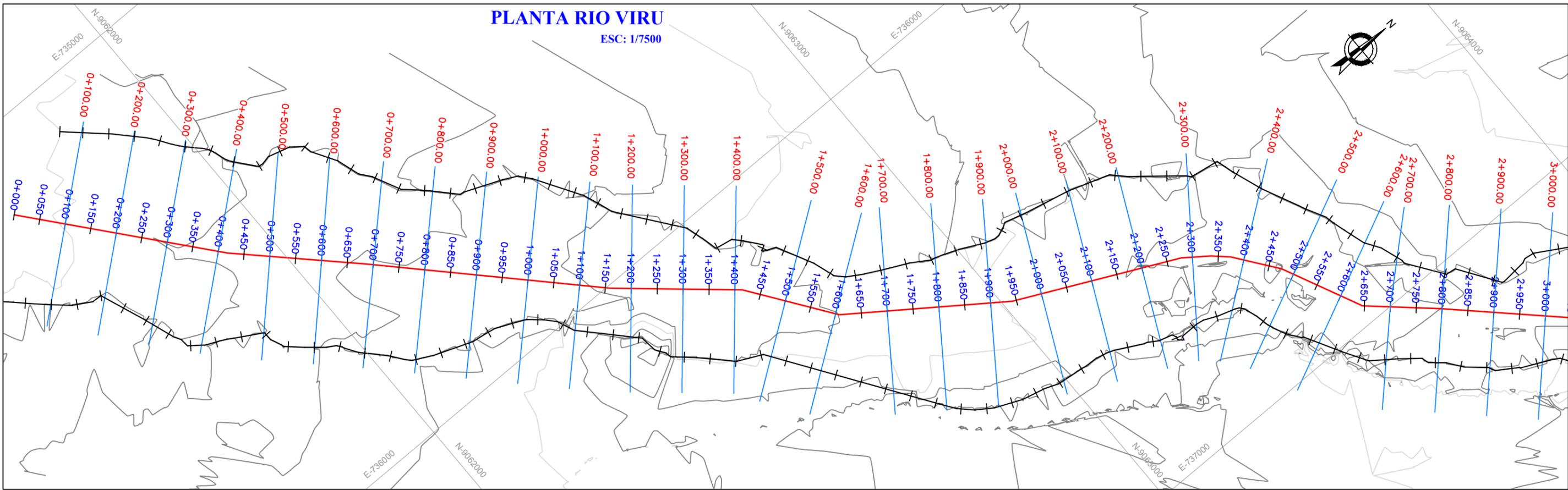
ANEXO D

PLANOS GENERALES

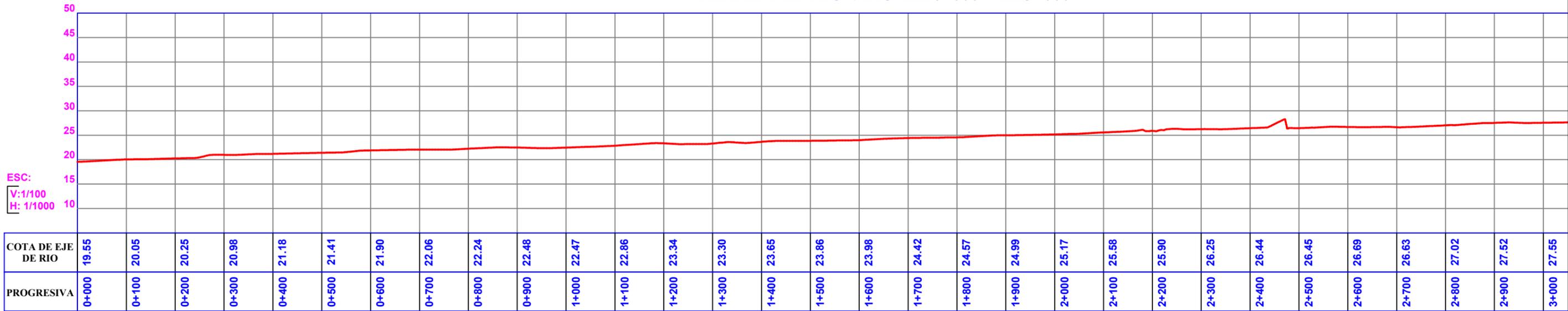
- ✓ **TG- 01**
- ✓ **PG – 01**
- ✓ **ST – 01**
- ✓ **ST – 02**
- ✓ **ST – 03**

PLANTA RIO VIRU

ESC: 1/7500



PERFIL DEL RIO VIRU km 0+000 - km3+000



ESC:
V: 1/100
H: 1/1000



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO

AUTORES:
Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS
Br. MONZON DE LA CRUZ, JOSE ARTEMIO

ASESOR:
MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAES ARANDA

PROYECTO: "INFLUENCIAS DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DE FONDO SOBRE EL TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUSE DEL RIO VIRU EN SU PROCESO MORFODINAMICO"

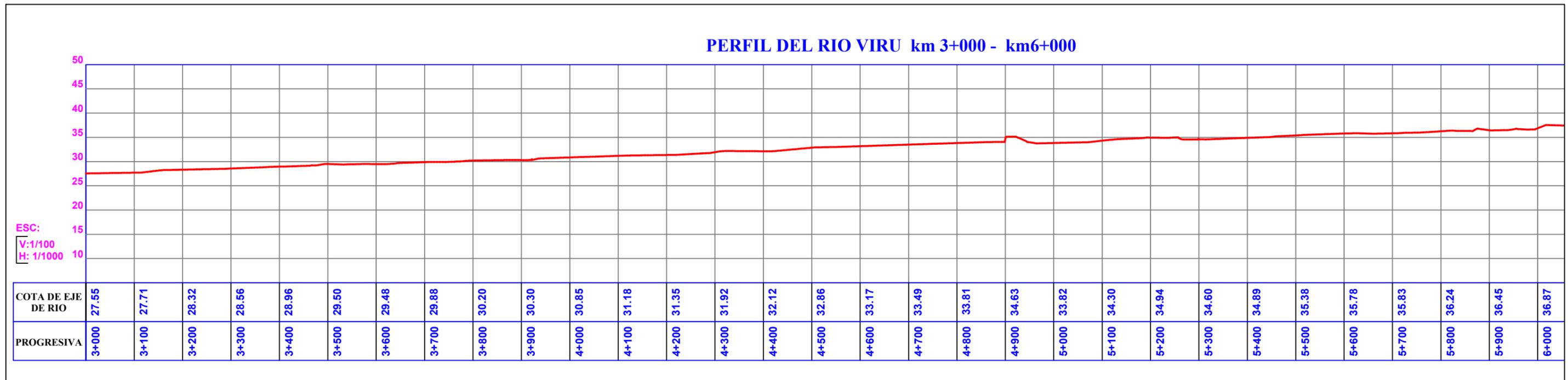
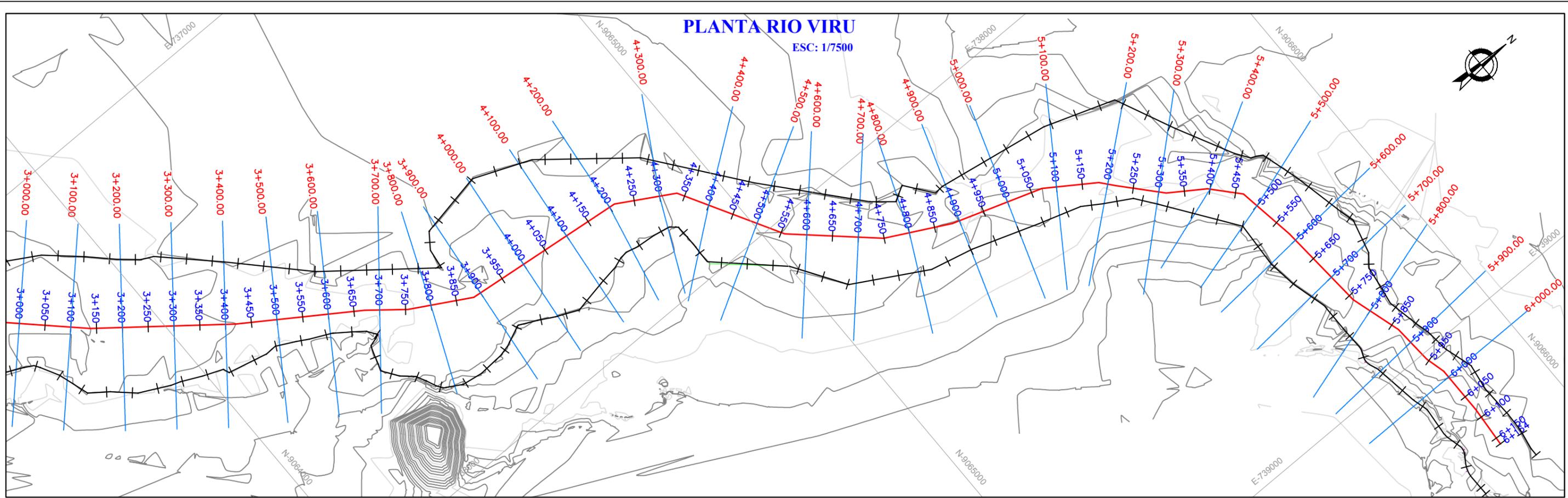
PLANO: **TOPOGRAFICO - PERFIL LONGITUDINAL**
(km 0+000 - km 3+000)

UBICACION: LA ALAMEDA-DISTRITO VIRU-PROVINCIA DE VIRU-LA LIBERTAD

ESCALA: INDICADA FECHA: SETIEMBRE 2017

LÁMINA :

T-01

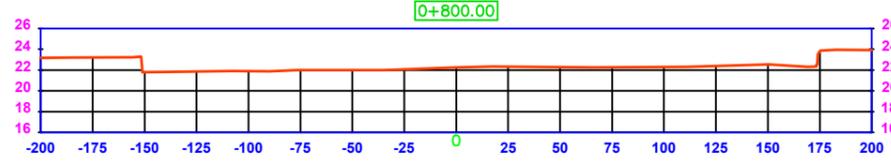
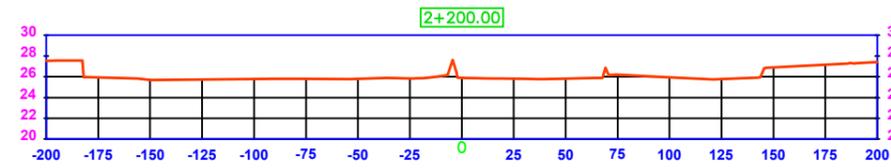
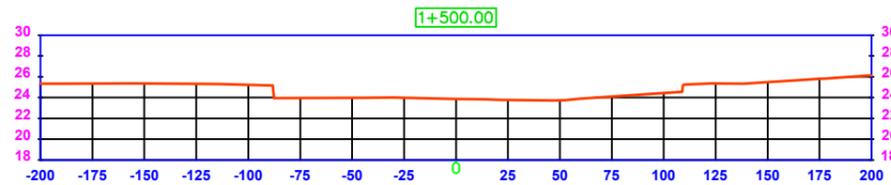
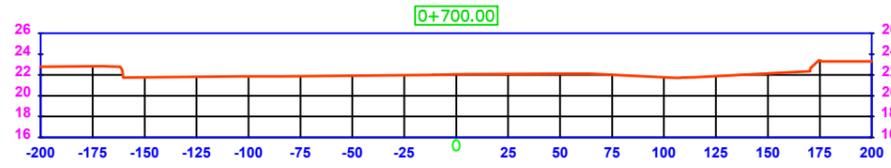
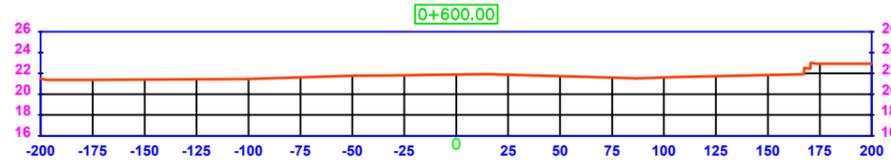
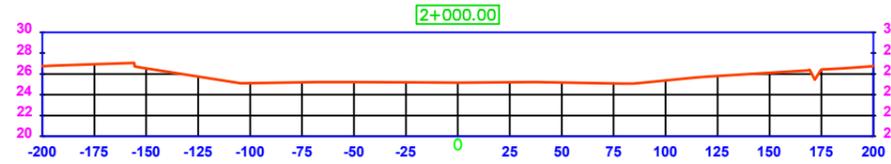
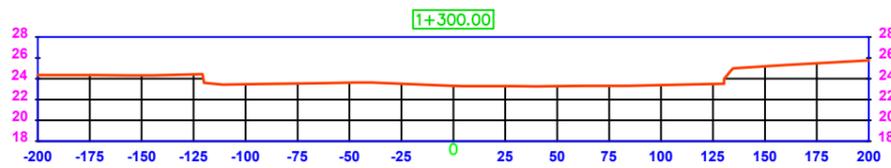
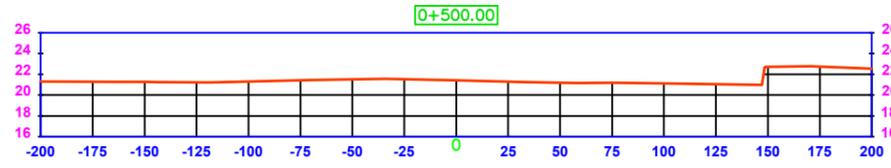
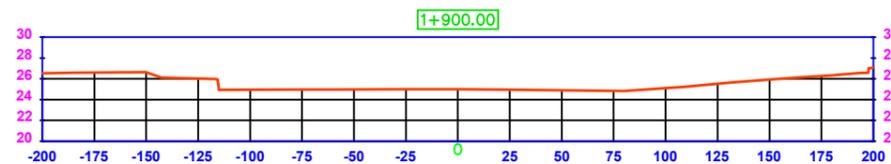
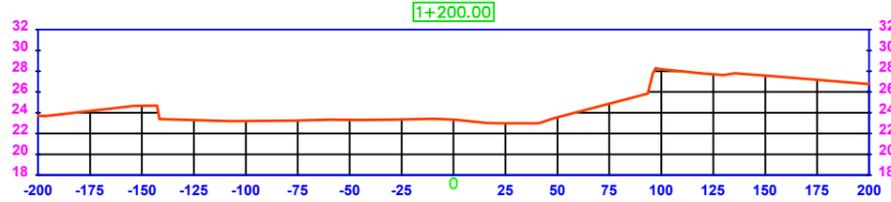
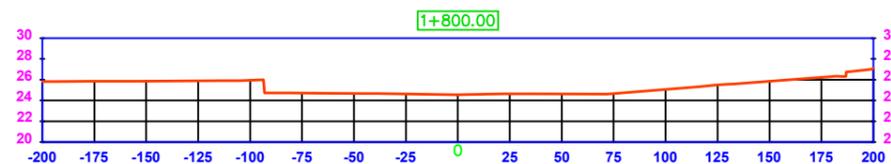
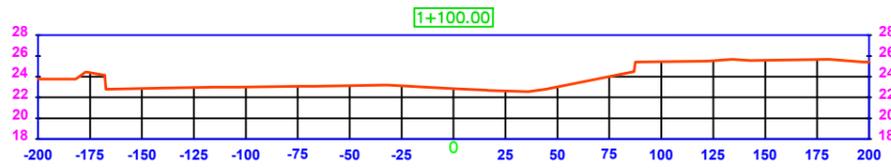
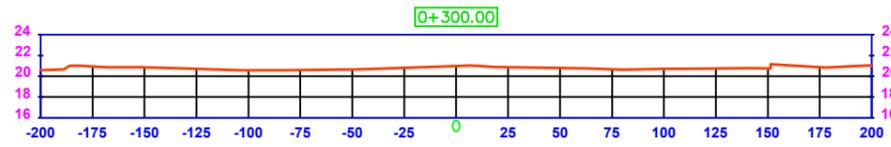
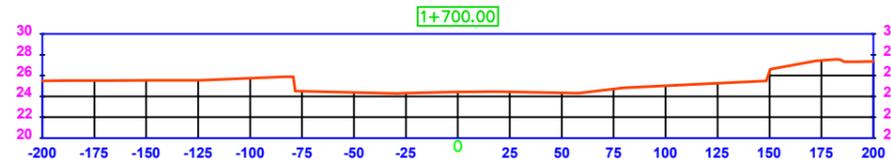
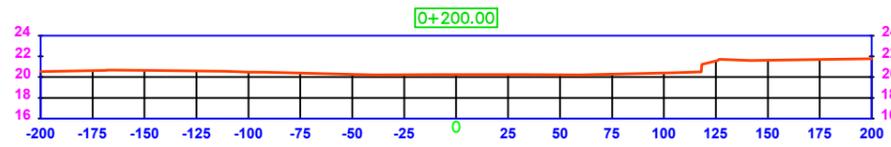
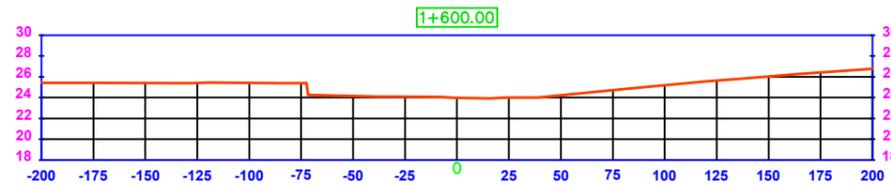
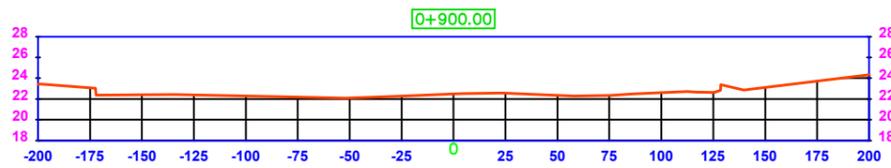
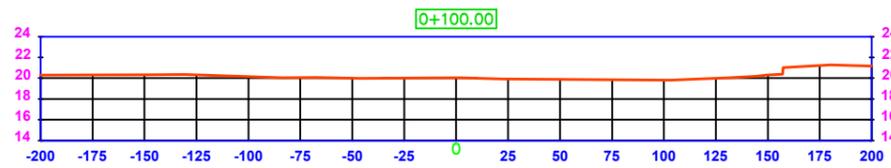




UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO

LÁMINA : **T-02**

AUTORES: Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS Br. MONZON DE LA CRUZ, JOSE ARTEMIO		PROYECTO: "INFLUENCIAS DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DE FONDO SOBRE EL TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUSE DEL RIO VIRU EN SU PROCESO MORFODINAMICO"	
ABESOR: MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAES ARANDA		PLANO : TOPOGRAFICO - PERFIL LONGITUDINAL (km 3+000 - km 6+000)	
UBICACION : LA ALAMEDA-DISTRITO VIRU-PROVINCIA DE VIRU-LA LIBERTAD		FECHA : SEPTIEMBRE 2017	
ESCALA : INDICADA		TOPOGRAFO:	



ESCALA: V: 1/200
H: 1/1000

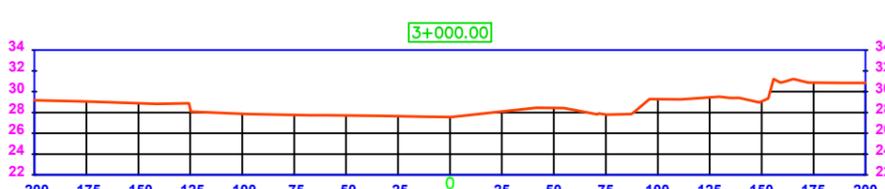
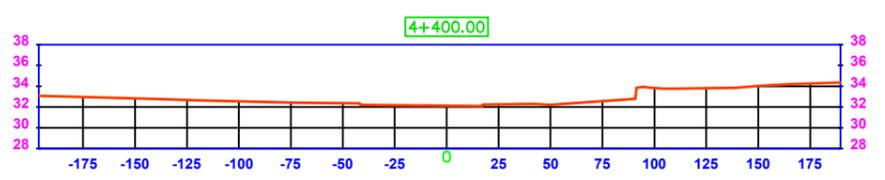
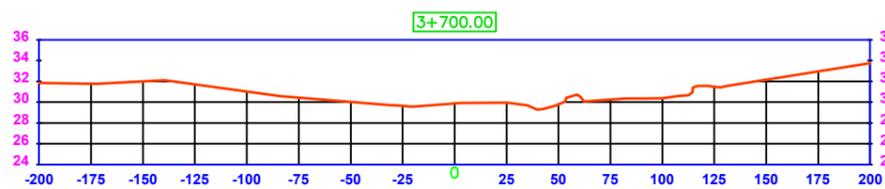
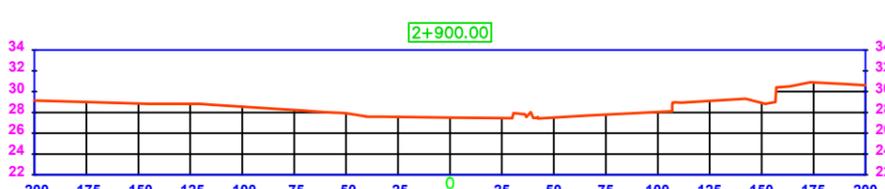
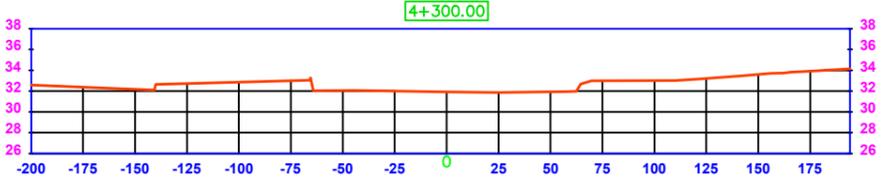
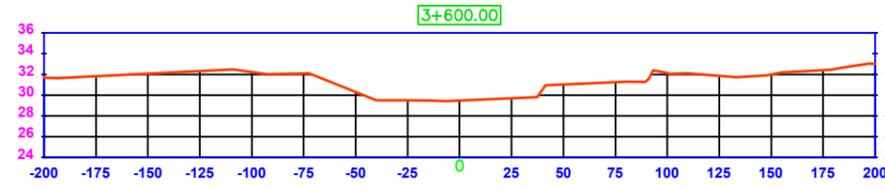
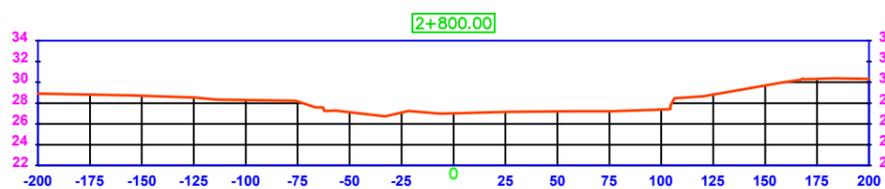
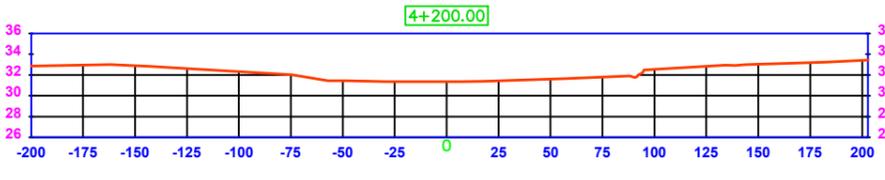
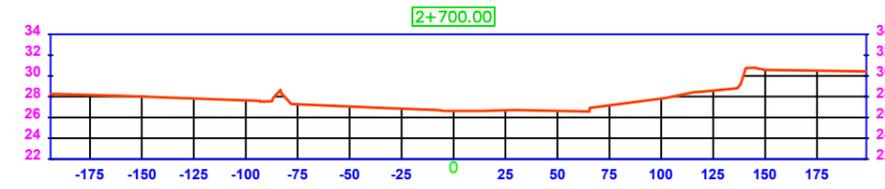
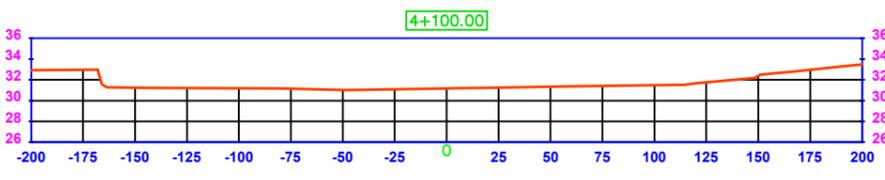
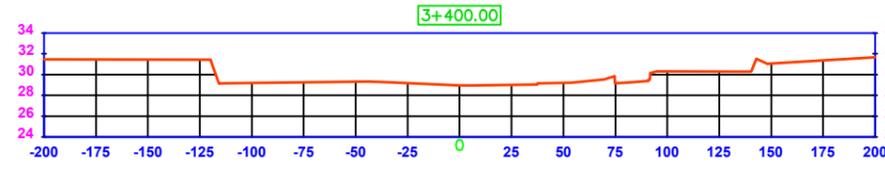
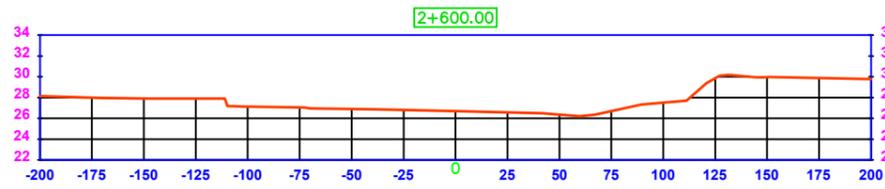
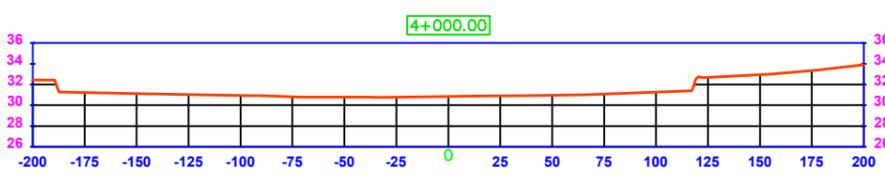
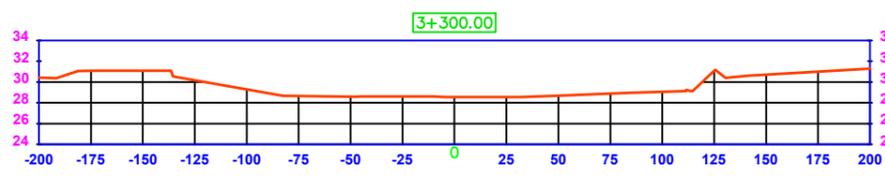
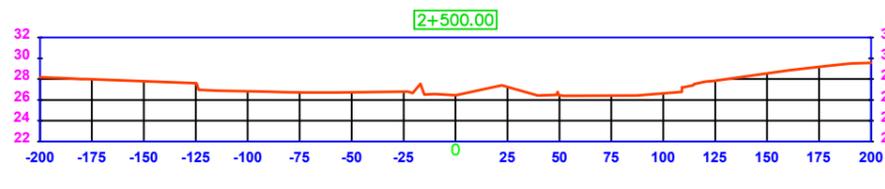
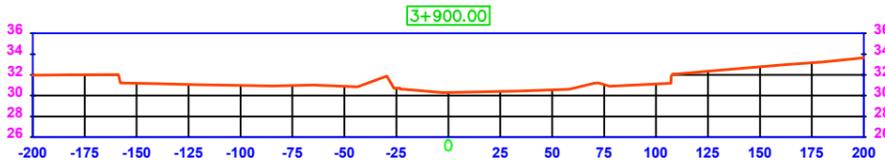
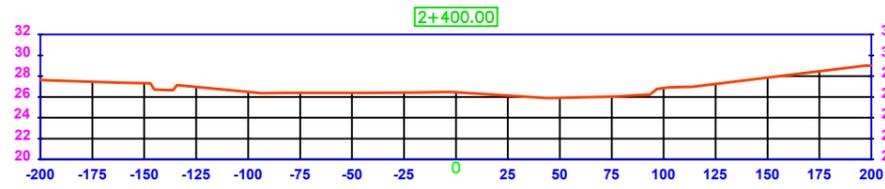
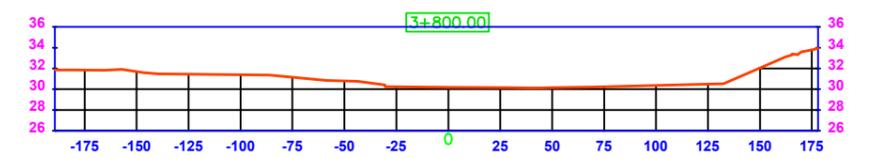
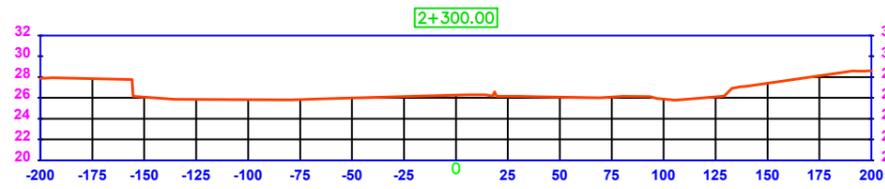


UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO

AUTORES:
Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS
Br. MONZON DE LA CRUZ, JOSE ARTEMIO
ASESOR:
MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAES ARANDA

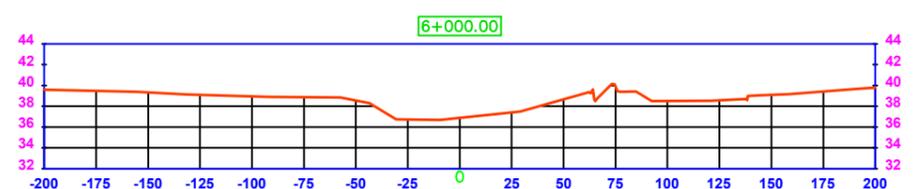
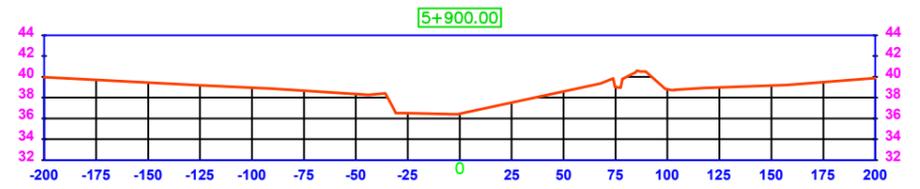
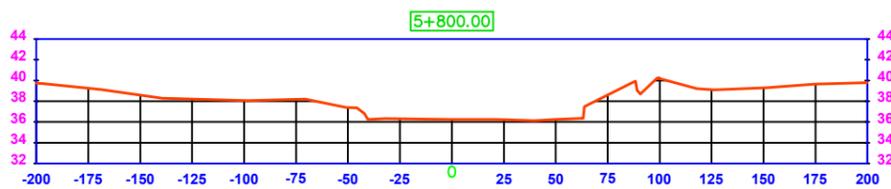
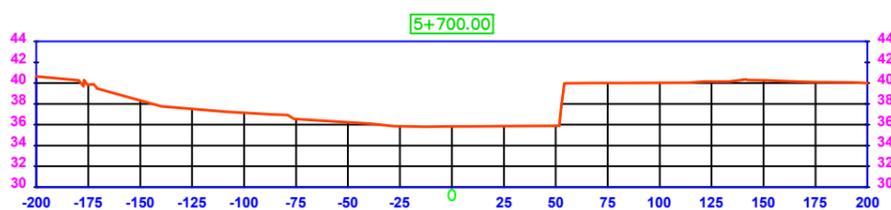
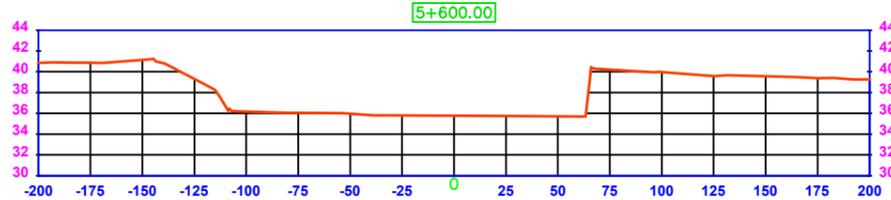
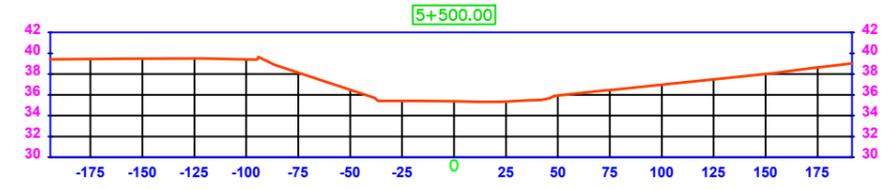
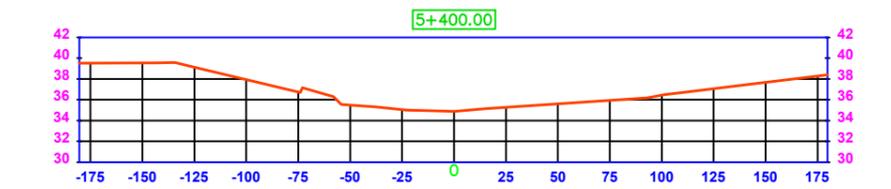
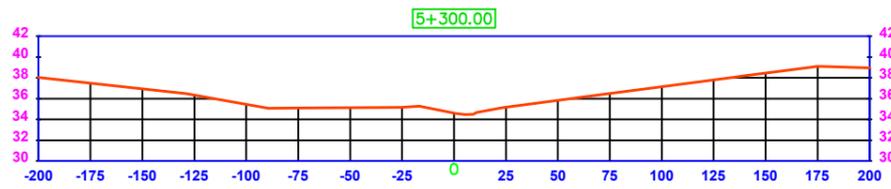
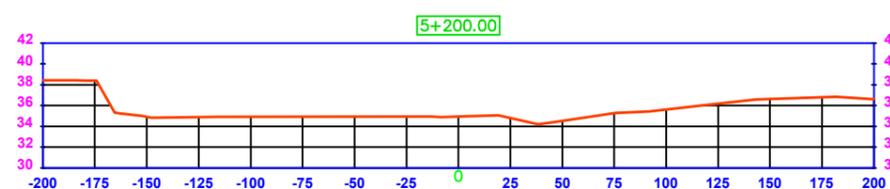
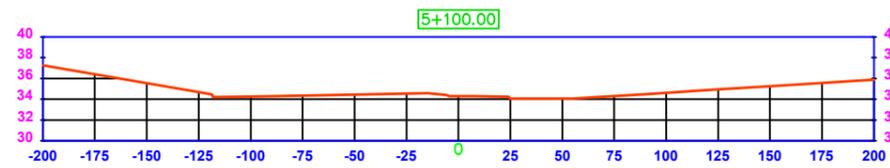
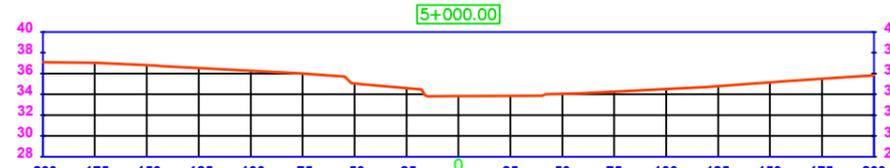
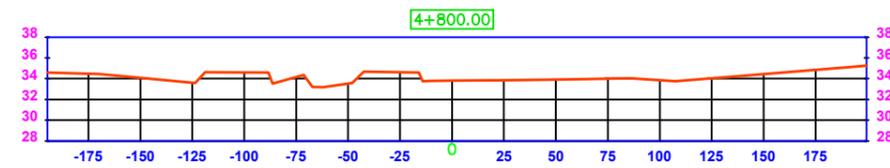
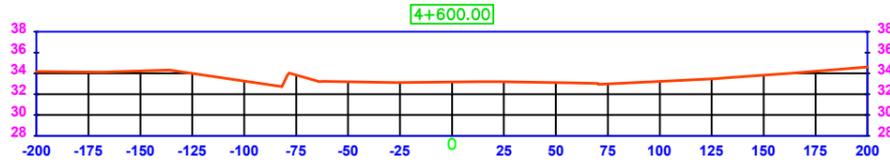
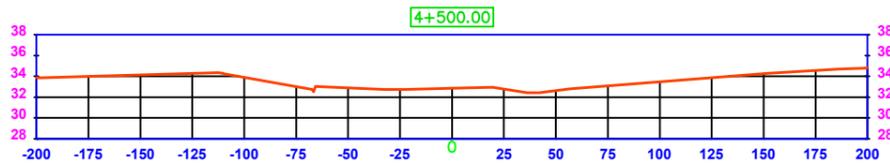
PROYECTO: "INFLUENCIAS DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DE FONDO SOBRE EL TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUSE DEL RIO VIRU EN SU PROCESO MORFODINAMICO"			
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES (km 0+000 - km 2+200)			
TOPOGRAFO:	UBICACION:	LA ALAMEDA-DISTRITO VIRU-PROVINCIA DE VIRU-LA LIBERTAD	
	ESCALA:	INDICADA	FECHA: SETIEMBRE 2017

LÁMINA:
ST-01

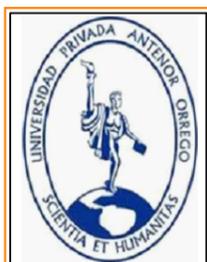


ESCALA: **V: 1/200**
H: 1/1000

	UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO		LÁMINA : ST-02
	AUTORES: Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS Br. MONZON DE LA CRUZ, JOSE ARTEMIO		PROYECTO: "INFLUENCIAS DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DE FONDO SOBRE EL TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUSE DEL RIO VIRU EN SU PROCESO MORFODINAMICO" PLANO : SECCIONES TRANSVERSALES (km 2+300 - km 4+400)
	ASESOR: MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAES ARANDA		
TOPOGRAFO:		UBICACION : LA ALAMEDA-DISTRITO VIRU-PROVINCIA DE VIRU-LA LIBERTAD ESCALA : INDICADA FECHA : SETIEMBRE 2017	



ESCALA: V: 1/200
H: 1/1000



UNIVERSIDAD PRIVADA ANTEOR ORREGO

AUTORES:
Br. CASIANO RUBIO, JORGE LUIS
Br. MONZON DE LA CRUZ, JOSE ARTEMIO
ASESOR:
MSC. ING. RICARDO ANDRES, NARVAES ARANDA

PROYECTO: "INFLUENCIAS DE ESTRUCTURAS DE ESTABILIZACION DE MATERIAL DE ARRASTRE Y CONTROL DE FONDO SOBRE EL TRAMO LA ALAMEDA - TOMABAL DEL CAUSE DEL RIO VIRU EN SU PROCESO MORFODINAMICO"			
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES (km 4+500 - km 3+000)			
UBICACION:	LA ALAMEDA-DISTRITO VIRU-PROVINCIA DE VIRU-LA LIBERTAD		
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	SEPTIEMBRE 2017

LÁMINA :

ST-03