

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA
MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERIA AGRÍCOLA



**“MODELACIÓN GEO-ESPACIAL Y PROPUESTA DE
ENCAUZAMIENTO PARA ZONAS VULNERABLES A LA
INUNDACIÓN – PUEBLO DE SAN MIGUEL - RIO CAÑETE-
CHOCOS - YAUYOS”**

Presentado por:

BACH. STEVEN WILLIAMS IBARRA VERA

**TRABAJO ACADÉMICO PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

Lima – Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“MODELACIÓN GEO-ESPACIAL Y PROPUESTA DE
ENCAUZAMIENTO PARA ZONAS VULNERABLES A LA
INUNDACIÓN – PUEBLO DE SAN MIGUEL - RIO CAÑETE-
CHOCOS - YAUYOS”**

TRABAJO ACADÉMICO PARA OPTAR EL TITULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

BACH. STEVEN WILLIAMS IBARRA VERA

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. NÉSTOR MONTALVO ARQUIÑIGO
Presidente

Ing. HERMES ALBERTO VALDIVIA ASPILCUETA
Miembro

Mestre. JORGE LUIS DÍAZ RIMANACHIN
Miembro

Mg. Sc. TERESA OLINDA VELÁSQUEZ BEJARANO
Asesor

Ing. DOMINGO MARCELO PORTUGUEZ MAURTUA
Co-asesor

LIMA – PERU

2019

DEDICATORIA

A mis padres, Herminio y Rosario, por ser mi ejemplo de lucha y superación constante en la vida; por brindarme su apoyo incondicional en el aspecto familiar y académico. A mis Hermanos Yimmy y Juan, por la confianza y la colaboración permanente entre nosotros. A mi esposa Gabriela y mi pequeño Ostin, quienes son mi respaldo e inspiración.

AGRADECIMIENTO

- A mis compañeros de estudio, con quienes compartimos muchas experiencias en las aulas y en el campo, que de alguna manera colaboraron con la realización de la presente investigación.
- A mis asesores la Mg. Sc. Teresa Olinda Velásquez Bejarano y al Ing. Domingo Marcelo Portuguez Maurtua; quienes fueron los guías del presente trabajo, a quienes estoy muy agradecido por las enseñanzas transmitidas y el tiempo invertido.
- A mis compañeros de trabajo, por la comprensión y el apoyo permanente entre nosotros.

INDICE

INDICE.....	I
INDICE DE TABLAS.....	IV
INDICE DE FIGURAS	VII
ANEXOS.....	IX
RESUMEN.....	1
I. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. OBJETIVO GENERAL	3
II. REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1. HIDROLOGÍA	4
2.2. CUENCA.....	4
2.3. CARACTERISTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICA	4
2.4. CONCEPTO DE SISTEMA.....	6
2.5. PRECIPITACION	7
2.6. INFILTRACIÓN	9
2.7. ESCORRENTÍA.....	10
2.8. HIDROGRAMA.....	16
2.9. ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS.....	25
2.10. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES EXTREMOS	28
2.11. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE.....	34
2.12. SOFTWARE HydroEsta	36
2.13. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG).....	37
2.14. SOFTWARE HEC-HMS.....	40
2.15. SOFTWARE HEC-GeoHMS	45

2.16.	SOFTWARE HEC RAS.....	46
2.17.	SOFTWARE HEC-GeoRAS.....	48
2.18.	FAJA MARGINAL.....	48
2.19.	LLANURAS DE INUNDACIÓN.....	50
2.20.	TRÁNSITO DE AVENIDAS.....	50
2.21.	EROSIÓN.....	51
2.22.	SOCAVACIÓN.....	52
2.23.	CORRIENTE DEL RÍO.....	61
2.24.	NÚMERO DE FROUDE.....	61
2.25.	NÚMERO DE MANNING.....	63
2.26.	ENCAUZAMIENTO.....	66
2.27.	DETERMINACIÓN DEL ANCHO DEL CAUCE ESTABLE.....	66
2.28.	OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DEFENSAS RIBEREÑAS.....	68
2.29.	GAVIONES.....	72
2.30.	ESPIGONES.....	76
2.31.	DATOS PARA LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE GAVIONES.....	82
2.32.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	82
2.33.	SOFTWARE PIRKA 2.....	86
III.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	90
3.1.	UBICACIÓN.....	90
3.2.	MATERIALES.....	92
3.3.	INFORMACIÓN BASICA.....	92
3.4.	ESQUEMA METODOLÓGICO.....	98
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	115
4.1.	PERIODO DE RETORNO.....	115

4.2.	PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS PARA LOS PR 25 Y 50 AÑOS	115
4.3.	ESTACION DE AFORO SOCSI	116
4.4.	MODELACIÓN HIDROLÓGICA	117
4.5.	MODELACIÓN HIDRAULICA	128
4.6.	PROPUESTA DE ENCAUZAMIENTO PARA PR 50 AÑOS	137
V.	CONCLUSIONES.....	151
VI.	RECOMENDACIONES	153
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154
VIII.	ANEXOS.....	157

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Distribución de lluvia SCS	9
Tabla 2: Antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.....	14
Tabla 3: Valor de la curva número según el uso de la tierra y grupo de suelo.....	15
Tabla 4: Valores del periodo de retorno (T) asociados al riesgo (R)	27
Tabla 5: Periodo de retorno en función de la zona por proteger.	28
Tabla 6: Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov	35
Tabla 7: Descripción de los elementos hidrológicos	41
Tabla 8: Métodos de cálculo para subcuenca	42
Tabla 9: Descripción de los métodos incluidos en el modelo meteorológico	44
Tabla 10: Componentes de los datos de entrada.....	45
Tabla 11: Coeficiente de contracción “ μ ”	58
Tabla 12: Valor del coeficiente β	59
Tabla 13: Valores de "x" y " $1/(1+x)$ " para suelos no cohesivos	60
Tabla 14: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad con la fórmula de Cowan	64
Tabla 15: Valores del coeficiente de rugosidad n.....	65
Tabla 16: Valores de α	67
Tabla 17: Medidas recomendadas para el gavión tipo caja.	73
Tabla 18: Dimensiones estándar del gavión tipo saco.....	74
Tabla 19: Dimensiones estándar del colchón Reno.....	75
Tabla 20: Cargas admisibles para diferentes suelos	86
Tabla 21: Descargas máximas anuales del río cañete registradas en la estación Sosci..	94
Tabla 22: Precipitación máxima anual 24 horas de nueve estaciones - 1.....	95
Tabla 23: Precipitación máxima anual 24 horas de nueve estaciones - 2.....	96
Tabla 24: Periodo de retorno según la vida útil de la estructura	99
Tabla 25: Distribuciones Estadísticas.....	100
Tabla 26: Propiedades de la roca de relleno	112
Tabla 27: Propiedades de los suelos	113
Tabla 28: Cargas Muertas.....	113

Tabla 29: Cargas vivas	113
Tabla 30: Cuadro resumen de las estaciones con su respectiva distribución	115
Tabla 31: Coordenadas UTM de las estaciones	116
Tabla 32: Análisis estadístico de la estación de aforo	116
Tabla 33: Caudal proyectado de la estación de aforo Socsi	117
Tabla 34: Precipitación máxima de las estaciones ficticias en cada subcuenca.....	120
Tabla 35: Hietograma SCS Acumulado – intervalos de media hora.....	120
Tabla 36: Hietograma Acumulado para 25 años.	121
Tabla 37: Hietograma Acumulado para 50 años	121
Tabla 38: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 25 años.	122
Tabla 39: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 50 años.	124
Tabla 40: Calibración del modelo y caudal de diseño en la zona de estudio.	127
Tabla 41: Valor de “n” de Manning y las condiciones de contorno.....	129
Tabla 42: Resultados del modelo hidráulico HEC-RAS para el PR 25 años	131
Tabla 43: Resultados del modelo hidráulico HEC-RAS para el PR 50 años	133
Tabla 44: Resultados de la socavación por el método de Lichtvan-Lebediev.....	138
Tabla 45: Velocidades de erosión críticas para gravas y bloques.	141
Tabla 46: Altura de Diseño de Espigones	144
Tabla 47: Medidas del espigón.....	144
Tabla 48: Altura de diseño del muro, ancho de base y tipos de muro.....	145
Tabla 49: Análisis de estabilidad del espigón tipo 1 y 4.	146
Tabla 50: Análisis de estabilidad del espigón tipo 2 y 3.	146
Tabla 51: Análisis de estabilidad del muro tipo 1	147
Tabla 52: Análisis de estabilidad del muro tipo 2.	148
Tabla 53: Análisis de estabilidad del muro tipo 3	148
Tabla 54: Análisis de estabilidad del muro tipo 4.	149
Tabla 55: Ajuste de una estación a una distribución con parámetros ordinarios	157
Tabla 56: Ajuste de una estación a una distribución con momentos lineales.....	157
Tabla 57: Selección de la distribución que mejor se ajusta con parámetros ordinarios	158
Tabla 58: Selección de la distribución que mejor se ajusta con momentos lineales	159
Tabla 59: Precipitación para el PR 25 años con parámetros ordinarios	160
Tabla 60: Precipitación para el PR 50 años con parámetros ordinarios	161

Tabla 61: Precipitación para el PR 25 años con momentos lineales	162
Tabla 62: Precipitación para el PR 50 años con momentos lineales	163
Tabla 63: Precipitación máxima 24 horas para cada estación con PR 25 y 50 años.	164
Tabla 64: Resultado del análisis de estabilidad para los Espigones Tipo 1 y 4 con agua	165
Tabla 65: Resultado del análisis de estabilidad para los Espigones Tipo 1 y 4 sin agua	165
Tabla 66: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 1 con agua	166
Tabla 67: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 1 sin agua.....	166
Tabla 68: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 2 con agua	167
Tabla 69: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 2 sin agua.....	167
Tabla 70: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 3 con agua	168
Tabla 71: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 3 sin agua.....	168
Tabla 72: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 4 con agua	169
Tabla 73: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 4 con agua	169

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: hietograma característico de una tormenta.....	8
Figura 2: Variables usadas en el método SCS.....	12
Figura 3: Gráfico de la curva número CN.....	13
Figura 4: Hidrograma anual.....	16
Figura 5: Hidrograma de una tormenta.....	17
Figura 6: Cálculo del caudal base con el método del tiempo fijo.....	18
Figura 7: Tiempo de retardo o retraso “Tr”.....	19
Figura 8: Hidrograma unitario triangular.....	22
Figura 9: Hidrograma adimensional del SCS.....	25
Figura 10: Curva de costo Global.....	26
Figura 11: Balanza de Lane.....	54
Figura 12: Distribución de la Velocidad.....	61
Figura 13: Representación básica de un muro de gravedad con gaviones.....	69
Figura 14: Gavión tipo caja.....	73
Figura 15: Gavión tipo saco.....	74
Figura 16: Gavión tipo colchón.....	75
Figura 17: Orientación de los espigones en contra y a favor de la corriente.....	77
Figura 18: Orientación del espigón normal.....	78
Figura 19: Asta simple.....	78
Figura 20: Cabeza de martillo.....	78
Figura 21: Bayoneta.....	79
Figura 22: Espigones que permiten el estrechamiento del cauce e incremento del calado.	81
Figura 23: Ubicación del lugar de estudio “San Miguel, Chocos, Yauyos”.....	91
Figura 24: Curva de un radio y curva con dos a más radios.....	106
Figura 25: Vista en planta de la dirección de los espigones.....	109
Figura 26: Vista en perfil del espigón.....	109
Figura 27: Vista en corte del colchón de un muro de gaviones.....	111
Figura 28: Vista en planta del espigón y el largo del colchón.....	111
Figura 29: Delimitación de la cuenca del río cañete a partir de la estación Sosci.....	118

Figura 30: Modelo del HEC-GeoHMS de la cuenca del rio Cañete	119
Figura 31: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 25 años.....	123
Figura 32: Hidrograma Adimensional SCS para el periodo de 50 años.....	125
Figura 33: Resultados de la modelación hidrológica para el PR 25 años.....	125
Figura 34: Modelo Hidrológico calibrado para el PR 25 años.....	126
Figura 35: Resultados de la modelación hidrológica para el PR 50 años.....	126
Figura 36: Modelo Hidrológico calibrado para el PR 50 años	127
Figura 37: Resultado de la aplicación HEC GeoRas pestaña RAS Geometry	128
Figura 38: Isométrico de la simulación hidráulica para el PR 25 años	130
Figura 39: Isométrico de la simulación hidráulica para el PR 50 años	130
Figura 40: Inundación para el periodo de retorno de 25 años	135
Figura 41: Profundidad (0.0 m - 3.515 m) azul más oscuro indica mayor profundidad.	136
Figura 42: Inundación para el periodo de retorno de 50 años	136
Figura 43: Profundidad (0.0 m - 3.825 m), azul más oscuro indica mayor profundidad.	137
Figura 44: Dimensiones del espigón para altura	144
Figura 45: Dimensiones del espigón.	145
Figura 46: Dimensiones del bloque central de los espigones	147
Figura 47: Dimensiones del bloque central de los muro	149
Figura 48: Sección del río donde se inicia el estudio	170
Figura 49: el flujo realiza un meandro suave	170
Figura 50: Se observa un incremento de la sección.....	171
Figura 51: cultivo de palta	171
Figura 52: Se observa bolonería y canto rodado apta para rellenar gaviones	172

ANEXOS

Anexo A: Precipitación máxima 24 horas y caudal para el periodo de retorno “PR” de 25 y 50 años.....	157
Anexo B: Resultados del análisis de estabilidad con el Software Pirka 2.....	165
Anexo C: Fotografías de la zona en estudio.....	170
Anexo D: Plano del modelo hidrológico del rio Cañete.....	173
Anexo E: Secciones transversales del modelo hidráulico para el P.R. de 25 años	175
Anexo F: Secciones transversales del modelo hidráulico para el P.R. de 50 años.....	180
Anexo G: Mapa de las zonas vulnerables a la inundación	185
Anexo H: Plano de la vista en planta de la zona en estudio.....	188
Anexo I: Plano de la propuesta de encauzamiento para espigones	190
Anexo J: Planos de la propuesta de encauzamiento para muro	193

RESUMEN

Hoy en día la modelación geoespacial facilita el análisis de un estudio de encauzamiento de un río, cuya obra hidráulica permite generar beneficios económicos y sociales a una determinada población. En el presente estudio se planteó el análisis para dos periodos de retorno de 25 y 50 años, se inició con el estudio estadístico de los datos de precipitación máxima 24 horas obtenidos en cada una de las estaciones de la cuenca del río Cañete, utilizando las distribuciones estadísticas del HidroEsta, logrando obtener la precipitaciones máximas para los dos periodos; en el modelo hidrológico se utilizó los modelos de precipitación neta SCS Curva Number, para escorrentía SCS Unit Hydrograph, no consideramos el caudal base y para el tránsito de avenidas se usó el método de Onda Cinemática; en la calibración del modelo hidrológico se usó los caudales de la estación de aforo de Socsi y con ello se obtuvo los caudales en la zona de estudio que resultaron 559.60 m³/s y 659.30 m³/s; con estos caudales se procedió a realizar el modelo hidráulico; partiendo de las características geométricas de la zona en estudio con el Hec GeoRAS, posteriormente en el HEC RAS se modeló hidráulicamente considerando una pendiente de río de 0.0094, un coeficiente de Manning de 0.055 para los márgenes y 0.050 para el eje del río, el modelo se realizó para flujo permanente y se simuló en régimen mixto. El resultado de la simulación hidráulica generó los mapas de inundación para los periodos analizados, por consiguiente, se identificó las zonas vulnerables a la inundación entre las progresivas 0+080 hasta 1+400 identificándose dos zonas, la primera entre la progresiva (0+080 a 0+640) y la segunda entre las progresivas (0+640 a 1+400). De acuerdo a las condiciones del lugar se realizó la propuesta con gaviones tipo caja, la primera zona inundada con una defensa discontinua de espigones, y para la segunda zona inundada con una defensa longitudinal continua el cual será un muro. El ancho de encauzamiento se definió con la fórmula de Altunin para material granular, el cual resultó un promedio de 83 metros; la socavación general se calculó con el método de Lichtvan Lebediev y para el presente análisis se consideró una socavación máxima de 1.50 m de profundidad. Por último, se realizó el análisis de estabilidad de las estructuras planteadas usando el método de la cuña, con el programa Pirka2.

Palabras clave: Cañete, modelación geoespacial, modelo hidrológico, modelo hidráulico, inundación, encauzamiento.

I. INTRODUCCIÓN

La cuenca hidrográfica es un área limitada el cual cuenta con un único sistema de drenaje natural, las precipitaciones intensas que recaen en ella generan una infiltración y escorrentía, esta última provoca el flujo de caudales acumulados que transita por el cauce de los ríos; un río es un sistema dinámico con un flujo bifásico de agua y sedimentos que transita por un cauce como resultado de los diferentes procesos físicos que tiene lugar dentro de la cuenca. Es típico observar en los ríos de la costa del país, la presencia de periodos estacionales de estiaje y crecidas marcadamente diferenciadas, el primero de comportamiento estable que se traduce en el movimiento agua y pequeñas cantidades de sedimento en equilibrio; y el segundo es de predominancia inestable que se traduce en un incremento súbito de la magnitud de las descargas acompañado de un proceso intenso de erosión, transporte y deposición de sedimentos. En consecuencia la variabilidad de las descargas de los ríos costeros, están relacionados con el comportamiento hidrológico de la cuenca, definido por la presencia de dos periodos estacionales, el primero húmedo de intensas precipitaciones y el segundo seco de escasas o nula precipitación, siendo el húmedo el periodo donde se registra más crecidas que dan lugar a frecuentes desbordes y consecuentemente inundaciones que se traducen en la mayoría de los casos en desastres catastróficos para el agricultor, pérdida de los sembríos y económicas e incluso de vidas humanas.

Para minimizar las cuantiosas pérdidas económicas que ocasionan las crecidas ordinarias de los ríos se requiere de un adecuado manejo integral de cuencas hidrográficas, que implique entre otros aspectos, la construcción de embalses de regulación estacional o regulación de excedentes de agua que producen durante los periodos lluviosos, la recuperación y reforestación de los suelos degradados en la parte alta y media de la cuenca, la recuperación de las condiciones hidráulicas de drenajes de los ríos, la recuperación y tratamiento de las riberas o márgenes de los ríos, medidas que podrían contribuir con estabilizar sus cauces y por lo tanto reducir los riesgos de desastres naturales que ocasionan la crecidas tanto ordinarias como extraordinarias.

Es importante entonces realizar un plan de protección con defensas ribereñas de las zonas neurálgicas para mitigar el impacto, y poder salvaguardar la producción agrícola y población aledaña a los ríos. Las defensas ribereñas mitigan la erosión de la ribera de los ríos, además realizan el encauzamiento del río pudiendo posibilitar una ampliación de la frontera agrícola para un mayor uso del suelo fértil de los valles costeros e interandinos.

La investigación se realizara en el río Cañete zona que pertenece al poblado de San Miguel, distrito de Chocos, provincia de Yauyos en el departamento de Lima; donde la faja marginal en años anteriores ha sufrido desbordes e inundaciones que afectaron los sembríos aledaños principalmente frutales, estos daños ocurren en la temporada húmeda de la cuenca en los meses de diciembre a marzo por ello las autoridades competentes están en la implementación de planes de prevención de desastres, de esta manera el manejo de cuencas debe tener un enfoque fundamental en la reducción de esta vulnerabilidad, principalmente asociada a fenómenos hidro-climáticos (inundaciones, deslizamientos, avalanchas, etc.).

1.1. OBJETIVO GENERAL

Ubicar geo-espacialmente y proponer un encauzamiento para las zonas vulnerables a la inundación del Pueblo de San Miguel, Río cañete, distrito de Chocos, provincia de Yauyos en el departamento de Lima.

1.1.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las descargas máximas para los periodos de retorno de 25 y 50 años en la zona de estudio.
- Modelar hidráulicamente el sector en estudio del río Cañete.
- Identificar las zonas vulnerables a la inundación del sector en estudio del río Cañete aplicando el Sistemas de Información Geográfica (SIG).
- Proponer el encauzamiento del río en el lugar afectado por la inundación.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

1.1. HIDROLOGÍA

La hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente (Villón, 2011).

Es la ciencia dedicada al estudio del agua que trata en la tierra, su ocurrencia, circulación y distribución, sus propiedades químicas, físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo su relación con los seres vivos. El dominio de la hidrología abarca toda la historia de la vida del agua en la tierra (Aparicio, 1992).

Esta relación del agua sobre los seres vivos incluye el movimiento sobre y debajo de la superficie de la tierra, incluyendo sus procesos químicos, físicos y biológicos que tiene lugar a lo largo de su trayectoria (Chow, 1994).

1.2. CUENCA

La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido (Villón, 2011).

Una cuenca hidrográfica es un área definida topográficamente, drenada por un curso de agua o un sistema conectado de cursos de agua, tal que todo el caudal efluente es descargado a través de una salida simple (Monsalve, 1995).

1.3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE UNA CUENCA HIDROGRÁFICA

Estas características dependen de la morfología (forma, relieve, red de drenaje, etc), los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, etc. Estos elementos físicos Proporcionan la más conveniente posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico.

1.3.1. ÁREA DE DRENAJE

Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica.

1.3.2. FORMA DE LA CUENCA

Esta característica es importante pues se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya a la sección de la corriente en estudio, o, en otras palabras, el tiempo que le toma a una gota de agua recorrer desde los límites de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma.

a. Índice o factor de forma de una cuenca

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir:

$$F = \frac{\text{Ancho}}{\text{Longitud}} = \frac{B}{L}$$

Si una cuenca tiene un F mayor que otra, existe una mayor posibilidad de tener una tormenta intensa simultánea, sobre toda la extensión de la cuenca.

Por el contrario, si una cuenca tiene F menor que la otra, esta tendrá una menor tendencia a concentrar las intensidades de lluvias.

b. Índice de compacidad o de Gravelius

Expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$K = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual área}} = \frac{P}{P_0}$$

$$k = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

El índice de compacidad, trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. Si K=1, la cuenca será de forma circular; por lo general, para cuencas alargadas se espera que K sea mayor a 1. Las cuencas de forma alargada, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río (Villón, 2011).

1.3.3. SISTEMA DE DRENAJE

Está constituido por el río principal y sus tributarios.

a. Orden de las corrientes de agua

Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.

- Corrientes de primer orden: Pequeños canales que no tienen tributarios.
- Corrientes de segundo orden: Cuando dos corrientes de primer orden se unen.
- Corrientes de tercer orden: Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.
- Corrientes de n+1: Cuando corrientes de orden “n” se unen.

b. Densidad de drenaje

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de una cuenca y su área total.

$$D_d = \frac{L}{A}$$

L: longitud total de las corrientes de agua, en km.

A: área total de la hoya, en km².

Dd: densidad de drenaje.

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, los valores bajos, indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa (Villón, 2011).

1.4. CONCEPTO DE SISTEMA

Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo. El ciclo hidrológico puede tratarse como un sistema cuyos componentes son precipitación, evaporación, escorrentía y otras fases del ciclo hidrológico. Estos componentes pueden agruparse en subsistemas del ciclo total; para analizar el sistema total, estos subsistemas más simples pueden analizarse

separadamente y combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones entre los sistemas (Chow, 1994).

1.4.1. MODELO DEL SISTEMA HIDROLOGICO

El objetivo del análisis del sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real; sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas. (Chow, 1994).

1.5. PRECIPITACION

La precipitación incluye la lluvia, la nieve y otros procesos mediante los cuales el agua cae a la superficie terrestre, tales como granizo y nevisca. La formación de precipitación requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense (Chow, 1994).

1.5.1. VARIABILIDAD DE LA PRECIPITACION

La precipitación varía en el espacio y en el tiempo de acuerdo con el patrón general de circulación atmosférica y con factores locales. El promedio de una variable climática, a lo largo de algunos años de observación, se conoce como su valor normal. (Chow, 1994).

1.5.2. HIETOGRAMA

El hietograma representa la variación de la intensidad expresada en mm/hora de la tormenta, en el transcurso de la misma expresada en minutos u horas. En la figura 1, se puede ver esta relación que corresponde a una tormenta registrada por un pluviógrafo.

Mediante este hietograma es muy fácil decir a qué hora la precipitación adquirió su máxima intensidad y cuál fue el valor de ésta. En la figura podemos ver que la intensidad máxima de la tormenta es de 45 mm/hr, y se presentó a entre los 360 min hasta los 480 min de iniciada la tormenta (Villón, 2011).

$$i = dP/dt$$

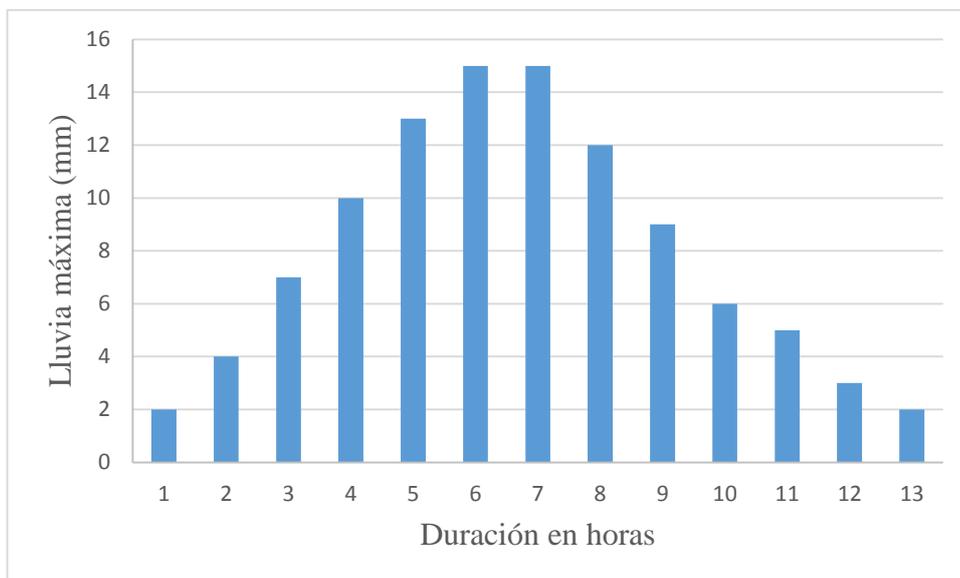
Donde:

i: intensidad

P: precipitación

T: tiempo.

Figura 1: hietograma característico de una tormenta



Fuente: Elaboración propia.

1.5.3. HIETOGRAMA DE DISEÑO UTILIZANDO - ANALISIS DE EVENTOS DE TORMENTA.

El Soil Conservation Service de U.S. Department of Agriculture (1986) desarrollo hietogramas sintéticos de tormentas para utilizarse en los estados unidos con duraciones de tormentas de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se dedujeron al utilizar la información presentada por Hershfield (1961) y Miller, Frederik y Tracey (1973) y datos de tormentas adicionales. La tabla 1 presenta los hietogramas acumulados. Existen cuatro tormentas de 24 horas de duración, llamadas tipo I, IA, II y III, respectivamente; los del tipo I y IA corresponden al clima marítimo del pacifico con inviernos húmedos y veranos secos. El tipo III corresponde al golfo de México y las aguas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas y muy grandes. El tipo II corresponde al resto del país.

Pilgrim y Cordery (1975) desarrollaron un método de análisis de hietogramas basados en el ordenamiento de los intervalos de tiempo de una tormenta teniendo en cuenta la profundidad de precipitación que ocurre en cada uno de ellos y repitiendo ese procedimiento en muchas tormentas en la región. Sumando en orden de cada intervalo, puede obtenerse la forma típica del hietograma. Esta metodología es la estándar en el diseño hidrológico en Australia (The Institution of Engineers Australia, 1987). (Chow, 1994).

Tabla 1: Distribución de lluvia SCS

Tormenta de 24 horas						Tormenta de 6 horas		
P_t/P_{24}								
Hora t	$t/24$	Tipo I	Tipo IA	Tipo II	Tipo III	Hora t	$t/6$	P_t/P_6
0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.0	0.083	0.035	0.050	0.022	0.020	0.60	0.10	0.04
4.0	0.167	0.076	0.116	0.048	0.043	1.20	0.20	0.10
6.0	0.250	0.125	0.206	0.080	0.072	1.50	0.25	0.14
7.0	0.292	0.156	0.268	0.098	0.089	1.80	0.30	0.19
8.0	0.333	0.194	0.425	0.120	0.115	2.10	0.35	0.31
8.5	0.354	0.219	0.480	0.133	0.130	2.28	0.38	0.44
9.0	0.375	0.254	0.520	0.147	0.148	2.40	0.40	0.53
9.5	0.396	0.303	0.550	0.163	0.167	2.52	0.42	0.60
9.75	0.406	0.362	0.564	0.172	0.178	2.64	0.44	0.63
10.0	0.417	0.515	0.577	0.181	0.189	2.76	0.46	0.66
10.5	0.438	0.583	0.601	0.204	0.216	3.00	0.50	0.70
11.0	0.459	0.624	0.624	0.235	0.250	3.30	0.55	0.75
11.5	0.479	0.654	0.645	0.283	0.298	3.60	0.60	0.79
11.75	0.489	0.669	0.655	0.357	0.339	3.90	0.65	0.83
12.0	0.500	0.682	0.664	0.663	0.500	4.20	0.70	0.86
12.5	0.521	0.706	0.683	0.735	0.702	4.50	0.75	0.89
13.0	0.542	0.727	0.701	0.772	0.751	4.80	0.80	0.91
13.5	0.563	0.748	0.719	0.799	0.785	5.40	0.90	0.96
14.0	0.583	0.767	0.736	0.820	0.811	6.00	1.0	1.00
16.0	0.667	0.830	0.800	0.880	0.886			
20.0	0.833	0.926	0.906	0.952	0.957			
24.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			

Fuente: Chow, 1994.

1.6. INFILTRACIÓN

La infiltración es el proceso mediante el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Muchos factores influyen en la tasa de infiltración, incluyendo la condición de la superficie del suelo y su cubierta vegetal, las propiedades del suelo, tales como la porosidad y la conductividad hidráulica, y el contenido de humedad presente en el suelo. Estratos del suelo con propiedades físicas diferentes pueden superponerse unos sobre otros formando horizontes; por ejemplo un suelo limoso con una conductividad hidráulica relativamente alta puede estar superpuesto sobre una zona de arcilla de baja conductividad.

Los suelos también presentan una gran variabilidad espacial aun dentro de pequeñas áreas, como en un sembrado. Como resultado de estas grandes variaciones espaciales y de las variaciones temporales de las propiedades del suelo que ocurren a medida que cambia el contenido de humedad de este, la infiltración es un proceso muy complejo que puede describirse mediante ecuaciones matemáticas solamente en forma aproximada (Chow, 1994).

1.7. ESCORRENTÍA

Según Aparicio Francisco en 1992, la escorrentía “Se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente se drenada hasta la salida de la cuenca”.

1.7.1. ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que capas superiores del mismo se saturan, el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando, e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en Escurrimiento en corrientes que junto con el flujo sobre el terreno, forma el escurrimiento superficial.

El escurrimiento superficial es el que llega más rápido a la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo.

1.7.2. ESCORRENTIA SUB SUPERFICIAL

Se define como el agua de precipitación que se infiltra o escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. El escurrimiento sub superficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo.

1.7.3. ESCURRIMIENTO SUBTERRANEO

Se denomina al agua que se infiltra hasta niveles inferiores al freático. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar). Es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el escurrimiento base (Aparicio, 1992).

1.7.4. MÉTODO SCS PARA EL CALCULO DE ESCORRENTIA

El Soil Conservation Service (1972) desarrollo el método SCS, se basa en la conservación de la masa y en la capacidad potencial de infiltración del terreno. La lluvia entonces se puede dividir en dos grandes términos la lluvia infiltrada y la lluvia que se transformará en escorrentía directa y la que es responsable de la formación del hidrograma a la salida de la cuenca. La curva de potencial de infiltración depende de las condiciones iniciales del terreno y tipo de terreno. Obviamente es una función que varía con el tiempo pues a medida que se va humedeciendo el terreno este pierde su capacidad de absorción. En un terreno completamente encharcado su capacidad de infiltración es mucho más baja.

La ecuación de conservación de masa se escribe de la forma siguiente:

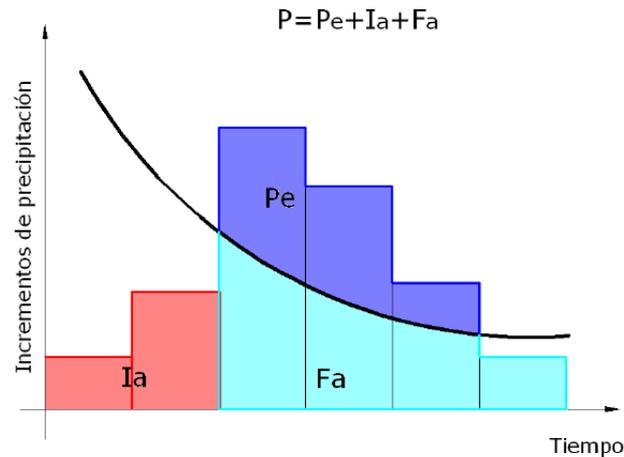
$$P = P_e + I_a + F_a$$

En donde P es la precipitación total que cae en la unidad hidrológica, Pe es la precipitación que se convierte en la escorrentía directa, Ia es la abstracción de lluvia inicial y Fa es la cantidad de lluvia infiltrada. La problemática es saber cuánta lluvia es necesaria para producir el primer escurrimiento y cuanta se infiltra. Este proceso lo resuelve el SCS de la siguiente forma propone un estado de proporcionalidad así:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

En la que se establece que la infiltración es proporcional a la capacidad potencial del suelo como el exceso es a la cantidad de agua capaz de producir escorrentía. Esto último se consigue quitando la abstracción inicial del suelo. Ver la figura 2.

Figura 2: Variables usadas en el método SCS



Fuente: Bateman, 2007.

En la figura se observa las variables usadas en el método SCS. P, precipitación, Pe, precipitación en exceso, Ia abstracción inicial, Fa infiltración.

Combinando las dos ecuaciones anteriores se puede eliminar la infiltración Fa, quedando la siguiente relación:

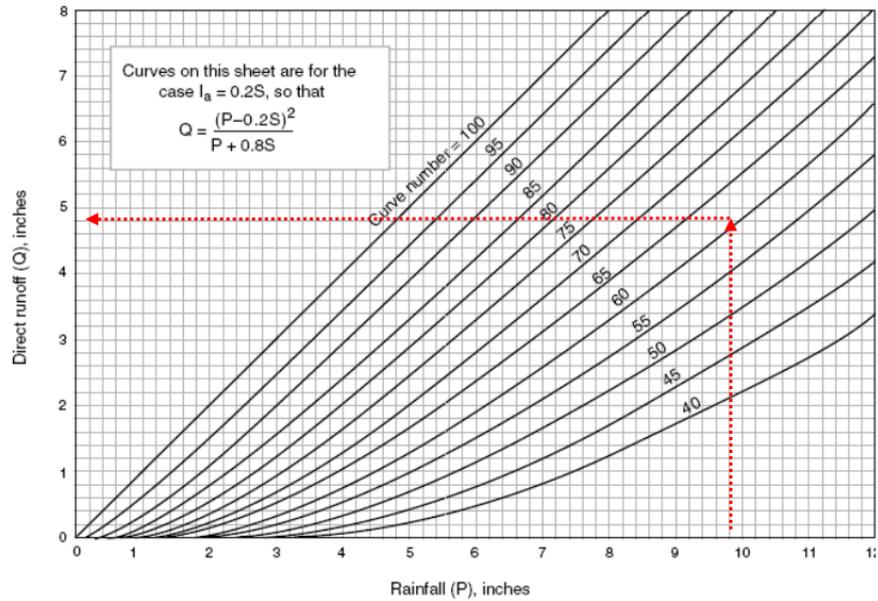
$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Los datos de campo han dado como resultado que en promedio la infiltración inicial es del orden de un 20% de la capacidad potencial de infiltración. Es decir:

$$I_a = 0.2S$$

De esta manera la ecuación no depende de Ia pero si de S. la solución es encontrar el valor experimental de S que se da en mm de agua. Dado que controlar este número es engorroso la SCS decidió convertirlo en un porcentaje sobre la máxima y la mínima capacidad de infiltración. De esta forma se generó una ecuación transformada de S en una nueva variable que se denominó Curva Numero CN que es con la que se trabaja. Así CN=0, lo que indica que lo que llueve se infiltra totalmente y CN=100 nos dice que lo que llueve escurre en su totalidad. Esto se puede evaluar con la siguiente figura 3.

Figura 3: Gráfico de la curva número CN



Fuente: Sánchez, 2011.

Se indica un ejemplo: 10 pulgadas de precipitación, sobre una cuenca a la que corresponda la curva número 60, generaría una escorrentía equivalente a 4,8 pulgadas.

La curva número se puede relacionar con S con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

S está dado en pulgadas $1'' = 2.54 \text{ cm}$.

$$S = \frac{(25400 - 254 * CN)}{CN}$$

Donde S está en mm, como alternativa, y como valor referencial, el parámetro CN puede estimarse mediante el siguiente procedimiento: Se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales <100 (Bateman, 2007).

1.7.5. CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTE

Los números de curvas se aplican para antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN (I) = \frac{4.2 CN (II)}{10 - 0.058CN (II)}$$

$$CN (III) = \frac{23CN (II)}{10 + 0.13CN(II)}$$

Tabla 2: Antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS.

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación Inactiva	Estación Activa
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. MTC, 2012.

Los números de curva han sido tabulados por Soil Conservation Service con base al tipo de suelo y el uso de la tierra. Se define cuatro grupos de suelos:

- Grupo A: Arena profunda depositados por el viento, limos, agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- Grupo C: Marga arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en los grupos de suelo anteriores, se muestran en la tabla siguiente, para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de la tierra, se puede calcular un CN compuesto.

“números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia=0.2S)”

Tabla 3: Valor de la curva número según el uso de la tierra y grupo de suelo.

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²	45 25	66 55	77 70	83 77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

Fuente: Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje. MTC, 2012.

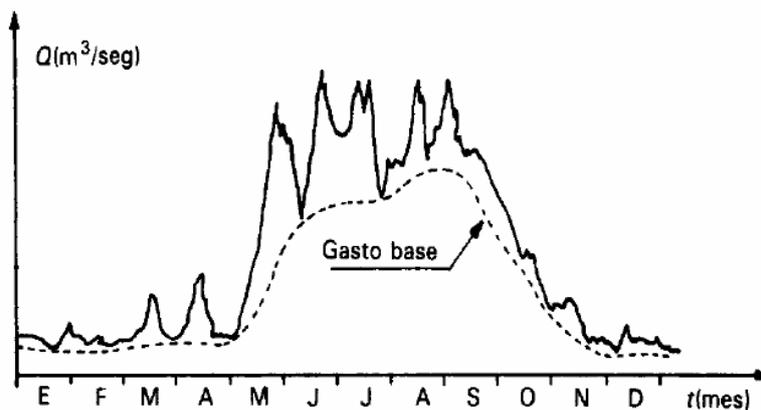
1.8. HIDROGRAMA

El hidrograma es un gráfico continuo de la variación de la descarga en función del tiempo, en una sección determinada de un curso de agua obtenido generalmente a partir del registro de un linnígrafo, transformando los niveles de descarga a través de la curva altura – descarga.

Existen dos hidrogramas importantes: el hidrograma anual y el hidrograma de tormenta.

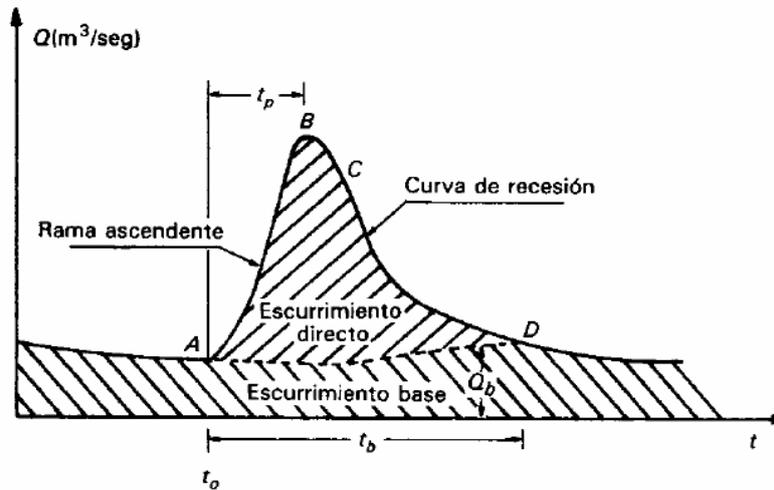
- El primero muestra el balance a largo plazo de la precipitación, evaporación y el caudal en una cuenca. Los picos que se originan por las tormentas, se conocen como esorrentía directa o flujo rápido. Mientras el flujo con pocas variaciones en los periodos sin lluvias se llama flujo base.
- El segundo hidrograma es resultado de la lluvia por si sola o acompañada por el derretimiento de nieve. Se muestra cuatro componentes de un hidrograma de caudal durante una tormenta. To tiempo de inicio del escurrimiento directo, T_p es el tiempo pico y se define como el tiempo que transcurre entre el inicio del escurrimiento y el gasto máximo o pico; T_b es el tiempo base y equivale al lapso de tiempo durante el cual ocurre el escurrimiento directo; y Q_b es el flujo base (Breña, 2006).

Figura 4: Hidrograma anual.



Fuente: Breña, 2006.

Figura 5: Hidrograma de una tormenta.



Fuente: Breña, 2006.

1.8.1.SEPARACION DEL CAUDAL BASE

Existen varias técnicas para la separación del caudal base, cuando no se conoce su valor real. En grandes tormentas, la descarga máxima es poco afectada por el caudal base y por ello, pequeñas imprecisiones en la separación no conllevan errores serios.

El método del tiempo fijo consiste en trazar una línea horizontal a partir del inicio de la escorrentía superficial "A"; que intersecta a la perpendicular del instante de ocurrencia del pico "C"; de allí se traza hasta el punto "E" inicio de la curva de agotamiento y "N" días luego del pico puede ser estimado con la siguiente formula empírica (Breña, 2006).

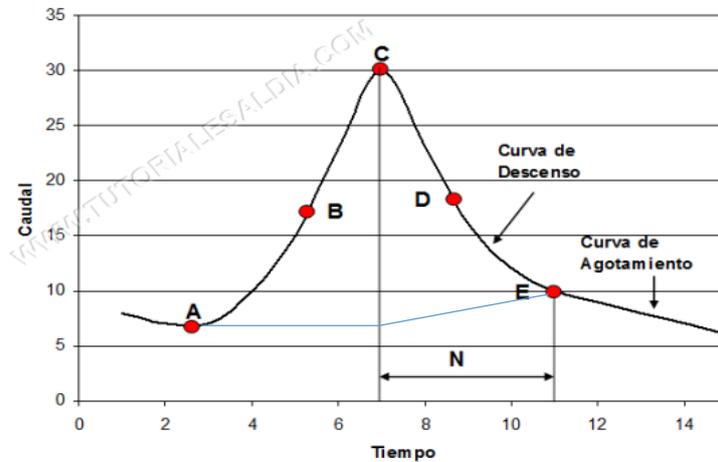
$$N = 0.827 * A^{0.2}$$

Donde:

N: Tiempo entre el pico del hidrograma y el punto E inicio de la curva de agotamiento (días).

A: Área de la cuenca (km²).

Figura 6: Cálculo del caudal base con el método del tiempo fijo.



Fuente: Breña, 2006.

1.8.2. PARAMETROS CARÁCTERÍSTICOS DEL HIDROGRAMA

a. TIEMPO BASE (T_b)

Es definido como el tiempo transcurrido entre el inicio de la curva de concentración (rama ascendente) hasta el final de la escorrentía superficial. El tiempo base puede ser expresado como la suma del tiempo de duración de la lluvia efectiva (T_s) y el tiempo de concentración de la cuenca (T_c). También se puede definir como el intervalo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo.

$$T_b = T_s + T_c$$

b. TIEMPO DE RETARDO (T_r)

Es un elemento indispensable para posicionar temporalmente el hidrograma con relación a la lluvia que lo genero; se define como la diferencia en tiempo, entre el centroide del hidrograma de lluvia efectiva y el centroide del hidrograma de escorrentía superficial. A veces son usados otros criterios sustituyendo el centroide por el pico del hidrograma, de más fácil identificación.

La ecuación de Snyder:

$$T_r = \frac{C}{1.33} (L * L_a)^{0.3}$$

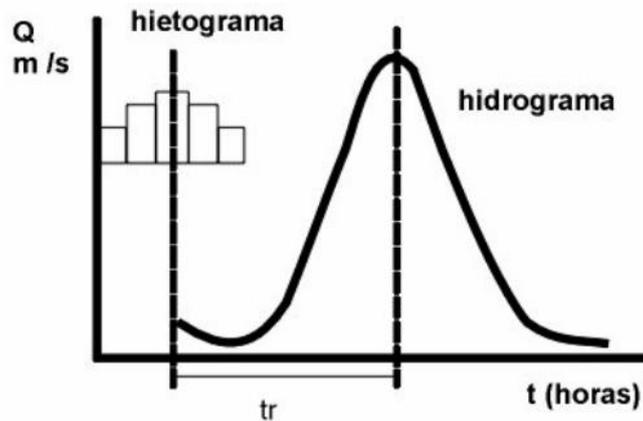
Tr = tiempo de retardo de la cuenca, en horas, definido como el intervalo entre el centroide del hietograma y el pico del hidrograma.

L = longitud del curso principal, hasta la divisoria (km).

La = longitud del curso principal desde la salida hasta un punto cercano al centroide de la cuenca.

C = coeficiente que depende de las características de la cuenca (varía entre 1.8 y 2.2 según Snyder).

Figura 7: Tiempo de retardo o retraso “Tr”



Fuente: Villón, 2011.

c. TIEMPO DE CONCENTRACION (Tc)

El otro parámetro importante, en el análisis del hidrograma. Puede ser expresado como el tiempo transcurrido entre el fin de la lluvia efectiva y el fin de la escorrentía superficial; o también como el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en el punto “hidrológicamente” más alejado de la cuenca, llegue hacia la salida. A falta de esa información puede usarse formulas empíricas como la de Kirpich en base a la longitud del cauce principal L (pies) y su pendiente S (pie/pie) y Tc resulta en minutos:

$$T_c = 0.0078 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Se conoce como tiempo de concentración de una tormenta o lluvia, el tiempo que demanda para llegar a la salida o cualquier otro punto de referencia ubicado aguas debajo de una cuenca, una gota de agua considerada hipotéticamente, situada en el punto más alejado de la misma. Este valor es importante porque puede deducirse que, a partir de este momento, el caudal es máximo y no podrá incrementarse si se mantiene la misma intensidad de precipitación.

- Si la duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración: es el momento justo en el que cesa la lluvia, la totalidad de la cuenca contribuye al caudal.
- Si el tiempo de duración de la lluvia es menor que el de concentración, como sucede en la mayoría de los casos, inmediatamente alcanzado este punto definido como caudal máximo o de pico, su valor comienza a decrecer y se inicia la segunda fase de la escorrentía.
- Si, por el contrario, el tiempo de duración de la lluvia es mayor que el de concentración, el valor máximo de caudal alcanzado se prolongara horizontalmente en el hidrograma, de acuerdo con el tiempo en que el primero sobrepasa al segundo para una intensidad constante.

Realizando la conversión de unidades a la fórmula de Kirpich tenemos que el tiempo de concentración es:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración, en min.

L: máxima longitud del recorrido, en m.

H: diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal, en m.

a. TIEMPO PICO (t_p)

Es el tiempo que transcurre desde que se inicia el escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma.

b. TIEMPO BASE (t_b)

Es el intervalo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo.

2.8.3. HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO

Para usar el método del hidrograma unitario sintético, es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación, sin embargo, la mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios.

Por ello, es conveniente contar con métodos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca, los hidrograma unitarios así obtenidos se denominan sintéticos.

Debido a su importancia, se ha desarrollado una gran cantidad de hidrogramas unitarios sintéticos, a continuación, se explican dos de ellos (Aparicio, 1992).

a. HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Mockus, desarrollo un hidrograma unitario sintético de forma triangular, que lo usa el SCS (Soil Conservation Service), la cual a pesar de su simplicidad proporciona los parámetros fundamentales del hidrograma: Caudal pico (Q_p), Tiempo base (T_b), Tiempo pico (T_p) (Aparicio, 1992).

La expresión del caudal pico Q_p , se obtiene igualando el volumen de agua escurrido.

$$V_e = H_{pe} * A$$

Donde:

V_e : volumen de agua escurrido (m^3).

H_{pe} : altura de precipitación con exceso o precipitación efectiva (mm).

A : área de la cuenca (km^2).

Con el área que se encuentra bajo el hidrograma.

$$V_e = \frac{1}{2} T_b * Q_p$$

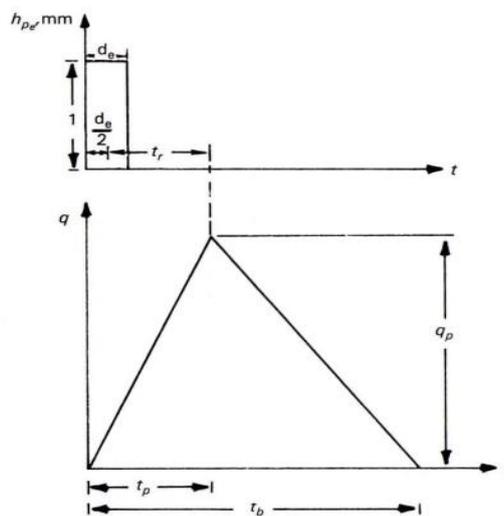
Donde:

Ve: volumen de agua escurrido (m3).

Tb: tiempo base (horas).

Qp: caudal pico (m3/s).

Figura 8: Hidrograma unitario triangular



Fuente: Aparicio, 1992.

Igualando las dos ecuaciones anteriores:

$$Q_p = 0.5555 \frac{H_{pe} * A}{T_b}$$

Donde:

A: área de la cuenca (km2)

Hpe: precipitación efectiva (mm)

Tb: tiempo base (horas)

Qp: caudal pico (m3/s)

Del análisis de varios hidrogramas Mockus concluye que el tiempo base y el tiempo pico se relacionan mediante la expresión.

$$Tb = 2.67 Tp$$

A su vez, el tiempo pico se expresa como:

$$Tp = \frac{de}{2} + Tr$$

Donde:

Tb: tiempo base (horas).

Tp: tiempo pico (horas).

Tr: tiempo de retraso (horas).

De: duración en exceso (Horas).

El tiempo de retraso, se estima mediante el tiempo de concentración Tc, de forma:

$$Tr = 0.6 Tc$$

Donde:

Tr: tiempo de retraso (horas).

Tc: tiempo de concentración (horas).

También el tiempo de retraso se puede calcular con la fórmula de Chow.

$$Tr = 0.005 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Donde:

Tr: tiempo de retraso (horas).

L: Longitud del Cauce principal (m).

S: pendiente del cauce (%).

El tiempo de concentración T_c , se puede estimar con la ecuación de Kirpich.

$$T_c = 0.000325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

T_c : tiempo de concentración (horas).

L : longitud del cauce principal (m).

S : pendiente del cauce (m/m).

Además la duración en exceso con la que se tiene el mayor caudal pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como:

$$D_e = 2\sqrt{T_c}$$

Para pequeñas cuencas: $D_e = T_c$.

Remplazando en la ecuación del caudal pico sería:

$$Q_p = \frac{0.208 * h p_e * A}{t_p}$$

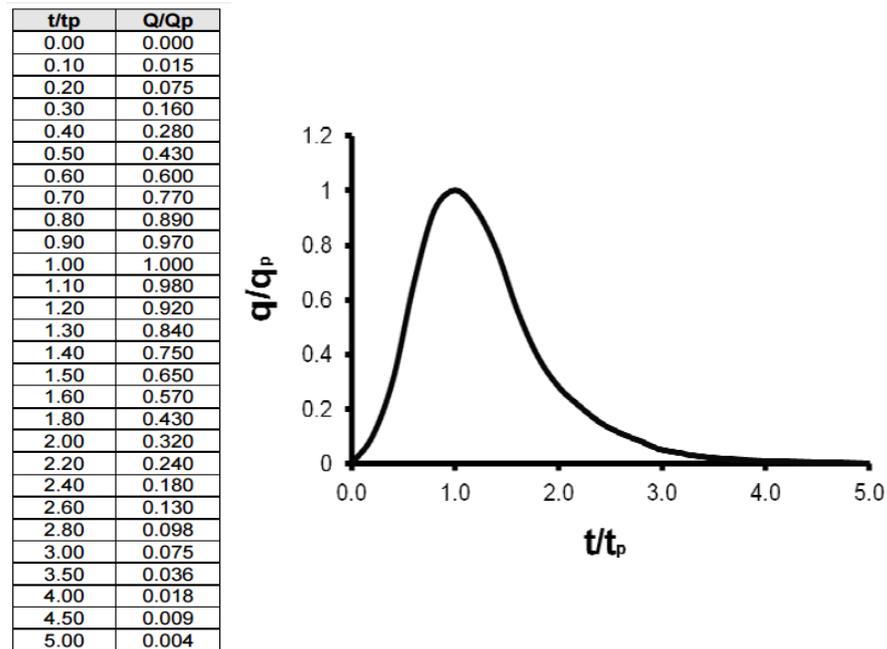
Sustituyendo la ecuación del tiempo pico:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 * t_c$$

a. HIDROGRAMA ADIMENCIONAL DEL SCS

Del estudio de gran cantidad de hidrogramas registrados en una gran cantidad de cuencas se obtuvieron hidrogramas adimensionales, dividiendo la escala de caudales entre el caudal pico Q_p , y la escala de tiempo entre el que se presenta el pico T_p , se observó que se obtiene un hidrograma adimensional como el que se muestra a continuación, cuyas coordenadas se muestran en la tabla (Villón, 2011).

Figura 9: Hidrograma adimensional del SCS.



Fuente: Aparicio, 1992.

Si se dispone de los datos del pico del hidrograma T_p y Q_p , con la tabla se puede calcular el hidrograma resultante multiplicando las coordenadas resultantes por T_p y Q_p (Villón, 2011).

2.9. ANALISIS DE MAXIMAS AVENIDAS

2.9.1. AVENIDA

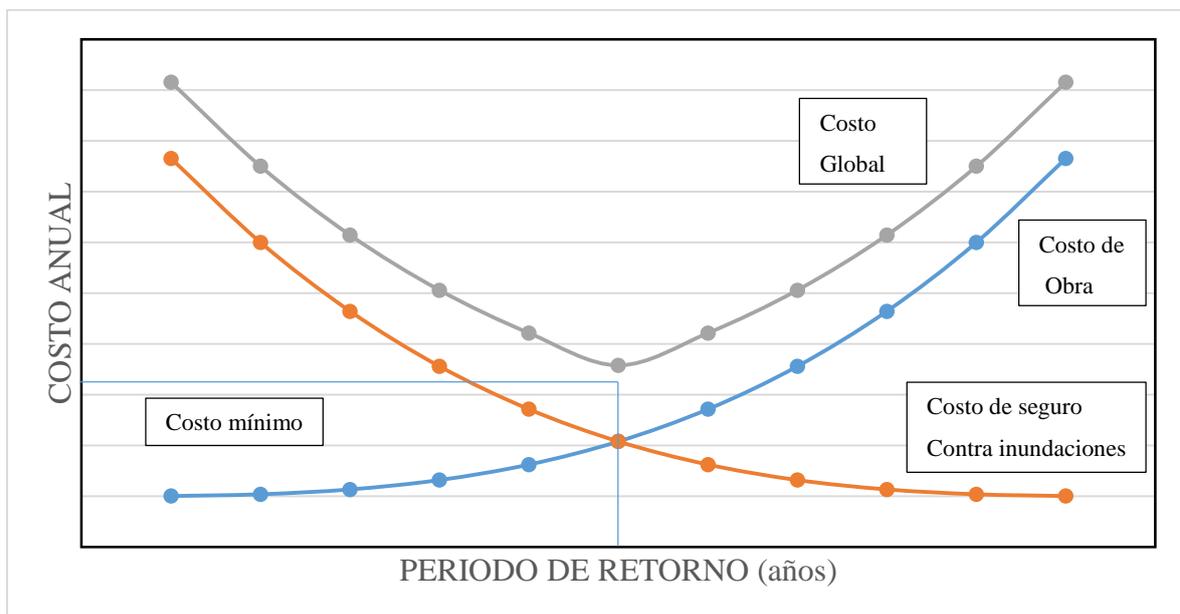
Una avenida es un caudal muy grande de escorrentía superficial que sobrepasa la capacidad de transporte del canal generando la inundación de tierras aledañas. Las inundaciones traen, como es sabido problemas de toda índole en diversas áreas de la actividad humana. Por lo tanto es importante centrarse en el aspecto hidrológico de la determinación de los caudales del proyecto en obras hidráulicas, que podría ser denominado “pre determinación de descargas máximas”, ya que se trata del cálculo anticipado (en la fase del proyecto) de un canal caudal crítico que tal vez no haya sucedido o que existe una cierta probabilidad de suceder en un futuro.

2.9.2. PERIODO DE RETORNO Y RIESGO

a. PERIODO DE RETORNO

Según Villela y Matos, 1975. El periodo de retorno o periodo de ocurrencia de una inundación (o tiempo de recurrencia) se define como el tiempo medido en años, en que esa inundación es igualada o superada por lo menos una vez. El problema ahora se encuentra en la fijación del periodo de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos, como se sugiere en la figura N° 10. Esta figura representa los costos que un usuario debería enfrentar para pagar los beneficios de un sistema de protección contra inundaciones, por ejemplo. Si existiese un seguro contra inundaciones, el valor de ese seguro sería decreciente con el T usado en proyectos de la obra (cuanto mayor es T mayor protección ofrece la misma), mientras que el costo de la obra en si crece en T. Dado que el usuario deberá asumir con los dos costos, la curva del costo global indicará el periodo de retorno más adecuado para el proyecto de la obra en cuestión.

Figura 10: Curva de costo Global.



Fuente: elaboración propia.

Desafortunadamente en los países en desarrollo no es común la exigencia de ese tipo de seguros, en la mayor parte de los casos. Así, la fijación de T obedece a criterios relacionados con la vida útil de la obra, el tipo de la estructura, la facilidad de reparación en caso de daños y el peligro de pérdida de vidas humanas en caso de falla (Torvisco, 2006).

b. RIESGO DE FALLA

El riesgo de falla de la estructura, dentro de la vida útil de la obra; es una fijación *a priori* para determinar el periodo de retorno. Esto puede ser expresado por la relación:

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

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

R: Es el riesgo permisible o probabilidad de ocurrencia de la máxima descarga.

n: Años de vida útil de la obra.

Tabla 4: Valores del periodo de retorno (T) asociados al riesgo (R)

RIESGO (R)	Vida útil de la obra (n) años					
	1	10	25	50	100	200
0.01	100	995	2488	4975	9950	19900
0.10	10	95	238	475	950	1899
0.25	4	35	87	174	348	695
0.50	2	15	37	73	145	289
0.75	1.30	7.70	18	37	73	144
0.99	1.01	2.70	5.9	11	22	44

Fuente: Ambrocio, 2001.

Tabla 5: Periodo de retorno en función de la zona por proteger.

Características de la zona por proteger	Periodo de retorno en años
Parcelas agrícolas aisladas, sin posibles pérdidas de vidas humanas.	5
Distritos de riego, sin riesgo de pérdidas humanas.	25
Zonas agrícolas, poco pobladas.	50
Zonas agrícolas con poblados.	100
Zonas industrial y urbana.	500
Zona densamente poblada.	1000
Ciudades.	1000

Fuente: Fuentes, 1990.

2.10. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES EXTREMOS

La estadística de valores extremos parte del principio de que la serie de caudales extremos disponibles constituye la muestra de la población (desconocida) formada por todos los valores extremos pasados y futuros. Se asume por lo tanto, que dicha muestra, siempre que sea de una longitud suficiente, posee la misma función de distribución de frecuencias que la población. De ese modo, se puede adaptar una función teórica de frecuencia empírica de la serie observada y luego utilizar dicha función para extrapolaciones a eventos de cualquier probabilidad deseada de excedencia o no. El objetivo es ajustar la distribución de frecuencias teóricas a series de caudales extremos observados, de manera que puedan servir como estimadores de caudales, para diferentes periodos de retorno. (Guevara, 2015).

2.10.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con se frecuencias de ocurrencia, es decir eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribución de probabilidad. Se supone que la información hidrológica analizada es independiente y esta idénticamente distribuida, y el

sistema que lo produce (por ejemplo, un sistema de máximas avenidas) se considera independiente del espacio y tiempo.

En la práctica usualmente esto se lleva a cabo seleccionando el máximo anual de la variable que está siendo analizada (como por ejemplo el caudal máximo anual, que es el flujo pico instantáneo máximo que ocurre en cualquier momento durante el año, sobre todo en época de crecida) con la expectativa de que observaciones sucesivas de esta variable de un año a otro sean independientes.

El análisis puede ser matemático y también gráfico, ya que se pueden observar los datos históricos de las variables de interés ordenados tanto de forma ascendente o descendente; y se traza un gráfico de las magnitudes de los eventos en función de su frecuencia de excedencia. El enfoque gráfico responde al equivalente matemático, el análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un periodo de retorno dado. (Aparicio, 1992).

2.10.2. DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD

El comportamiento de las variables aleatorias discretas o continuas se describe con la ayuda de distribuciones de probabilidad.

Las distribuciones de probabilidad se usan en una amplia variedad de estudios hidrológicos, por ejemplo, los estudios del recurso hídrico de caudales extremos alto y bajo en sequías, volúmenes de embalses, cantidad de lluvia y modelos de series cronológicas. (Chow, 1994).

A continuación, describiremos las distribuciones usadas en el estudio cuya fuente es el Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje del Ministerio de transportes y comunicaciones del Perú, 2012.

2.10.3. DISTRIBUCIONES ESTADÍSTICAS

a. Distribución Normal o Gaussiana

Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución Normal (2), si su función densidad, es:

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

Donde:

$f(x)$ = función densidad normal de la variable x .

x = variable independiente.

μ = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x .

S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x .

e = función logaritmo neperiano de base “e”.

b. Distribución Log Normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} * S} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución:

Si la variable x de la distribución normal se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y=\log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \text{Log} \frac{x_i}{n}$$

Donde \bar{Y} es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada

c. Distribución Log Normal 3 Parámetros

La función de densidad de x es:

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

Para $x > x_0$ donde:

X_0 : parámetro de posición.

U_y : parámetro de escala o media.

S_y : parámetro de forma o varianza.

d. Distribución Gamma 2 Parámetros

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

e. Distribución Gamma 3 Parámetros

La función densidad es:

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

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : origen de la variable x, parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

f. Distribución Log Pearson Tipo III

La función densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Valido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : Parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

g. Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

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

Utilizando el método de momentos, se obtiene las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración

β : Parámetro de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada

\bar{x} : Media de la serie.

k : Factor de frecuencia.

h. Distribución Log Gumbel

La variabilidad reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Con la cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

2.11. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la X^2 y la de Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

2.11.1. Prueba X^2

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1900, se aplica para verificar la bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Donde:

θ_i , es un número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

ε_i Se calcula como:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)]$$

$$i = 1, 2, \dots, k$$

Asimismo; $F(S_i)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(I_i)$ es la misma función en el límite inferior y “ n ” es el número de eventos.

Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución X^2 para $v = k - m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq X^2_{1 - \alpha, k - 1 - m}$$

El valor de $X^2_{1 - \alpha, k - 1 - m}$, se obtiene de tablas de la función de distribución X^2 .

Cabe recalcar que la prueba del X^2 , desde un punto de vista matemático solo debería usarse para comprobar la normalidad de las funciones normal y Log normal.

2.11.2. Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D ente la función de distribución de probabilidad $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} |F_0(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de confianza seleccionado. Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - m/(n + 1)$$

Donde “ m ” es el número de orden de dato “ x_m ” en una lista de mayor a menor y “ n ” es el número total de datos. (Aparicio, 1992).

Tabla 6: Valores críticos “ d ” para la prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Aparicio, 1992.

2.12. SOFTWARE HidroEsta

Es un software creado por Máximo Villón, es una contribución de importancia a los cálculos hidrológicos (Villón, 2005). Su importancia radica en que:

- Proporciona una herramienta novedosa y fácil de utilizar para el ingeniero Agrícola, Civil, Agrónomo, Hidrólogos y otras especialidades que trabajen en el campo de los cálculos hidrológicos.
- Permite cálculos estadísticos con mucha información para el uso en hidrología y cálculos hidrológicos en general.
- Permite calcular los parámetros estadísticos, para datos agrupados y no agrupados, tanto con los momentos ordinarios como momentos lineales (L-Moments).
- Permite cálculos de regresión lineal, no lineal, simple y múltiple así como regresión polinomial.
- Permite evaluar si una serie de datos se ajustan a una serie de distribuciones: Normal, log-Normal con 2 y 3 parámetros, Gamma con 2 y 3 parámetros, log-Pearson tipo III, Gumbel y log-Gumbel, tanto con momentos ordinarios, como con momentos lineales. Si la serie de datos se ajusta a una distribución, permite calcular por ejemplo caudales o precipitaciones de diseño, con un periodo de retorno dado o con una determinada probabilidad de ocurrencia.
- Permite calcular a partir de la curva de variación estacional o la curva de duración, eventos de diseño con determinada probabilidad de ocurrencia.
- Permite realizar el análisis de una tormenta y calcular intensidades máximas, a partir de datos de pluviogramas, así como la intensidad máxima de diseño para una duración y periodo de retorno dado, a partir del registro de intensidades máximas. También permite el cálculo de precipitación promedio por los métodos promedio aritmético, polígono de Thiessen e Isoyetas.
- Permite el cálculo de aforos realizados con molinetes o correntómetros.
- Permite el cálculo de caudales máximos con métodos empíricos (Racional y Mac Math) y estadísticos (Gumbel y Nash).
- Permite cálculos de la evapotranspiración con los métodos de Thorthwaite, Blaney – Criddle, Penman, Hargreaver y el cálculo del balance hídrico.
- Permite reducir enormemente el tiempo de cálculo, porque en todos los casos, se tiene que trabajar con el procesamiento de mucha información.

- Permite realizar simulaciones rápidas, variando cualquier parámetro de las formulas en las diferentes opciones ofrecidas en la aplicación.
- Es posible almacenar la información de entrada en archivos, a fin de repetir cálculos las veces que se desee.
- Los datos procesados y resultados obtenidos, se almacenan en archivos de texto en formato .RTF, se puede agregar a un documento .DOC cuando se quiera elaborar un informe.

2.13. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA (SIG)

Es una herramienta interdisciplinaria, que permite combinar las bases de datos graficas (cartográfica digital con la localización de cada unidad espacial) con la base de datos alfanuméricas (atributos texturales y numéricos medidos en cada unidad espacial), para representarlos dentro de un sistema de coordenadas geográficas y realizar un tratamiento espacial de datos a fin de obtener información significativa (Buzai, 2013).

Según el National Center for Geographic Information and Analysis (NCGIA-1990), de los estados unidos “un SIG es un sistema de Hardware, software y procedimientos diseñado para realizar la captura, almacenamiento, manipulación, análisis, modelización, y presentación de datos referenciados espacialmente para la resolución de problemas complejos de planificación y gestión”.

2.13.1. ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Un SIG está formado por cinco componentes o elementos y cada uno de esos componentes cumplen una función para que existan entre ellos una interacción. Es decir, estos conforman la información para que sea procesada o se realice un tratamiento, los recursos técnicos, humanos y las metodologías que se adopten en la organización de la empresa.

A continuación, se describen esos componentes:

- **Hardware:** es el equipo de cómputo con el que opera un SIG. Actualmente el software de estos sistemas se ha adaptado a diversos tipos de hardware desde arquitecturas cliente-servidor hasta computadoras de escritorio aisladas.

- **Software:** proporciona las herramientas y funciones necesarias para almacenar, analizar y desplegar la información geográfica, para ello se necesitan de elementos principales de software los cuales son:
 - Herramientas para entrada y manipulación de información geográfica.
 - Un sistema de administración de base de datos (DBMS Data Base Management System).
 - Herramientas que soportan consultas, análisis y visualización de elementos geográficos.

a. MODELO VECTORIAL

Las propiedades constituyen el criterio de diferenciación de los individuos geográficos que existen en el mundo real: las entidades. Esas entidades son representadas por medio de objetos en la base de datos. Así, por ejemplo, un lago (la entidad) puede representarse en un SIG mediante un polígono (el objeto). Habitualmente se utiliza el termino entidad para hacer referencia a elementos que no pueden ser subdivididos en unidades menores del mismo tipo (una ciudad no puede ser subdividida en ciudades menores, sino en barrios o distritos), mientras que el termino objeto se observa en la representación digital de ese fenómeno (Laurini y Thomson, 1992). Las entidades no tienen por qué ser elementos visibles en el espacio (una división administrativa, como por ejemplo una sección censal, es también una entidad del mundo real). La forma de representar las entidades varía en función de la escala. Así, por ejemplo, en un mapa de una ciudad un centro educativo puede representarse mediante un punto a escala 1/50000 o mediante un polígono a escala 1/2000. Aquellos elementos similares que son almacenados en la base de datos (como las ciudades o las secciones censales) constituyen tipos de entidades. Estos no deben ser confundidos con los tipos de objetos espaciales (punto, líneas y polígonos) con los que se representan esos tipos de entidades. (Buzai, 2008).

b. EL MODELO RASTER

En este caso los individuos geográficos se diferencian en función de un criterio locacional. El espacio es compartimentado en porciones de igual tamaño y forma mediante la superposición de una retícula regular y a continuación se registran las propiedades de esas porciones de espacio, habitualmente en capas distintas. La retícula suele ser de objetos cuadrados o rectangulares, de manera que cada uno de esos objetos (celdas), representa una pequeña porción del espacio. Así pues, el modelo Raster propone una aproximación basada

en objetos elementales (celdas), que pueden agruparse para constituir objetos complejos que representan elementos del mundo real. En una capa en la que se representa el uso del suelo, un lago, por ejemplo, puede representarse mediante un grupo de celdas colindantes que tienen un mismo valor temático. Así, en el modelo Raster no quedan registrados de forma explícita los límites entre los elementos geográficos (como ocurre en el vectorial), aunque estos se puedan inferir aproximadamente a partir de los valores que toman las celdas. (Buzai, 2008).

2.13.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS MODELOS RASTER Y VECTORIAL

a. MODELO RASTER

Ventajas:

- Es una estructura de datos simple.
- Las operaciones de superposición de mapas se implementan de forma más rápida y eficiente.
- Cuando la variación espacial de los datos es muy alta al formato raster es una forma más eficiente de representación.
- El formato raster es requerido para un eficiente tratamiento y realce de las imágenes digitales.

Desventajas

- La estructura de datos raster es menos compacta. Las técnicas de compresión de datos pueden superar frecuentemente este problema.
- Ciertas relaciones topológicas son más difíciles de representar.
- La salida de gráficos resulta menos estética, ya que los límites entre zonas tienden a presentar la apariencia de bloques en comparación con las líneas suavizadas de los mapas dibujados a mano. Esto puede solucionarse utilizando un número muy elevado de celdas más pequeñas, pero entonces pueden resultar ficheros inaceptablemente grandes.

b. MODELO VECTORIAL

Ventajas:

- Genera una estructura de datos más compacta que el modelo raster.
- Genera una codificación eficiente de la topología y, consecuentemente, una implementación más eficiente de las operaciones que requieren información topológica, como el análisis de redes.
- El modelo vectorial es más adecuado para generar salidas graficas que se aproximan mucho a los mapas dibujados a mano.

Desventajas:

- Es una estructura de datos más compleja que el modelo raster.
- Las operaciones de superposición de mapas son más difíciles de implementar.
- Resulta poco eficiente cuando la variación espacial de los datos es muy alta.
- El tratamiento y realce de las imágenes digitales no puede ser realizado de manera eficiente en el formato vectorial.

2.14. SOFTWARE HEC-HMS

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado cierta popularidad en los Estados Unidos y por extensión en nuestro país.

2.14.1. COMPONENTES DEL HMS

Para simular la respuesta hidrología de una cuenca, HEC –HMS utiliza los siguientes componentes: modelo de cuenca, modelos meteorológicos, especificaciones de control y datos de entrada. Una simulación calcula la transformación de lluvia a caudal en el modelo de la cuenca, dada la entrada del modelo meteorológico. Las especificaciones de control definen el periodo de tiempo durante el cual se realizará la simulación y el intervalo de tiempo a utilizar. Los componentes de los datos de entrada, tales como las series temporales,

tablas y datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de contorno tanto en el modelo de la cuenca como en el meteorológico (Nanía, 2007).

a. Modelo de la cuenca

El modelo de la cuenca representa la cuenca física. El usuario desarrolla el modelo de la cuenca incluyendo y conectando elementos hidrológicos. Los elementos hidrológicos usan modelos matemáticos para describir los procesos físicos que se producen en la cuenca y se muestran a continuación en la tabla 7 (Nanía, 2007).

Tabla 7: Descripción de los elementos hidrológicos

Elementos hidrológicos	Descripción
Subcuenca (Subbasin)	Se usa para representar la cuenca física. Dada la precipitación, la salida de agua de la subcuenca se calcula restando las pérdidas a la precipitación y transformando el exceso de precipitación en caudal en el punto de salida de la subcuenca, sumando finalmente el caudal base.
Tramo (Reach)	Se usa para transportar el agua generada en algún punto de la cuenca hacia aguas abajo hasta otro punto de la cuenca, definidos ambos en el modelo de la cuenca. La respuesta de este transporte es un retardo y una atenuación del hidrogramas de entrada.
Unión (Junction)	Se usa para sumar flujos de agua que provienen de elementos hidrológicos situados aguas arriba de la unión. La respuesta es simplemente la suma de los hidrogramas de todos los elementos conectados a la unión.
Fuente (Source)	Se usa para introducir agua dentro del modelo de la cuenca. Este elemento no tiene entrada y la salida está definida por el usuario.
Sumidero (Sink)	Se usa para representar el punto de salida de la cuenca. La entrada puede provenir de uno o más elementos situados aguas arriba del sumidero. Este elemento no tiene salida.
Deposito (Reservoir)	Se usa para modelar la retención y atenuación de un hidrograma causado por un embalse o depósito de retención. La entrada puede provenir de uno o varios elementos hidrológicos situados aguas arriba del depósito. La salida puede calcularse de dos maneras: el usuario define una relación almacenamiento – salida, cota – almacenamiento – salida o cota – área –

Elementos hidrológicos	Descripción
	salida o bien el usuario define una relación cota – área y una o más estructuras de salida.
Derivación (Diversión)	Se usa para modelar un flujo de agua que abandona un tramo de cauce. La entrada proviene de uno a varios elementos de aguas arriba. La salida de este elemento consiste en un flujo derivado y otro no derivado (que sigue por el cauce). El flujo derivado se define por el usuario. Tanto el flujo derivado como no-derivado se pueden conectar aguas abajo con otros elementos.

Fuente: Nanía, 2007.

Los métodos de cálculo que se usan en las subcuencas se indican en la tabla 8.

Tabla 8: Métodos de cálculo para subcuenca

Tipo de modelo	Método
Perdidas	Déficit de tasa constante (DC) Inicial y tasa constante Exponencial Número de curva CN SCS Green y Ampt Consideración de la humedad del suelo (SMA) DC por celdas CN SCS por celdas SMA por celdas
Transformación lluvia - caudal	Hidrograma Unitario (HU) de Clark Onda cinemática ModClark HU SCS HU Snyder HU especificado por el usuario Hidrograma en S del usuario

Tipo de modelo	Método
Flujo Base	Recesión restringida Constante mensual Deposito lineal Recesión

Fuente: Nanía, 2007.

En una cuenca pequeña es probable que no sea necesario unir varias subcuenas para obtener el caudal de salida, mientras que en cuencas mayores es necesario realizar el tránsito de avenidas.

Los métodos que se utilizan comúnmente son los siguientes:

- Muskingum
- SCS
- Muskingum – Cunge
- Onda Cinemática

Para los métodos de Onda Cinemática como el método de Muskingum – Cunge, se requiere datos de la geometría del canal principal, el cual se modela asumiendo que el canal es un trapecio, un triángulo o un círculo. Se necesita por lo tanto el ancho de la base (o diámetro). La inclinación de los taludes (z), el coeficiente de rugosidad del cauce (n = coeficiente de Manning), la pendiente de la línea de energía, S_f y la longitud del tramo, L . La pendiente de la línea de energía se asume igual a la pendiente del canal en el tramo de interés.

b. Modelo meteorológico

El modelo meteorológico calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuenca. El método meteorológico puede usar precipitación puntual o por celdas y puede modelar precipitación sólida y líquida junto con la evapotranspiración. Los métodos de evapotranspiración incluyen el método constante mensual y el de Priestley Taylor. Un método de evapotranspiración se requiere únicamente cuando se desee una respuesta de la cuenca continua o a largo plazo. Una breve descripción de los métodos disponibles para calcular la precipitación media en la cuenca o celda a celda se incluye en la tabla.

Tabla 9: Descripción de los métodos incluidos en el modelo meteorológico

Modelos de precipitación	Descripción
Tormenta asociada a frecuencia	Se usa para desarrollar un evento de precipitación donde los volúmenes correspondientes a distintas duraciones tienen una probabilidad de excedencia consistente.
Pluviómetros con pesos	Este método aplica pesos definidos por el usuario a los pluviómetros que el usuario desee.
Precipitación por celdas	Este método permite usar productos con precipitación por celdas, como por ejemplo los datos de radar.
Inversa de la distancia	Se usa para calcular la precipitación media en una subcuenca aplicando una ponderación basada en la inversa de la distancia al cuadrado.
Tormenta del SCS	Este método aplica una distribución temporal tipo SCS a un volumen total de lluvia en 24 horas.
Hietograma especificado	Este método aplica un hietograma definido por el usuario a un elemento de subcuenca.
Tormenta de proyecto estándar	Este método aplica a una distribución temporal a un volumen índice de precipitación (este índice se extrae de un Manual del Corps of Engineers y es válido solo para Estados Unidos. Esta actualmente en desuso)

Fuente: Nanía, 2007.

c. Especificaciones de control

Las especificaciones de control se refieren al tiempo de duración de la simulación, incluyendo también fecha y hora de comienzo a fin del proyecto e intervalo de cálculo.

d. Datos de entrada

Datos de series temporales, pares de datos y datos por celdas son requeridos como parámetros o condiciones de contorno en los modelos de la cuenca y meteorológicos. En la tabla se presenta una lista de los datos de entrada. Los datos de entrada pueden introducirse a mano o bien pueden referenciarse a un registro en un fichero HEC-DSS (HEC-Data Storage System). Todos los datos por celdas deben referenciarse a un registro HEC-DSS existente.

Tabla 10: Componentes de los datos de entrada

Series temporales de datos	Pares de datos	Datos por celdas
Pluviómetros	Funciones almacenamiento-caudal	Precipitación
Medidores de caudal		Temperatura
Limnímetros	Funciones cota – almacenamiento	Radiación solar
Termómetros		Coefficiente de cultivo
Medidores de radiación solar	Funciones cota – área	Capacidad de almacenamiento
Medidores de coeficiente de cultivo	Funciones caudal – derivación	Tasa de percolación
	Secciones transversales	Coefficiente de almacenamiento
	Hidrogramas unitarios	Área impermeable
	Curvas de porcentaje	Numero de curva CN SCS
	Funciones de fusión de nieve	Cotas
	Patrones de tasa de fusión de nieve	Equivalente de agua de nieve
		Contenido de agua
		Tasa de fusión de nieve

Fuente: Nanía, 2007.

2.15. SOFTWARE HEC-GeoHMS

El Hec-GeoHMS es una extensión para ArcView que ha sido desarrollada como un grupo de herramientas hidrológicas geoespaciales para ingenieros e hidrólogos con una limitada experiencia en sistemas de información geográfica (SIG). El programa permite visualizar información espacial, documentar características de la cuenca, realizar análisis espaciales, delinear cuencas y ríos, construir las entradas para modelos hidrológicos y ayudar en la preparación de informes. Al trabajar con HEC-GeoHMS a través de sus interfaces, menús, herramientas, en un entorno con ventanas, el usuario puede crear rápidamente entradas hidrológicas que puede usarse directamente con HEC-HMS.

2.15.1. USO DEL HEC-GeoHMS

HEC-GeoHMS se usa para procesar los datos de la cuenca después de haber realizado una preparación y compilación inicial de los datos del terreno. La preparación de los datos del

SIG puede ser realizado con cualquier software estándar de SIG (ArcView, ArcGis, etc). HEC-GeoHMS no es una herramienta para preparación de datos SIG. Ejemplos de datos necesarios para trabajar con HEC-GeoHMS incluyen un modelo digital de elevación (DEM). La localización digital de los cauces y de las estaciones de aforo. Cuando la preparación de los datos está lista, HEC-GeoHMS procesa al terreno y la información espacial para generar una serie de entradas hidrológicas, que le darán al usuario un modelo inicial para HEC-HMS. El usuario puede estimar los parámetros hidrológicos a partir de las características de la cuenca y los cauces, precipitación medida y datos de caudales. Además, el usuario de HEC-HMS tendrá plena libertad para modificar los elementos hidrológicos y su conectividad para representar más fielmente las condiciones reales (Nanía, 2007).

2.16. SOFTWARE HEC RAS

El HEC-RAS (Centro de Ingeniería Hidrología – Sistema de Análisis de Ríos, Hydrologic Engineering Center –River Análisis System), es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales, desarrollado por el centro de ingeniería e hidrológica del cuerpo de ingeniería de la armada de los EE.UU (US Army Corps of Engineers).

Con el HEC RAS se facilita el cálculo de los perfiles de agua y de los parámetros hidráulicos del cauce. El programa permite desarrollar el cálculo de los niveles de la superficie del agua de un flujo gradualmente variado. El sistema que se maneja puede ser uno solo o una red de ríos. El componente del estudio del flujo puede hacer el estudio de régimen subcrítico, supercrítico o mezcla de los dos.

El procedimiento computacional básico está basado en la solución de la ecuación unidimensional de energía. Las pérdidas de energía son debido a la fricción (cuantificadas mediante la ecuación de Manning) además de las pérdidas por contracción o expansión (mediante coeficientes que afectan a los términos de la altura de velocidad en la ecuación de energía).

La ecuación de cantidad de movimiento es utilizada donde el perfil de la superficie libre es rápidamente variado. Estas situaciones incluyen el cálculo en régimen de flujo mixto, como son los resaltos hidráulicos, la hidráulica de puentes, la confluencia de dos ríos, entre otros.

Los efectos de diversas obstrucciones como puentes, alcantarillas, vertederos y otras estructuras, pueden ser considerados en el análisis. También permite evaluar los cambios en la superficie libre debido a mejoras y modificación en el canal analizado. (Marín, 2006).

2.16.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO DEL HEC-RAS

El sistema hidráulico fue analizado utilizando el modelo computarizado (HEC-RAS versión 4.1.0 desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Se espera que la trayectoria del flujo y los caminos en velocidad dentro del tramo bajo estudio predominen en la misma dirección que el del flujo principal. Debido a esto, se considera que la presunción de flujo unidimensional, gradualmente variado es razonable para este estudio. Por consiguiente, se espera que un análisis hecho utilizando este modelo genere resultados representativos de las condiciones hidráulicas que imperan en el predio.

El flujo gradualmente variado se modela utilizando las ecuaciones de continuidad, conservación de momento, y conservación de energía para describir las relaciones entre variables que incluyen la profundidad de flujo, la descarga, y la velocidad de flujo (Chaudhry, 1993). Los perfiles para nivel de agua se computan entre secciones resolviendo la ecuación de energía mediante un proceso iterativo conocido como el Método de Paso Estándar. Para aplicar este método, la ecuación de energía se plantea de la siguiente manera:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde:

Y_1, Y_2 : Profundidad del agua en las secciones transversales.

Z_1, Z_2 : Elevación de las invertidas del canal.

V_1, V_2 : Velocidad promedio.

α_1, α_2 : Coeficiente de velocidad.

g : constante de aceleración de la gravedad.

h_e : pérdida de energía.

La pérdida de energía (h_e) entre dos secciones transversales está compuesta de pérdidas por fricción y pérdidas por expansión o contracción. La pérdida de energía se expresa como sigue:

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

L: longitud del tramo.

S_f : Pendiente de fricción entre dos secciones transversales.

C: coeficiente de expansión o contracción.

2.17. SOFTWARE HEC-GeoRAS

HEC-GeoRAS es una extensión de ArcGis desarrollada conjuntamente por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers y el Environmental System Research Institute (ESRI). Básicamente es un conjunto de procedimientos, herramientas y utilidades especialmente diseñadas para procesar datos georreferenciados que permiten bajo el entorno de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), facilitar y complementar el trabajo con HEC-RAS. (Nanía, 2007).

2.17.1. USO DEL HEC-GeoRAS

HEC-GeoRAS crea un archivo para importar a HEC-RAS datos de geometría del terreno incluyendo cauce de río, secciones transversales. Posteriormente los resultados obtenidos de calados y velocidades se exportan desde HEC-RAS a ArcGIS y pueden ser procesados para obtener mapas de inundación y riesgo. (Nanía, 2007).

2.18. FAJA MARGINAL

Faja de terreno inmediato y contiguo a la ribera de los cuerpos de agua naturales o artificiales, que permite el uso primario de las aguas, la protección, operación, rehabilitación, mantenimiento, vigilancia y libre acceso a muchos cuerpos de agua. Esta zona es reconocida como un área de interacción física, biológica y química, entre el ecosistema acuático y el terrestre; consecuentemente, posee una inusual biodiversidad y es medio donde se presenta una gran diversidad de procesos ambientales.

Entre las múltiples funciones ecológicas de las fajas marginales se incluye el mantenimiento de la estructura física de las corrientes de agua, la estabilidad de las márgenes del cauce, el sombreado de la corriente, la interceptación de sedimentos, los corredores de la vida silvestre.

Si bien no existe un consenso respecto al ancho de la faja marginal, se acepta que esta posee una fragilidad biológica y física que atenúa los impactos generados por las actividades en las laderas y por el propio comportamiento del cuerpo de agua.

Cada cuerpo de agua es diferente y como tal, requiere de un conocimiento específico del área que ocupan para la determinación de su faja marginal, así por ejemplo, tierras altas con valles angostos tienen generalmente fajas marginales angostas pero por su cauce posee una mayor energía, por lo que requieren intensivas prácticas de manejo; lo contrario ocurre con tierras bajas en valles amplios con cauces de poca energía generalmente meandros, donde la práctica de manejo pueden ser menos intensivas.

Entre las diversas funciones específicas que se reconocen a las fajas marginales se pueden citar las siguientes:

- Mantenimiento de la integridad hidrológica, hidráulica y ecológica del cauce, el suelo y la vegetación asociada, reduciendo la erosión, estabilizando las márgenes, regulando las avenidas, contribuyendo al mantenimiento de un caudal base y manteniendo la calidad de las aguas.
- Protección de flora y fauna acuática y ribereña de potenciales fuentes de contaminación provenientes de las tierras altas, atrapando y filtrando sedimentos, nutrientes y/o químicos remanentes de actividades antrópicas.
- Interceptación y retención de sedimentos que son acarreados por la escorrentía de los cuerpos de agua.
- Atrapan o reducen el aporte de fosforo, nitrógeno y otros nutrientes que pueden causar eutrofización de los sistemas acuáticos.
- Atrapan o remueven contaminantes químicos como los pesticidas.
- Protegen el hábitat de los peces y organismo acuáticos moderando los cambios de temperatura mediante la sombra, proporcionando abrigo, protección térmica y alimento a través de restos leñosos.
- Mejora el paisaje de los cauces ofreciendo áreas para la recreación.

- Permite el libre ejercicio del uso primario de las aguas, el libre tránsito alrededor de los cauces y la pesca en cauces con fauna ictiológica.
- Brinda acceso y espacio para ejecución de trabajos de protección, remediación y mantenimiento de los cauces y los bienes asociados a las aguas.

2.19. LLANURAS DE INUNDACIÓN

Las llanuras de inundación son las áreas próximas al cauce principal del río que resultan ocasionalmente inundadas. El caso más característico son los ríos de poca pendiente con morfología meandriforme (ríos aluviales de llanura). La llanura de inundación es un terreno muy llano, pero con distintas formaciones. En un corte transversal puede parecer plano, ligeramente cóncavo o ligeramente convexo. (Martín, 2003).

2.20. TRÁNSITO DE AVENIDAS

La avenida es el fenómeno natural de la crecida de un río y por ello una de las manifestaciones del llamado movimiento variable en lámina libre (o no permanente en el tiempo). Su tránsito en el cauce es el modo en que la avenida viaja aguas abajo. Los lechos y los cauces fluviales, así como las obras de ingeniería fluvial experimentan las mayores acciones y transformaciones durante las avenidas.

2.20.1. MÉTODO DE LA ONDA CINEMÁTICA

Es un método de tránsito de flujo del tipo distribuido (tránsito hidráulico).

- Ecuación de continuidad (ecuación de almacenamiento).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$

- Ecuación de cantidad de movimiento.

$$Q = \alpha y^\beta$$

La ecuación (1) es integrada de acuerdo a la regla trapezoidal en un esquema implícito de diferencias finitas. La integral es expresada en términos de gasto al tiempo t^{j-1} y de la misma incógnita al tiempo t^j .

El enfoque de la integración numérica es el Euleriano, el cual consiste en analizar los intercambios de masa y energía a través de las fronteras de una región de estudio fija (volumen de control) en el sistema coordenado x-t.

Este sistema es de estructura regular, compuesto por celdas o volúmenes de control trapezoidales para las cuales se introducen los subíndices i y j para denotar el espacio y tiempo respectivamente. La principal deformación del perfil de la corriente durante el transito del escurrimiento ocurre en el frente o frontera de aguas abajo en la fase de avance de tal manera que después de cada intervalo de tiempo se determina en función del gasto calculado en la estación (i-1) la longitud de avance desde dicha estación. La cual si es mayor que la longitud de la celda se procede a calcular el gasto que pasa por la estación (i) de lo contrario se simula otro intervalo de tiempo. (Chavarri, 2008).

La siguiente ecuación de almacenamiento:

$$V_e - V_s = \Delta V_{alm} + \Delta V_{inf}$$

V_e : volumen de entrada al plano de escurrimiento.

V_s : volumen de salida del plano de escurrimiento.

ΔV_{alm} : Cambio del volumen almacenado = $V^j - V^{j-1}$

ΔV_{inf} : Cambio del volumen infiltrado = $V_{inf}^j - V_{inf}^{j-1}$

2.21. EROSIÓN

La erosión en un cauce es el descenso del fondo o el retroceso de las orillas, como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial naturales o suscitadas por obras del hombre. Es la respuesta del cauce a la falta de equilibrio entre las variables principales. Ya que una de estas variables, el caudal sólido, es de tan incierta cuantificación, es lógico que la erosión sea extraordinariamente difícil de prever.

Cabe distinguir la erosión general de la erosión local, la erosión general de fondo se puede explicar por la acción de un flujo de agua caracterizado simplemente por una velocidad media. Afecta a tramos largos del cauce y sería la única y primordial en un cauce recto, prismático y sin ninguna singularidad. La erosión local del fondo se explica por la acción de un flujo más complejo, que en una sección de la corriente (vertical u horizontal) requeriría una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades,

como obstáculos. La erosión local afecta a una pequeña extensión y el flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla vórtices. También puede hablarse de erosión general de orillas o márgenes en tramos rectos y de erosión local de orillas en tramos curvos.

2.22. SOCAVACIÓN

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un evento hidrológico. La reducción de este nivel respecto a un nivel de referencia es denominada profundidad de socavación. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico (Barbosa, 2013).

La socavación depende de muchos factores, que pueden agruparse en dos grupos principales:

- Factores geomorfológicos.
- Factores de transporte.

Además, la socavación puede clasificarse en dos tipos según su naturaleza:

- Socavación general.
- Socavación local.

2.22.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN

a. Factores geomorfológicos

Los factores geomorfológicos hacen referencia a las características de la cuenca y el río analizado. Dentro de las características de la cuenca se incluyen los factores climáticos y los usos de tipos de suelos, elementos de primera importancia para determinar las tasas de erosión y transporte en el sitio de interés.

Las características de mayor interés son la pendiente, la geometría de la sección transversal, su forma en planta, las características del material del lecho y las condiciones de borde del canal.

Las características del material del lecho incluyen la distribución del sedimento, la gradación, la estratificación de capas en el lecho y la presencia de materiales cohesivos.

Los sedimentos no cohesivos son aquellos cuyo movimiento depende solamente de las propiedades de las partículas que los componen y de la posición relativa entre las mismas.

Dentro de este grupo se encuentran las arenas y gravas. Los sedimentos cohesivos, por el contrario, son aquellos cuyo movimiento inicial depende de la compleja interacción físico – química entre las partículas coloidales y los efectos de la presión de poros. La socavación en lechos de material cohesivo es un fenómeno mucho más complejo y no puede ser evaluado según las características del tamaño de las partículas.

Otra característica importante son los controles geológicos, pues determinan los límites probables de erosión.

b. Factores de transporte

Los factores de transporte se relacionan con el transporte tanto de agua como de sedimentos. Las características del flujo, como la velocidad, duración, caudal y frecuencia, así como las tasas de transporte y tipo de sedimento transportado durante tales eventos, son necesarias para estimar la profundidad de socavación (Barbosa, 2013).

2.22.2. TIPOS DE SOCAVACIÓN

a. Socavación general

La socavación general es aquella disminución en el nivel base del lecho del cauce como consecuencia de aumento en la velocidad y el esfuerzo cortante del flujo en el lecho, que pone en movimiento las partículas de fondo y de las márgenes que se encuentran en equilibrio, indistintamente de la presencia o no de cualquier estructura antropogénica.

Los procesos fluviales y geomorfológicos que dan lugar a la socavación general ocurren en un amplio rango de escalas espacio – temporales.

Dentro de la socavación general se incluyen los procesos de degradación naturales como incisión del lecho, migración lateral, cambios en las formas del lecho y socavación en confluencias.

En términos de escala espacial. Inestabilidades dentro de la cuenca pueden influir en los procesos que contribuyen a la socavación general. Por ejemplo, cambios en los usos del suelo pueden afectar la disponibilidad de sedimentos que transporta un río y por consiguiente afectar directamente las tasas de socavación de algún tramo en particular.

Los cambios ocasionados por la socavación general a diferentes escalas espaciales son proporcionales a la escala temporal en que ocurren, es decir, cambios en los patrones de drenaje y perfiles longitudinales en una cuenca varían en escalas de tiempo geológicas. A

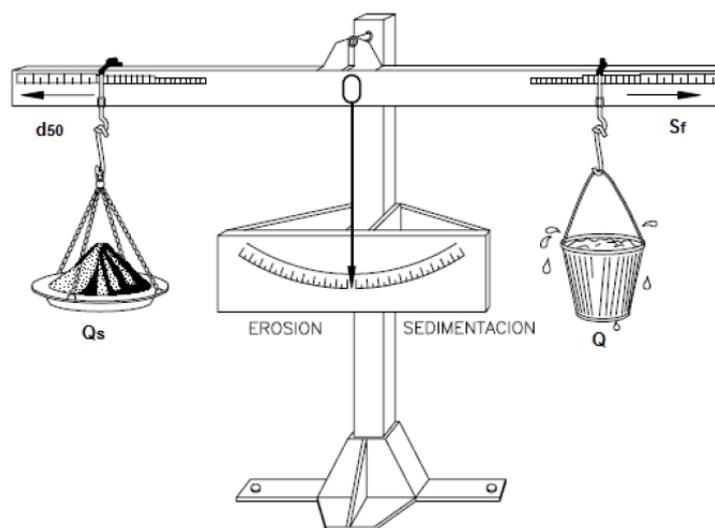
escala de tramo. El alineamiento de un cauce puede variar desde años a siglos, cambios en la sección transversal pueden ocurrir de días a años, y cambios a escalas locales, como las formas del lecho, pueden cambiar incluso a escala horaria.

Los cambios a largo plazo son consecuencia de una degradación progresiva y cuasipermanente debida a cambios hidrológicos y/o geomorfológicos a escala de cuenca, por ejemplo, cambio climático, disminución del nivel base o construcción de una presa. A corto plazo, la socavación general se desarrolla durante una creciente o crecientes continuas durante un espacio temporal corto (días).

La socavación es un fenómeno complejo que para la comprensión del problema y su solución requiere un análisis cualitativo inicial, enfocado en entender los procesos físicos a escala de cuenca, de tramo y de sección.

La relación cualitativa propuesta por Lane (1955) ayuda a comprender las respuestas de un río ante cambios en la cuenca que pueden producir agradación o degradación del lecho. En la figura se representa el sistema fluvial como una balanza que permite predecir la respuesta cualitativa de un cauce ante algún cambio que se presente en alguno de los elementos característicos de la cuenca (Barbosa, 2013).

Figura 11: Balanza de Lane



Fuente: Barbosa, 2013.

b. Socavación local

Contrario a la socavación general, la socavación local es el descenso abrupto en el lecho fluvial, generado por la reunión del material de fondo debido a algún elemento físico componente de alguna obra dentro del cauce o alguna singularidad natural que se encuentre interpuesta dentro de la corriente. Dada la complejidad del movimiento del fluido causante de la socavación localizada, su análisis se deriva en teorías diferentes y en ocasiones contradictorias, dependiendo de las condiciones que se hayan tenido en cuenta para su definición.

Este tipo de socavación ha sido más estudiado que la socavación general, pues los análisis de socavación se realizan, en su mayoría, para conocer el diseño de cimentaciones de obras que están en contacto directo con el cauce (puentes, espolones, estribos, pilas, etc), ya que son obras de importancia en la subestimación de la socavación podría conllevar a la destrucción total de la estructura, o la sobreestimación llevaría a adoptar profundidades de cimentación que hacen extremadamente costosa la obra.

Sea cual sea el tipo de socavación estudiado, determinar la magnitud de la profundidad de socavación es complicado por la naturaleza cíclica del proceso erosivo. La erosión puede alcanzar su máximo valor durante una creciente, y volverse difícilmente visible tras el paso de la misma al rellenarse con sedimentos los “huecos” erosionados.

La socavación en lechos con fondo móvil se da cuando el río analizado transporta una carga de sedimentos antes de entrar a la sección de control del tramo de interés, en este caso el equilibrio en el balance de transporte determina la finalización del proceso erosivo. Cuando el caudal sólido de ingreso al tramo de análisis es mínimo o nulo, se denomina socavación en agua clara, y el proceso erosivo se detiene cuando el esfuerzo cortante del cauce disminuye por debajo de los valores críticos de iniciación de movimiento del material que conforma el lecho del tramo. También se considera erosión en agua clara cuando el material del lecho es transportado en suspensión a través del hueco de socavación hacia aguas abajo sin depósito en la sección de interés (Barbosa, 2013).

2.22.3. MÉTODO DE LICHTVAN-LEBEDIEV

Esta metodología está basada en determinar las condiciones de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos. Se aplica tanto si la distribución del material del subsuelo es homogénea, como si es heterogénea, es decir formando estratos de distintos materiales. Es un método válido para estimar la erosión general en suelos granulares y suelos no cohesivos.

La condición de equilibrio está dada por:

$$U_r = U_e$$

Donde:

U_r = velocidad media real de la corriente para el caudal de diseño en m/s.

U_e = velocidad media que debe tener la corriente para erosionar al material de fondo (inicio del arrastre), en m/s.

Para poder aplicar este método se requieren los datos siguientes:

- El caudal máximo de diseño, Q_d y periodo de diseño.
- El nivel de agua en el río en la sección de estudio para el caudal de diseño.
- La sección transversal o perfil del tramo en estudio obtenido durante el estiaje anterior.
- Estratigrafía del material bajo el fondo.
- La granulometría del material de fondo de donde se calcula el diámetro medio D_m .

a. Cálculo de “ U_r ”

La hipótesis fundamental consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante mientras dura el proceso de la erosión.

Se tiene que para cualquier profundidad que se haya alcanzado, U_r es:

$$U_r = \alpha * \frac{d_o^{5/3}}{d_s}$$

Donde:

d_o : Profundidad en cualquier franja de la sección del cauce, antes de iniciarse el proceso de socavación, medida de la superficie libre del agua cuando pasa la avenida de diseño hasta el fondo del cauce en época de estiaje (m).

d_s : Profundidad total alcanzada después del proceso de socavación, se mide desde la superficie del agua hacia el lecho socavado del conducto (m).

α : Coeficiente que depende de las características hidráulicas del cauce y del flujo de la corriente, se puede calcular por medio de la siguiente expresión.

$$\alpha = \frac{Q_d}{B_e * \mu * d_m^{5/3}}$$

B_e : Ancho efectivo de la superficie libre del agua, siendo necesario eliminar de B_e los obstáculos de las obras hidráulicas interpuestas a la corriente (si existen), se recomienda trazar una perpendicular al eje del flujo y sobre ella proyectar las obstrucciones, en m.

$$d_m = \frac{A}{B}$$

d_m : Tirante medio de la sección, en m.

A: Área hidráulica.

B: Ancho efectivo.

μ : Coeficiente que toma en cuenta las contracciones del flujo producto de las obstrucciones (pilas, estribos, espigones, diques, etc). Se puede obtener con la ayuda de la tabla 11, en función de la separación mínima libre entre las obstrucciones y de la velocidad media de la corriente, si no existen obstrucciones $\mu = 1$ (Pérez, 2014).

Tabla 11: Coeficiente de contracción “μ”.

Velocidad media en la sección	Longitud libre entre dos pilas (claro) en metros													
	(m/s)	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.94	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
>4.00	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

Fuente: Pérez, 2014.

b. Cálculo de “Ue”

Para la velocidad media mínima necesaria para arrastrar los materiales que forman el cauce los investigadores propusieron las siguientes ecuaciones:

Para material granular:

$$U_e = 0.68 D_m^{0.28} \beta d_s^x$$

Para material cohesivo:

$$U_e = 0.6 \gamma_s^{1.18} \beta d_s^x$$

Donde:

Ue: Velocidad media mínima erosiva, m/s.

β: Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno del gasto de diseño, se obtiene de la tabla 1.2

x: exponente que varía en función del diámetro medio de las partículas, si es material granular o del peso específico, si son cohesivas se obtiene de la tabla N° 11.

Dm: Diámetro medio del material del cauce, en mm.

γs: Peso específico del material cohesivo del estrato, en Ton/m3.

Tabla 12: Valor del coeficiente β

PR en años (tr)	coeficiente (β)
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

Fuente: Pérez, 2014.

Para su aplicación se requiere la siguiente información: Gasto de diseño (Q_d) asociado a un periodo de diseño (T_r): Curvas de nivel – Gasto – Áreas – Radios hidráulicos – Anchos Efectivos; sección transversal del cauce en estudio en épocas de estiaje; Diámetro medio (D_m) si es granular o peso específico (γ_s) si es cohesivo).

Este método indica que para calcular la profundidad de socavación en función del tipo de material del cauce, se igualan las velocidades U_r y U_e (ecuaciones 1.1 y 1.2) despejando el valor de “ d_s ”, quedando las siguientes expresiones:

Para material granular:

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Para material cohesivo

$$d_s = \left[\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Cuando se tiene material homogéneo bajo el fondo del cauce, la obtención de la profundidad de socavación es directa, pero de existir tipos de estratos que subyacen es necesario utilizar tanteos, procedimiento de la siguiente forma:

De acuerdo al material de fondo del cauce y con la fórmula respectiva se calcula que “ds”, si esta mayor que el espesor del estrato primario, se deberá cambiar de fórmula de acuerdo al material que subyace al primero.

Con las características del segundo estrato y su fórmula respectiva se procede a calcular un nuevo valor de “ds”, si este valor es mayor que el espesor del segundo estrato se procede nuevamente a cambiar de fórmula para el tercer estrato y así sucesivamente hasta que el valor de “ds” que dentro del estrato con que se calculó el valor de la socavación.

Cuando se tenga que con la fórmula del material subyace a un material ya erosionado, no llega a tocar ni siquiera la interface entre ambos estratos, se debe de interpretar que la erosión se queda en la interface (Pérez, 2014).

Tabla 13: Valores de "x" y "1/(1+x)" para suelos no cohesivos

Dm		1	Dm		1
mm	X	1+x	mm	x	1+x
0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.5	0.41	0.71	90	0.28	0.78
1	0.40	0.71	140	0.27	0.79
1.5	0.39	0.72	190	0.26	0.79
2.5	0.38	0.72	250	0.25	0.80
4	0.37	0.73	310	0.24	0.81
6	0.36	0.74	370	0.23	0.81
8	0.35	0.74	450	0.22	0.82
10	0.34	0.75	570	0.21	0.83
15	0.33	0.75	750	0.20	0.83
20	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
25	0.31	0.76			

Fuente: Pérez, 2014.

c. Altura de la estructura

Para el cálculo de la altura de diseño para las estructuras de defensa ribereña (H_D), se aplica la siguiente formula:

$$H_D = Y_0 + Y_S + BL$$

Y_0 : Es la altura o nivel máximo de agua alcanzada por la avenida de diseño, el valor es la diferencia entre el pelo de agua y el nivel del cauce del rio, en cada una de las secciones transversales analizadas.

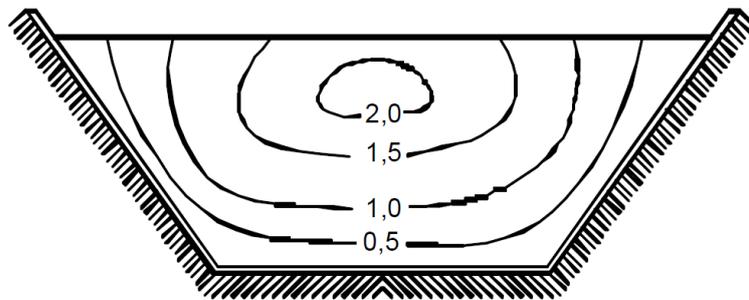
Y_S : Es la profundidad de socavación general.

BL : Bordo libre.

2.23. CORRIENTE DEL RÍO

La dirección de la velocidad del agua en un rio no es paralela a los contornos (las orillas), como se podría suponer en primera instancia, sino que presenta desviaciones. El módulo de la velocidad no es uniforme a través de una sección, sino que en general el agua corre más por las partes más hondas.

Figura 12: Distribución de la Velocidad



Fuente: Rocha, 2007.

2.24. NÚMERO DE FROUDE

Es el parámetro adimensional que expresa el efecto de la mayor o menor influencia de las fuerzas gravitacionales sobre las condiciones del escurrimiento.

El número de Froude (F) tiene por expresión:

$$F = \frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de gravedad}}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Siendo:

V: velocidad media.

g: aceleración de la gravedad.

L: longitud característica.

El número de Froude se utiliza en canales y generalmente se considera como longitud característica el tirante hidráulico “d” por lo tanto.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$$

$$d = \frac{A}{T}$$

Donde:

d: Tirante hidráulico o profundidad hidráulica.

A: Área mojada.

T: Espejo de agua.

g: Aceleración de la gravedad.

Siempre que el escurrimiento se produzca con superficie libre, es decir que alguna zona de la corriente no está delimitada por el contorno, habrá influencia de la gravedad sobre todo el escurrimiento.

El número de Froude representa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitacionales. Los valores altos del número de Froude corresponden a una pequeña influencia del de la gravedad. (Rocha, 2007).

- Si el número de Froude es mayor a la unidad ($F > 1$) el flujo es supercrítico.
- Si el número de Froude es menor a la unidad ($F < 1$) el flujo es subcrítico.
- Si el número de Froude es igual a la unidad ($F = 1$) el flujo es crítico.

2.25. NÚMERO DE MANNING

2.25.1. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING

El profesor Ven Te Chow en su obra “Hidráulica en canales abiertos” estudia tres métodos para evaluar el coeficiente de Manning.

- Consultar una tabla de valores típicos de n para varios tipos de canales.
- Examinar y comparar el canal en estudio con la apariencia de ciertos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.
- Considerar el valor de n como el resultado de la acción combinada de una serie de factores que lo afectan. Esta forma es llamada como el método de Cowan.

2.25.2. MÉTODO DE COWAN

Reconociendo varios factores 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 ecuación:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde:

n_0 : Valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.

n_1 : Se determina para corregir el efecto por irregularidades de la superficie.

n_2 : Se considera la variación en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n_3 : Se considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.

n_4 : Depende de la vegetación.

m_5 : Depende de la sinuosidad longitudinal del canal.

Tabla 14: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad con la fórmula de Cowan

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Chow, 1994.

También Chow indica que el coeficiente de rugosidad puede ser calculada con la siguiente tabla N° 15.

Tabla 15: Valores del coeficiente de rugosidad n.

Tipo de canal y descripción	Mín.	Normal	Máx.
Corrientes naturales			
Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente <100 pies)			
a) Corrientes en planicies			
• Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos.	0.025	0.030	0.033
• Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0.030	0.035	0.040
• Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena.	0.033	0.040	0.045
• Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.050
• Igual al anterior, niveles más bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.040	0.048	0.055
• Igual al 4, pero con más piedras.	0.045	0.050	0.060
• Tramos lentos, con malezas y pozos profundos.	0.050	0.070	0.080
• Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos.	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
• Fondo: gravas, canto rodado y algunas rocas.	0.030	0.040	0.050
• Fondo: cantos rodados con rocas grandes.	0.040	0.050	0.070

Fuente: Chow, 1994.

2.26. ENCAUZAMIENTO

El cauce es el espacio ocupado por el río, en sentido natural, o el espacio destinado al río tras una intervención del hombre. El encauzamiento entonces es cualquier arreglo o intervención que toma un tramo de río (un tramo de cauce) como su objeto de actuación primordial. Los objetivos posibles de un encauzamiento son:

- Protección frente a las inundaciones.
- Protección de las márgenes del río.
- La fijación de un cauce estable para el río.
- La formación o fijación de un canal navegable.
- La recuperación de los valores naturales de un río.

2.27. DETERMINACIÓN DEL ANCHO DEL CAUCE ESTABLE

Existen muchos métodos para analizar la estabilidad de cauces, entre los que podemos mencionar: Lacey, Simmons, Altunin, Maza-Cruickshank, Blench, etc. Cada uno de estos métodos tiene una particular importancia. Los propuestos por Altunin, Maza-Cruickshank y Blench. El primero se desarrolló para cauces formados con material grueso como gravas y boleos; el segundo únicamente se puede emplear a cauces arenosos, en cambio el tercero es de mayor utilidad en cauces de márgenes formados con material cohesivo (Contreras, 2009).

2.27.1. METODO DE ALTUNIN PARA MATERIAL GRANULAR

Para conocer la estabilidad de un cauce, Altunin tomo considero la mayor o menor resistencia de las orillas a la erosión y la zona del río donde se encuentra el tramo de estudio.

Por ello supuso que una sección es de tipo “a”, si las orillas son difícilmente erosionable y b si son “b” si son erosionadas fácilmente.

Las tres ecuaciones que propone para obtener los tres grados de libertad.

La primera permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, tomando en cuenta el diámetro medio del fondo y tirante.

$$U = a * V_{\phi} * d^{\alpha}$$

La segunda define la velocidad media de la corriente en función de la resistencia del fondo.

$$U = K * d^z * s^x$$

La tercera resultó de las observaciones de las secciones naturales estables y fue propuesta por Glushkov.

$$B^m = K * d$$

Esta ecuación se puede transformar y se ha propuesto utilizar también como:

$$B = \frac{A * Q^{0.5}}{s^{0.2}}$$

El coeficiente A esta dado por la siguiente expresión:

$$A = (n * K^3)^{\frac{5}{3+5m}}$$

Donde:

a: Constante que es función de la zona en que se encuentra ubicado el cauce, su valor es igual a 1 en planicie y 1.1 en la zona intermedia.

V_ϕ : Velocidad media máxima que soporta la partícula del fondo sin que produzca erosión cuando el tirante es de 1 m.

d: Tirante medio de la sección igual al área ente el ancho de la superficie libre en metros.

α : Exponente variable que depende del tirante y que tomar los valores.

Tabla 16: Valores de α

$\alpha = 1/3$	si	$d < 1.5 \text{ m}$
$\alpha = 1/4$	si	$1.5\text{m} < d < 2.5 \text{ m}$
$\alpha = 1/5$	si	$d > 2.5 \text{ m}$

Fuente: Contreras, 2009.

k: Coeficiente que depende de la resistencia de las orillas.

- Material del cauce muy resistente su valor esta entre 3 a 4.
- Material fácilmente erosionable su valor esta entre 16 a 20.
- Material aluvial su valor esta entre 8 a 12.

- En los problemas de ingeniería su valor es 10.

z: Exponente que para las condiciones indicadas anteriormente recomienda igual a 1/2.

x: Exponente que para las condiciones indicadas anteriormente recomienda 1/3.

B: Ancho de la superficie libre en metros.

m: Exponente:

- Para cauces de montaña su valor es 0.5.
- Para cauces arenosos su valor es 0.7.
- Para cauces aluviales su valor es 1.0

Este exponente también se puede evaluar mediante la expresión:

$$m = 0.72 \left[\frac{\Delta * D}{R_H S} \right]^{0.1}$$

También se debe tener en cuenta las ecuaciones de continuidad.

$$U = \frac{q}{d}$$

$$Q = U * B * d$$

Donde:

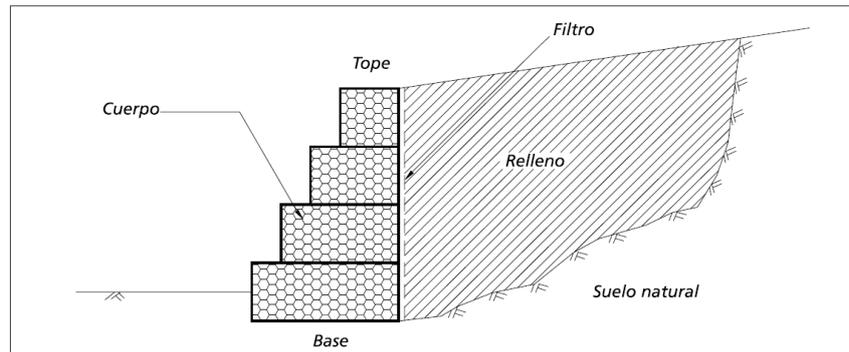
q: Gasto unitario en m³/s x m.

2.28. OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DEFENSAS RIBEREÑAS

2.28.1. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN A GRAVEDAD

Las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad. Los materiales utilizados y la forma de la estructura de contención a gravedad son muy variados. La estructura (muro) es formada por un cuerpo macizo que puede ser construido en concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, gaviones o hasta una combinación de varios tipos de materiales.

Figura 13: Representación básica de un muro de gravedad con gaviones



Fuente: Almeida, 2013.

Su estabilidad frente al empuje ejercido por el bloque de suelo contenido es provista por su peso propio, de ahí su nombre.

2.28.2. ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN EN GAVIONES

Las estructuras de gravedad en gaviones ya son un tradicional sistema de contención. Su origen es italiano y fueron empleadas por primera vez en su versión moderna al final del siglo XIX. Desde entonces su utilización es creciente y los campos de utilización son más amplios cada día. En América Latina esta solución comenzó a ser utilizada al inicio de los años 70 y hoy ya existen muchas obras en todos los países de la región.

Son constituidas por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras. Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico. En la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

Todas las unidades son firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, con la finalidad de formar una sola estructura continua.

La malla en particular debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica.
- Elevada resistencia contra la corrosión.
- Buena flexibilidad.
- No ser fácil de destejer o desmallar.

La malla que mejor cumple estas características es la del tipo hexagonal de doble torsión, producido con alambres de bajo contenido de carbono, revestidos con aleación de 95% zinc, 5% de aluminio y tierras raras (Zn 5Al MM = Galfan), con o sin revestimiento plástico.

La construcción de un muro de gaviones es extremadamente simple, sin embargo, la estructura final tendrá características técnicas muy importantes. De hecho, podemos considerar las contenciones en gaviones como estructuras:

- **Monolíticas:** todos los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de las aristas en contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.
- **Resistentes:** es equivocada la impresión de que una estructura formada por redes metálicas no tiene resistencia estructural o larga vida útil. Las redes utilizadas son hechas en malla hexagonal de doble torsión. Este tipo de malla proporciona distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidas y tienen resistencia nominal a la tracción. La doble torsión impide el destejido de la red, en caso ocurra la rotura de alguno de los alambres que la componen.
- **Durables:** para garantizar mayor durabilidad, los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión. El primer tipo de revestimientos es el resultado de una tecnología moderna y consiste de una aleación compuesta por zinc, aluminio y tierras raras (Zn 5Al MM = Galfan) que es aplicada al alambre por inmersión en caliente. Este revestimiento es utilizado cuando la estructura está localizada en un ambiente no agresivo. En estas condiciones la vida útil del revestimiento supera por mucho los 50 años. Cuando la estructura está en contacto directo con ambientes químicamente agresivos (urbanos o no), ambientes marinos o zonas con alto grado de contaminación, es necesario el uso de un revestimiento adicional en material plástico (Zn 5Al MM + plástico), lo que toma al alambre totalmente inerte frente a ataques químicos.
- Se debe también considerar que, con el tiempo, la colmatación de los vacíos entre las piedras causada por la deposición del suelo transporta por el agua y/o el viento y el crecimiento de las raíces de las plantas que se desarrollan en los gaviones, consolidan aún más la estructura y aumentan su peso mejorando su estabilidad.

- **Armadas:** Son estructuras armadas en condición de resistir las solicitaciones de tracción y corte. La armadura metálica no solo tiene la función de contener las piedras, sino también de soportar y distribuir los esfuerzos de tracción originados de aquellos que actúan sobre la estructura. Aun cuando tales esfuerzos son consecuencias de asentamientos o deformaciones localizados y no previstos en el cálculo. Tal característica inexistente en las contenciones de piedra emboquillada y concreto ciclópeo. Es de fundamental importancia cuando la estructura está apoyada sobre suelos de pobres características físicas.
- **Flexibles:** permite la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno. Sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a su flexibilidad es el único tipo de estructura que no requiere fundaciones profundas, aun cuando son construidas sobre suelos con baja capacidad portante. Esa capacidad también permite, en la mayoría de los casos, que la estructura se deforme mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.
- **Permeables:** un eficiente sistema drenante es indispensable para una buena performance y vida útil de las estructuras de contención. Las contenciones en gaviones, por las características intrínsecas de los materiales que la componen, son totalmente permeables y, por lo tanto autodrenantes aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura. Es necesario comentar que los problemas con drenaje son la causa más común de inestabilidad de estructuras de contención.
- **De bajo impacto ambiental:** En la actualidad las obras de ingeniería deben causar el menor impacto posible al medio ambiente. Los gaviones se adaptan muy bien a este concepto, durante su construcción y a lo largo de su vida útil de la obra. Por su composición no interponen una barrera para las aguas de infiltración y percolación. Con eso, principalmente en obras de protección hidráulica, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es el mínimo posible. Se integran rápidamente al medio circundante, posibilitando que el ecosistema, anterior a la obra, se recupere casi totalmente.
- **Prácticas y versátiles:** Presentan extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados son secos – gaviones (fardos metálicos), piedras y tablas (para encofrados), y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos

está formada básicamente por peones (ayudantes), dirigidos por maestros de obras. Debido a estas características, puede ser construida sobre cualquier condición ambiental, con o sin equipamiento mecánico aun en lugares difíciles.

- **Económicas:** cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra (Almeida, 2005).

2.29. GAVIONES

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con equipos mecánicos comunes.

Para estructuras de contención a gravedad pueden ser utilizadas los siguientes tipos:

2.29.1. GAVIONES TIPO CAJA

Son paralelepípedos regulares de dimensiones variadas, pero con altura de 1.0 m a 0.50 m; conformados por una malla metálica tejida a doble torsión para ser llenados en obra con piedra, de dureza y peso apropiados. Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

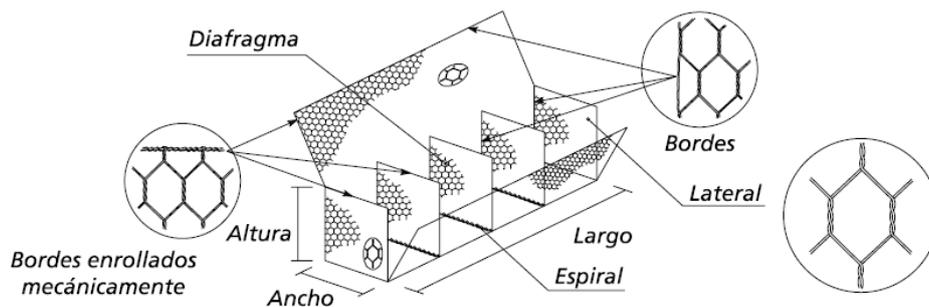
- El largo, siempre es múltiplo de 1 m, y varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1.5m.
- El ancho es siempre de 1 m.
- El alto puede ser de 0.5 m o 1 m.

Tabla 17: Medidas recomendadas para el gavión tipo caja.

Gaviones caja			
Dimensiones Estandar			Volumen (m3)
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)	
1.50	1.00	0.50	0.75
2.00	1.00	0.50	1.00
3.00	1.00	0.50	1.50
4.00	1.00	0.50	2.00
1.50	1.00	1.00	1.50
2.00	1.00	1.00	2.00
3.00	1.00	1.00	3.00
4.00	1.00	1.00	4.00

Fuente: Almeida, 2013.

Figura 14: Gavión tipo caja



Fuente: Almeida, 2013.

2.29.2. GAVIÓN TIPO SACO

Los gaviones tipo saco son estructuras metálicas, con forma de cilindro, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento en obra. Es un tipo de gavión extremadamente versátil debido a su formato cilíndrico y método constructivo, siendo que las operaciones de montaje y llenado son realizadas en obra para su posterior instalación, con el auxilio de equipos mecánicos.

Las dimensiones del gavión tipo saco son estandarizadas:

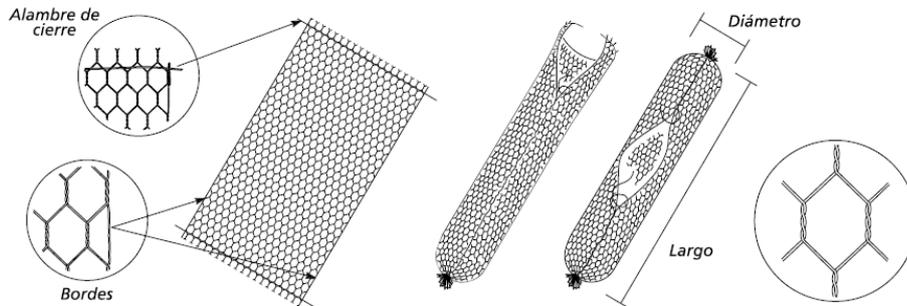
- El largo, siempre es múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 6m.
- El diámetro es siempre de 0.65 m.

Tabla 18: Dimensiones estándar del gavión tipo saco.

Gavión Tipo Saco		
Dimensiones Estándar		
Largo (m)	Diámetro (m)	Volumen (m ³)
2.00	0.65	0.66
3.00	0.65	1.00
4.00	0.65	1.33
5.00	0.65	1.66
6.00	0.65	1.99

Fuente: Almeida, 2013.

Figura 15: Gavión tipo saco

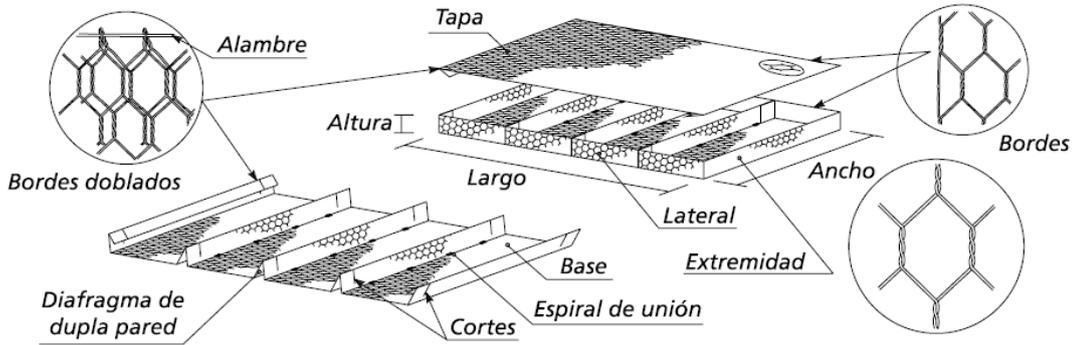


Fuente: Almeida, 2013.

2.29.3. GAVIÓN TIPO COLCHÓN

Son aquellos cuya altura fluctúa entre 0.17 m – 0.30 m y de áreas variables. Son construidos en forma aplanada para ser utilizados como revestimiento antierosivo, antisocavante para uso hidráulico y como base zócalo (mejorador de capacidad portante) en la conformación de muros y taludes. Debido a que los colchones están generalmente ubicados en contacto con el agua, con sólidos que arrastran los ríos y sedimentos en general, estos deben tener características tales que les permitan resistir las exigencias físicas y mecánicas como son el impacto, la tracción y la abrasión.

Figura 16: Gavión tipo colchón.



Fuente: Almeida, 2013.

Las dimensiones de los colchones Reno son estandarizadas.

- Su longitud es siempre múltiplo de 1 m, varía entre 3 m a 6 m.
- Su ancho siempre es 2m.
- Su espesor puede variar entre 0.17 m, 0.23 m y 0.30 m.

Tabla 19: Dimensiones estándar del colchón Reno

Colchones Reno			
Dimensiones Estándar			
Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	Área (m ²)
3	2	0.17	6
4	2	0.17	8
5	2	0.17	10
6	2	0.17	12
3	2	0.23	6
4	2	0.23	8
5	2	0.23	10
6	2	0.23	12
3	2	0.3	6
4	2	0.3	8
5	2	0.3	10
6	2	0.3	12

Fuente: Almeida, 2013.

2.30. ESPIGONES

Son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. El propósito de estas estructuras consiste en alejar de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ella se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o bien, estar empotrados una cierta longitud dentro de la margen (Maza, 1990).

Algunas ventajas de los espigones:

- Son sencillos de construir y de supervisar su construcción.
- Su conservación es sencilla cuando se utiliza materiales pétreos, gaviones o tablas estacados debidamente empotrados.
- El costo de conservación disminuye con el tiempo, aunque puede ser alto. Durante los primeros años, cuando se utilizan materiales pétreos.
- La falla de un espigón no hace peligrar a los demás. Se ha observado que aun cuando se produzca una erosión en la zona de contacto entre un espigón y la orilla y parte del escurrimiento pase entre ambos, el resto de los espigones continúa trabajando satisfactoriamente.

Entre las principales desventajas de los espigones se puede mencionar:

- Reducen el ancho del cauce, cuando ambos márgenes se protegen con espigones. Sin embargo, téngase en cuenta que en ríos navegables el reducir el ancho del cauce puede representar una ventaja y una necesidad.
- Producen pérdidas adicionales de energía.
- No son económicas en curvas que tienen un reducido radio de curvatura.
- No protegen toda la orilla, ya que las zonas entre ellos pueden erosionarse antes de alcanzar un estado de equilibrio.

Principales funciones:

Las funciones de los espigones dependen del objetivo que se busque pero en líneas generales pueden ser las siguientes (Rocha, 2013):

Reducir la velocidad de la corriente cerca de la orilla.

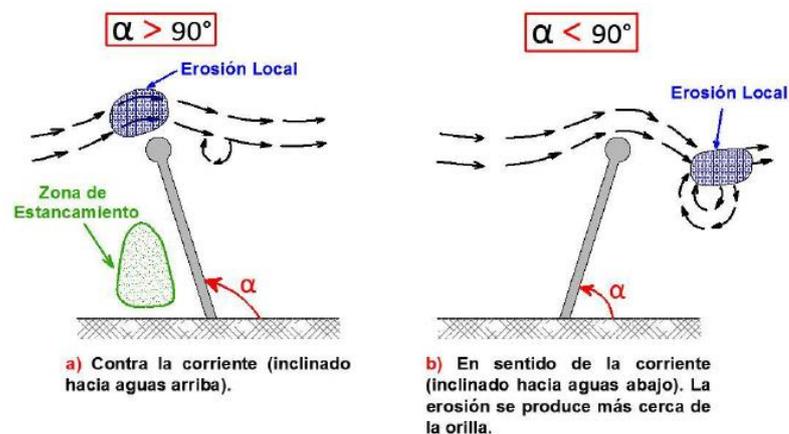
- Desviar, es decir alejar, la corriente de la orilla.
- Prevenir la erosión de las márgenes.
- Establecer y mantener un ancho previamente fijado para el río.
- Fijar las márgenes, es decir, estabilizar el cauce fluvial.
- Controlar la migración de meandros.
- Crear un efecto de curva en una obra o toma.
- Otras, como por ejemplo, las vinculadas a aspectos ecológicos.

2.30.1. DIRECCIÓN Y FORMA DE LOS ESPIGONES

En lo que respecta a la dirección se refiere al sentido que toma el eje del espigón, esto puede ser de tres maneras (Rocha, 2013).

- En contra de la corriente ($\alpha > 90^\circ$): son orientados hacia aguas arriba, generalmente son más cortos, los ángulos recomendados son entre 100° y 120° .
- En favor de la corriente ($\alpha < 90^\circ$): estos espigones atraen el flujo hacia las orillas. Maza recomienda, que el ángulo sea mayor a 30° .

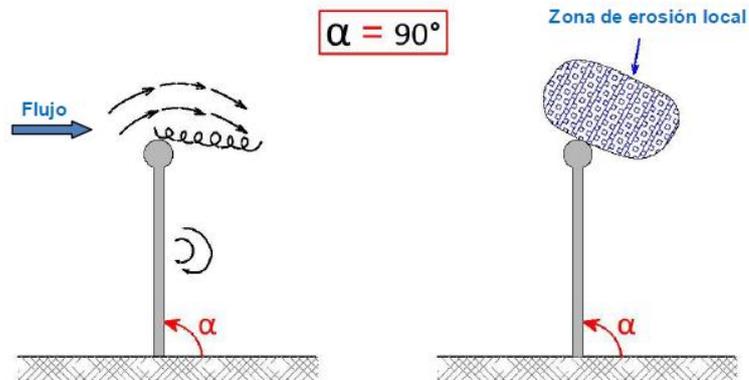
Figura 17: Orientación de los espigones en contra y a favor de la corriente



Fuente: Rocha, 2013.

- Normales a la corriente ($\alpha = 90^\circ$): Son espigones cuya orientación es perpendicular al flujo, son más económicos.

Figura 18: Orientación del espigón normal



Fuente: Rocha, 2013.

En lo que respecta a la forma podemos encontrar las siguientes:

Figura 19: Asta simple

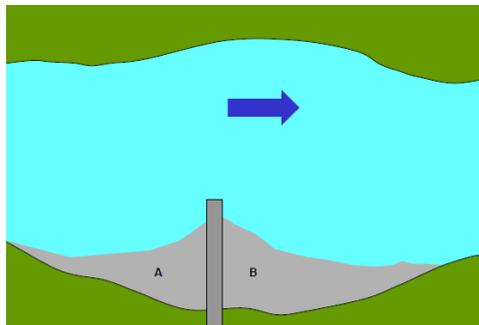


Figura 20: Cabeza de martillo

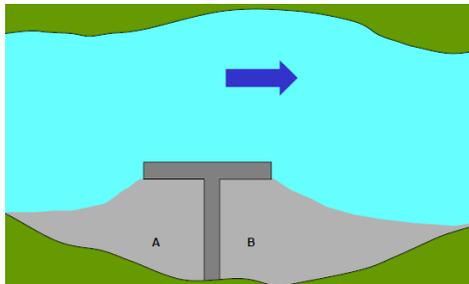
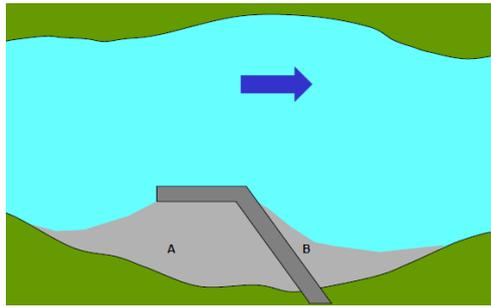


Figura 21: Bayoneta



Fuente: Almeida, 2013.

2.30.2. DISEÑO DE ESPIGONES

Se ha mencionado que los espigones son estructuras que están unidas a la margen e interpuestas a la corriente, lo que permite desviar y alejar la corriente de la orilla y evitar que este arrastre las partículas que la forman.

Los datos necesarios para el diseño de espigones son:

- La topografía y la batimetría del río en la zona por proteger. Abarcara todo el cauce y orillas. En ríos de planicie se cubrirán además 20 m a cada lado de las orillas y en cauce con orilla muy elevadas 10 m arriba de la elevación máxima del agua.
- Secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas. La separación entre ellas puede variar entre 50 m y 200 m dependiendo de las dimensiones del cauce. Fuera del agua cubrirá lo indicado en el inciso anterior, se prolongarán a lo largo del talud de la orilla y se extenderán sobre el fondo del río hasta una distancia de $1/3$ del ancho del cauce, como mínimo.
- Características hidráulicas de la corriente. Normalmente se deben conocer: el gasto formativo y el gasto asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como la velocidad media de los escurrimientos y, de ser posible, la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger.
- El gasto formativo también se puede obtener en forma más sencilla ya que se ha observado que es aproximadamente igual al gasto máximo que ocurre por el cauce principal, de los ríos de planicie antes de desbordar. También se ha demostrado que

está asociado a un periodo de retorno entre 1 y 4 años con promedio de 1.4. Por tanto, se puede aceptar en una primera aproximación que es aquel cuyo periodo de retorno es 1.4 años.

- Granulometría y peso específico de los materiales de fondo y orillas del cauce.
- Materiales de construcción disponibles. Incluye la localización de bancos y roca y el peso específico del material de cada uno de ellos. Así como banco de grava o boleo que puedan servir para rellenar gaviones.

2.30.3. ESPIGONES PERMEABLES E IMPERMEABLES

En general los espigones pueden ser permeables o impermeables. Ambos tipos son muy usados en diversas partes del mundo. El uso de uno u otro depende de varios factores señalados a continuación (Rocha, 2013).

a. Espigones permeables (retardadores)

Los espigones permeables, es decir los que permiten que el agua pase a través de ellos con pequeña velocidad, son útiles cuando se desea favorecer la sedimentación y la formación de depósitos entre espigones. Generalmente trabajan sumergidos. Producen menor perturbación en la corriente que los espigones impermeables. La “permeabilidad” es una medida de la proporción de vacíos que tiene el cuerpo del espigón en la dirección de la corriente y se puede expresar como un porcentaje. Estos espigones pueden ser de alta o de baja permeabilidad. Su función es la de retardar el flujo y disminuir la velocidad cerca de las márgenes. Por eso a veces se llaman “retardadores”. Se caracterizan por lo siguiente:

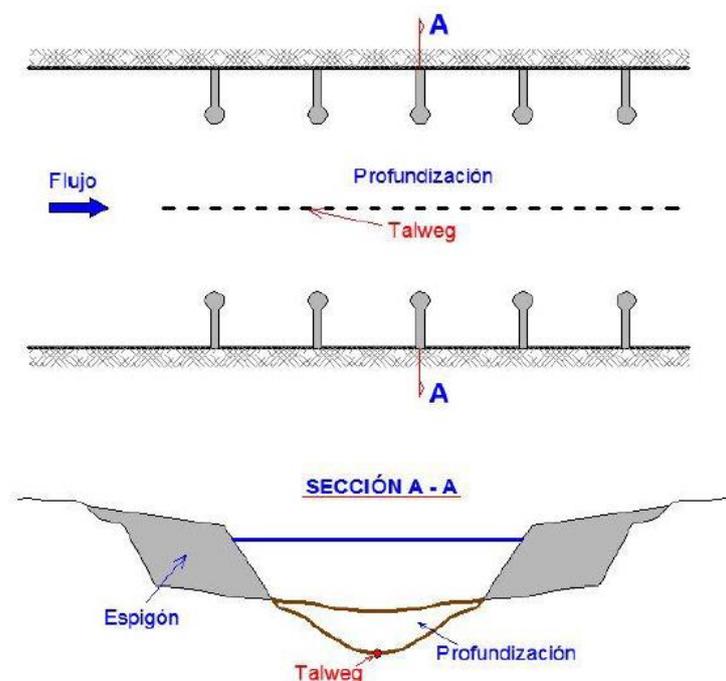
- El agua cargada de sedimentos finos (en suspensión), pasa a través de ellos. La presencia de cuerpos extraños en el agua puede disminuir la permeabilidad.
- El espacio comprendido entre un espigón y otro se va rellenando con el depósito de los sedimentos finos en suspensión que trae el río.
- Protegen y robustecen la orilla fluvial, en realidad, contribuyen a la formación de una “orilla virtual”.
- Se pueden ir modificando y adaptando a las circunstancias que se presenten.
- Los requerimientos de construcción son simples. Se aprovechan los materiales existentes en el área.

b. Espigones impermeables (deflectores)

Los espigones impermeables se pueden considerar deflectores, es decir, que modifican la dirección o la trayectoria de la corriente. Generalmente no son sumergidos y producen en la corriente una mayor perturbación que los espigones permeables. Se usan perfectamente en ríos en los que se busca mantener una sección hidráulica central con un determinado calado, por ejemplo, para la navegación u otras razones.

- Su función principal es lograr que la corriente se aleje de la orilla.
- Son fundamentalmente deflectores y con ello se busca un estrechamiento del cauce y un aumento del calado (profundización) lo que implica un incremento de la velocidad de la corriente y por otro lado se favorece la navegación.
- Los procedimientos constructivos no son simples.
- Se trata por lo general de estructuras definitivas.

Figura 22: Espigones que permiten el estrechamiento del cauce e incremento del calado.



Fuente: Rocha, 2013.

2.31. DATOS PARA LA ESTABILIDAD DE UN MURO DE GAVIONES

A continuación, se señalan los datos que son necesarios para el análisis de estabilidad de un muro de gaviones, así como los ensayos y procedimientos por medio de los cuales ellos se pueden obtener.

- **Peso unitario**

Por ser estructuras de gravedad, su peso es de vital importancia. El asumir un peso unitario mayor que el verdadero nos lleva a factores de seguridad irreales; y por el contrario asumir pesos unitarios menores que los reales resulta en un sobredimensionamiento innecesario. Esta medición se puede realizar en sitio, a escala natural.

- **Parámetro de fricción en las rocas**

Dichos parámetros pueden ser tomados de la literatura o en el laboratorio mediante el uso de equipos de corte para muestras de gran tamaño.

- **Parámetro de fricción en la interface roca – suelo**

Se puede determinar utilizando equipos de corte directo a velocidad controlada y corte triaxial.

Además de recabar la información básica sobre la sección y geometría de los muros, se deben investigar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales tanto del suelo del relleno como el suelo de fundación haciendo uso de ensayos como granulometría, resistencia al corte triaxial, límites de Atterberg y humedad.

2.32. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

2.32.1. ANÁLISIS DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

Para evitar un deslizamiento horizontal el cual es producto de las fuerzas horizontales, la fuerza que se opone al deslizamiento es la fricción ($\tan\theta$) que hay principalmente entre la base del dique y la superficie del terreno de fundación. Esta fricción está en función de las fuerzas verticales que actúan en el cuerpo de la estructura (Contreras, 2009).

Se usa un coeficiente de deslizamiento Cd mayor igual que 1.5.

$$Cd = \frac{\sum Fv * f}{\sum Fh} \geq 1.5$$

Donde:

$\sum Fv$: Sumatoria de fuerzas verticales actuando perpendicularmente al plano de deslizamiento asumido.

$\sum Fh$: Sumatoria de fuerzas horizontales actuando paralelamente al plano de deslizamiento.

f: coeficiente de fricción que depende de las características del suelo.

2.32.2. ANÁLISIS DE SEGURIDAD CONTRA VOLCAMIENTO

Para evitar el volteo, el momento de la fuerza horizontal Mh con respecto a un punto exterior “A” no debe ser mayor que el momento de las fuerzas verticales Mv con respecto al mismo punto. Se debe buscar que la resultante de las fuerzas actuando en la misma estructura deba caer dentro de la mitad del tercio de la base de la estructura (Contreras, 2009).

Es necesario expresar o determinar cuántas veces Mv debe ser mayor que Mh . Esto se expresa como un coeficiente de volteo Cv mayor o igual que 1.5.

$$Cv = \frac{Mv}{Mh} \geq 1.5$$

2.32.3. ANÁLISIS DE SEGURIDAD CONTRA ASENTAMIENTOS

Las fuerzas que actúan sobre el dique producen tensiones diferentes dentro del dique y dentro del suelo.

Para el análisis se considera las tensiones en el parámetro aguas abajo exterior (δe) y el parámetro aguas arriba interior (δi). En el parámetro exterior siempre existen tensiones positivas o compresiones (Contreras, 2009). La condición para la estabilidad del dique respecto al parámetro exterior es:

$$\delta e \leq \delta_{adm}$$

En el parámetro interior puede ocurrir tensiones positivas o negativas la condición para la estabilidad es:

$$\delta e > \delta i$$

Para diques altos con una anchura grande del fundamento (más de 8m) en general no se permite tensiones negativas la condición es.

$$\delta i \geq 0 ; e \leq B/6$$

2.32.4. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

La carga admisible que puede ser aplicada en una fundación sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además un margen de seguridad dado por el factor de seguridad, no depende solo del terreno, sino también del tipo de fundación, característica de la edificación y del factor de seguridad adoptado.

Una de las formas de determinar la capacidad admisible del suelo es haciendo uso de la metodología de Terzaqui y se describe a continuación:

La capacidad de soporte admisible está dada por la siguiente expresión:

$$\delta_{adm} = \frac{q_f}{FS}$$

Donde:

q_f : capacidad de carga limite y está dada por la expresión.

FS : factor de seguridad que depende de la incertidumbre implícita en la determinación de los parámetros del suelo y del comportamiento de la estructura.

$$q_f = c * N_c * s_c * d_c + \gamma * D_f * N_q * s_q * d_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma$$

Donde:

q_f : capacidad de soporte según Hansen.

C : cohesión del suelo.

γ : Peso unitario del suelo.

B : ancho de fundación.

L: largo de la fundación.

Df: nivel del sello de fundación.

s_c, s_q, s_γ : Factores de corrección con cargo a la forma de la fundación.

d_c, d_q, d_γ : Factores de corrección con cargo a la profundidad a la desplanta el sello de fundación.

N_c, N_q, N_γ : Factores de cargas.

$$s_c = 1 + \frac{N_q * B}{N_c * L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 + 0.4 * \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 * \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 * \operatorname{tg} \phi (1 - \operatorname{sen} \phi)^2 * \frac{D_f}{B}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$N_q = e^{\pi * \operatorname{tg} \phi} * \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 * (N_q - 1) * \operatorname{tg} \phi$$

La capacidad admisible del suelo también puede ser determinada mediante la siguiente tabla 20.

Tabla 20: Cargas admisibles para diferentes suelos

Materiales	δ adm (kg/cm ²)
Roca sana	35
Roca descompuesta, arenisca	10
Grava compacta confinada	5
Grava suelta, arena gruesa confinada	4
Arena gruesa suelta, arena fina confinada	3
Arcilla blanda, arena fina suelta	1

Fuente: Contreras, 2009.

2.32.5. DETERMINACIÓN DEL PESO ESPECÍFICO DEL GAVIÓN

Este valor depende del material de relleno y porcentaje de vacíos al interior del gavión. La relación para obtener este valor es:

$$\gamma_g = \gamma_p(1 - n)$$

Donde:

γ_g : Peso específico del gavión lleno.

γ_p : Peso específico de la roca de relleno.

n: % de vacío.

2.33. SOFTWARE PIRKA 2

Es un software que realiza los cálculos de estabilidad para gaviones (muros de contención), es un modelo práctico y de fácil interpretación, a continuación mostraremos las bases teóricas en la que se basa el programa.

El análisis de un muro de contención implica fundamentalmente el cálculo de los empujes del suelo contra el muro y la evaluación de la estabilidad con respecto al deslizamiento, vuelco y hundimiento. El método usado se describe a continuación, la información se extrajo del “Manual de Usuario y referencia Técnica” del Software Pirka 2.

2.33.1. MÉTODO DEL EQUILIBRIO LÍMITE O MÉTODO DE LAS CUÑAS

Este método es usado para el cálculo de los empujes laterales del suelo. Este es un método gráfico que considera el equilibrio entre las fuerzas actuantes sobre una cuña de suelo limitado por el plano de falla, la espalda del muro y superficie libre del suelo. La expresión matemática que representa este estado de equilibrio es la siguiente.

$$\frac{Pa}{\text{sen}(\theta - \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)}$$
$$Pa = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \phi + \delta)} * \text{sen}(\theta - \phi)$$

Donde:

Pa: Es el empuje activo.

W: Es el peso de la cuña de falla.

θ : Es el ángulo del plano de falla, medido respecto a la horizontal.

ϕ : Es el ángulo de fricción interna del suelo.

δ : Es el ángulo de fricción muro-suelo.

α : Es el ángulo del parámetro posterior del muro, medido internamente y con respecto a la horizontal.

En esta expresión, se observa que el empuje Pa, es función solamente del ángulo de la superficie de rotura θ , pues todos los demás elementos son constantes o funciones de θ . Entonces, se define como el ángulo del plano de rotura θ , a aquel valor de θ crítico que corresponde el valor máximo del empuje Pa en la función matemática expuesta arriba; es decir, el valor de θ se obtiene de la solución a la siguiente ecuación diferencial.

$$\frac{d(Pa)}{d(\theta)} = 0$$

El método del equilibrio límite, en esta su expresión más general, permite encontrar soluciones a los distintos casos que se presenten en los problemas de contención de suelos, con rellenos irregulares o estratificados y también bajo diferentes fuerzas externas provocadas por la presencia de agua, sobrecargas, sismo, entre otras.

Una solución particular del método del equilibrio límite, se produce cuando se analiza una porción de terreno homogéneo y con un relleno de pendiente uniforme, y donde no existe tampoco ninguna fuerza externa. Esta solución corresponde a Coulumb, y se representa mediante la siguiente formulación:

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2(\alpha) * \text{sen}(\alpha - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \right]$$

Donde:

γ : Peso unitario (o peso específico) del suelo.

H: Es la altura del muro.

Φ : ángulo de fricción interna del suelo.

δ : Es el ángulo de fricción muro-suelo.

α : Es el ángulo del parámetro posterior del muro, medido internamente y con respecto a la horizontal.

β : Es el ángulo de elevación del terraplén del terreno posterior al muro.

La expresión entre corchetes es conocida como el coeficiente de empuje activo, simbolizado como “Ka”.

Para el caso de un muro sin fricción ($\delta=0$), superficie del relleno horizontal ($\beta=0$) y muro vertical ($\alpha=90^\circ$), la ecuación de Coulumb se reduce a la siguiente expresión:

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

La ecuación es idéntica a la ecuación de Rankine para este especial caso.

De manera similar, que para el empuje activo expuesto, las expresiones para hallar el empuje pasivo “Pp” son las siguientes:

Según el método del equilibrio límite:

$$\frac{Pp}{\text{sen}(\theta + \phi)} = \frac{W}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)}$$

Según la fórmula de Coulumb:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2(\alpha) * \text{sen}(\alpha + \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]} \right]$$

Según la fórmula de Rankine:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN

La cuenca del río cañete orientada de Nor-Este a Sur-Oeste tiene la siguiente:

Ubicación geografía.

- Latitud Sur : $11^{\circ} 58' 19'' - 13^{\circ} 18' 55''$
- Longitud Oeste : $75^{\circ} 30' 26'' - 76^{\circ} 30' 46''$
- Corrd. UTM Norte : 8543750 – 8676000 m
- Coord. UTM Este : 345250 – 444750 m
- Variación Altitudinal : 0.0 – 5820 msnm.

Limites hidrográficos

- Norte : Cuenca del río Mantaro.
- Sur : Intercuenca Topara – Océano Pacífico.
- Este : Cuenca Mantaro – Cuenca del río San Juan.
- Oeste : Cuenca Omas y Mala – Océano Pacífico.

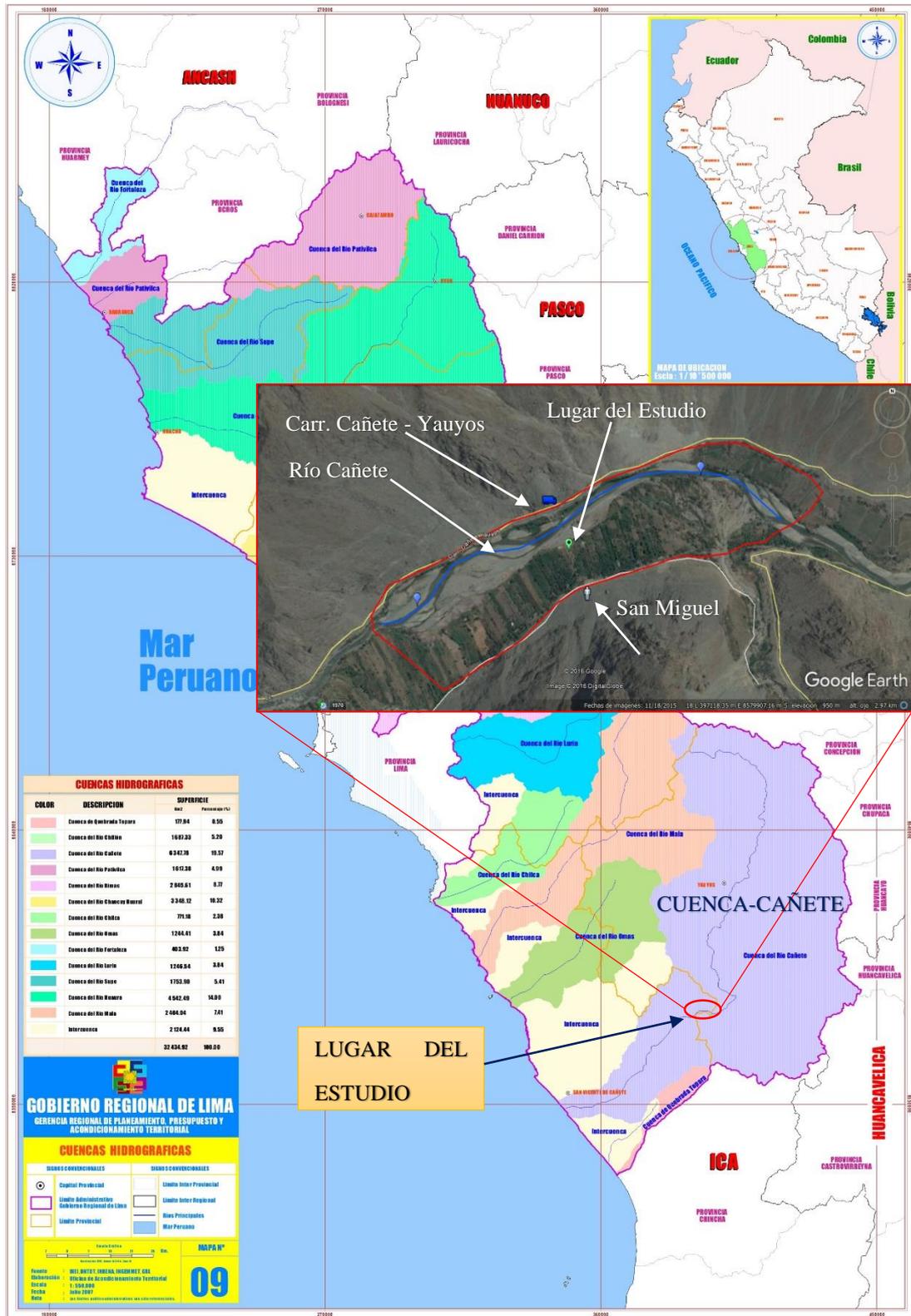
El lugar de estudio es colindante al pueblo de San Miguel, distrito de Chocos, provincia de Yauyos departamento de Lima, con una longitud aproximada de 1,6 km de faja de río.

Por vía terrestre podemos llegar tomando la carretera panamericana sur (1S) hasta el kilómetro 133, continuamos por el desvío hacia San Vicente de Cañete, seguimos por la carretera (PE 24) y por ultimo empalmamos con la carretera Cañete - Yauyos, pasando por Lunahuana, Pacaran y Zuñiga.

Coordenadas UTM:

- E: 397132.57 m.
- N: 8579786.21 m.
- Z: 1000 msnm.

Figura 23: Ubicación del lugar de estudio “San Miguel, Chocos, Yauyos”



Fuente: <https://www.regionlima.gob.pe/index.php/mapas-tematicos>

3.2. MATERIALES

Materiales Escritorio

- Computadora portátil.

Uso de Software

- HidroEsta.
- ArcGIS 10.2.
- HEC HMS 3.5
- HEC RAS 4.1.
- PIRKA 2.
- Autocad Civil 3D 2014.
- Word, Excel.

Materiales Campo

- Estación total.
- GPS.
- Cámara fotográfica.
- Radio.

3.3. INFORMACIÓN BASICA

3.3.1. INFORMACIÓN DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIÓN (DEM)

La NASA y el Ministerio de Economía, Comercio e Industria del Japón (METI), han diseñado un nuevo mapa topográfico: ASTER GDEM (Aster Global Digital Elevation Model), creado a partir de 1.3 millones de imágenes estéreo recogidas por el radiómetro japonés llamado ASTER, las cuales están disponibles sin cargo a los usuarios de todo el mundo a través de descargas electrónicas. Este radiómetro es uno de los cinco instrumentos de observación de la tierra que viajan a bordo del satélite americano TERRA, lanzado en diciembre de 1999.

ASTER GDEM se encuentran en formato GeoTIFF con coordenadas geográficas latitud y longitud, con resolución espacial de 30 metros y hace referencia al geoide WGS84/EGM96. Según la página web Geoservidor del Ministerio del Ambiente, Perú.

Los cuadrantes que se usaron en la investigación fueron seis y son:

- S12W77; S12W76; S13W77; S13W76; S14W77; S14W76.

Fuente: http://geoservidor.minam.gob.pe/geoservidor/download_raster.aspx

3.3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

El coeficiente de compacidad de la cuenca del río Cañete es 1.86, el valor es mayor a la unidad quiere decir que la cuenca es alargada, y tiene un mayor tiempo de concentración, el factor de forma es de 0.21 es un valor cercano a cero el cual explica que la cuenca tiende a concentrar menos las intensidades de lluvias. Los datos expuestos fueron extraídos del estudio “Evaluación y ordenamiento de los recursos hídricos de la cuenca del río cañete” ANA (www.ana.gob.pe/media/296537/estudio_hidrologico_canete.pdf).

3.3.3. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA

La información topográfica se obtuvo mediante un levantamiento topográfico con estación total, del tramo en estudio del río cañete, poblado de San Miguel, Chocos, con una longitud aproximada de 1.6 km, efectuado en agosto del año 2015.

3.3.4. INFORMACION HIDROMÉTRICA

La información hidrométrica con la que contamos es la de la estación Sosci en Lunahuana, Cañete, obtenido del estudio realizado para la Autoridad Nacional del Agua (ANA) titulado “Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del pacífico” realizado por Ing. Mg. Sc. Ricardo Apacla, año 2010.

La ubicación de la estación Sosci en Lunahuana tiene las siguientes coordenadas.

- Este: 370962.00 m.
- Norte: 8559245.00 m.
- Altitud: 330.00 msnm.

Tabla 21: Descargas máximas anuales del río cañete registradas en la estación Sosci.

AÑO	CAUDAL m3/s
1974	326.00
1975	298.00
1976	332.00
1977	249.00
1978	216.00
1979	182.80
1980	100.10
1981	257.10
1982	172.00
1983	228.00
1984	425.50
1985	165.60
1986	370.50
1987	487.30
1988	420.30
1989	377.00
1990	189.00
1991	372.00
1992	164.30
1993	390.00
1994	550.00
1995	500.00
1996	340.00
1997	182.70
1998	310.70
1999	318.20
2000	322.00
2001	
2002	274.00
2003	195.00
2004	
2005	250.00
2006	285.00
2007	

Fuente: A.N.A., 2010.

3.3.5. INFORMACION METEOROLÓGICA

La información es obtenida del estudio realizado para el ANA, mencionado anteriormente.

Tabla 22: Precipitación máxima anual 24 horas de nueve estaciones - 1

AÑO	ESTACION	CAÑETE	PACARAN	HUANGASCAR	YAUYOS	CARANIA
	LONGITUD	76°19'49.5"	76°04'00"	75°50'1.2"	75°54'30.4"	75°52'19.7"
	LATITUD	13°04'29.2"	12°50'00"	12°53'54.8"	12°29'30.4"	12°20'39.8"
	COTA msnm	158	700	2533	2327	3875
1963	mm	0				
1964	mm	0			19.5	
1965	mm	0	2.1	15	31.4	44.3
1966	mm	0	2.5	25.1	23.3	25
1967	mm	0	8.8	35.3	23.6	18.6
1968	mm	0		12.9		
1969	mm	0		21.3	17.4	29.3
1970	mm	3	20.3	28	26.8	16.8
1971	mm	6	6.3	19.6	33	18
1972	mm		4.8	70.5		20.1
1973	mm	0.9	6	27.2	28.2	22.6
1974	mm	2	2.4	12.7	21.5	16.8
1975	mm		3.3	34.6	19	16
1976	mm	2	0.4		20	19.3
1977	mm	1.5	0.8	29.4	14.8	17.4
1978	mm	1.5		49.8	20.1	
1979	mm	1.4		18.1	16.9	15.1
1980	mm	0.2			15.5	17.1
1981	mm	0.6		21	22.8	17.5
1982	mm	0		17.2		15.6
1983	mm	0				16.6
1984	mm	0		14.9	10	
1985	mm			13.8		
1986	mm	1.5	3.5	19		20
1987	mm	7	4.8	13.1		20.9
1988	mm	1.5	3.3	20.4		33.1
1989	mm	1.5	6	20		24.4
1990	mm	2.6	1.2	20		26
1991	mm		1.5	19		12.4
1992	mm		1.2			15.1
1993	mm	1.5	3	20	17.3	16

AÑO	ESTACION	CAÑETE	PACARAN	HUANGASCAR	YAUYOS	CARANIA
	LONGITUD	76°19'49.5"	76°04'00"	75°50'1.2"	75°54'30.4"	75°52'19.7"
	LATITUD	13°04'29.2"	12°50'00"	12°53'54.8"	12°29'30.4"	12°20'39.8"
	COTA msnm	158	700	2533	2327	3875
1994	mm	1.1	9	24	31.5	14.1
1995	mm	1.9	6.2	30	12.2	13.5
1996	mm	1	2.6	23	24.3	16.1
1997	mm	2.2	3.6	25.3	18.8	14.6
1998	mm	2.2	5.5	33.8	14.7	14.1
1999	mm	3.1	11.2	24.3	19.9	15.6
2000	mm	1	3.8	30.6	12.9	27
2001	mm	1.3	5.6	12.8	13.3	14.9
2002	mm		5.9	24.8	11.6	17.7
2003	mm	0.9	4.4	15	14.4	18.9
2004	mm	2		17.7	14.2	21.4
2005	mm	7.9			13.6	20.5
2006	mm		3.5	25.1		30.1
2007	mm		2.3	14.6	19.8	23.4
2008	mm	4	2.6	24	19.9	21.9
2009	mm		6	14.8	15.1	20.5

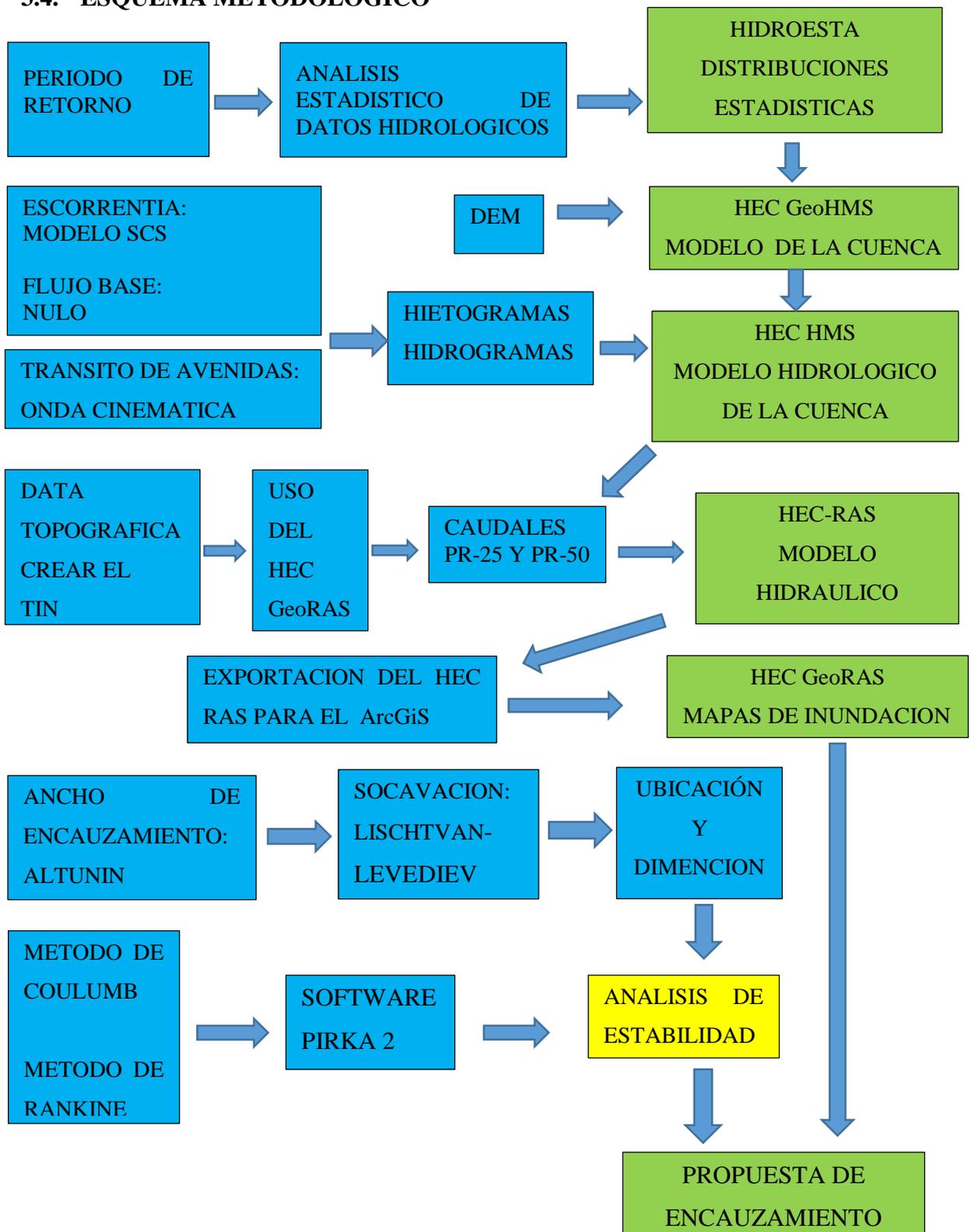
Tabla 23: Precipitación máxima anual 24 horas de nueve estaciones - 2

AÑO	ESTACION	AYAVIRI	HUAROCHIRI	TANTA	YAUICOCHA
	LONGITUD	76°08'00"	76°14'00"	76°01'00"	75°43'21.5"
	LATITUD	12°23'00"	12°08'00"	12°07'00"	12°18'59.3"
	COTA msnm	3228	3154	4323	4675
1963	mm				
1964	mm	12	21	25.4	
1965	mm	13	19	34.5	
1966	mm	28.5	18.5	26.6	
1967	mm		20.6	28	
1968	mm	19.7	9.8	23.7	
1969	mm	33.5	17.2	33	
1970	mm	29.9	12.2	37.9	
1971	mm	22.7	17.8	24.5	
1972	mm	33	14.6	26.1	
1973	mm	37.6	19.2	18.2	
1974	mm	30.5	13.8	19.3	
1975	mm	34.8	9.8	15.1	

AÑO	ESTACION	AYAVIRI	HUAROCHIRI	TANTA	YAURICOCHA
	LONGITUD	76°08'00"	76°14'00"	76°01'00"	75°43'21.5"
	LATITUD	12°23'00"	12°08'00"	12°07'00"	12°18'59.3"
	COTA msnm	3228	3154	4323	4675
1976	mm	16.1	10.2	17.5	
1977	mm	34.4	13.2	16.4	
1978	mm	33.4	9.2	16.3	
1979	mm	11.2	11.2	11.7	
1980	mm			14.4	
1981	mm			13.1	
1982	mm				
1983	mm				
1984	mm			11.3	
1985	mm		10.2	12.4	
1986	mm	32.7	10.6	18	
1987	mm	31.9	9.6	16.8	37.6
1988	mm	23.8	12.4	13.8	28.8
1989	mm	39.4		13.9	26.1
1990	mm	25.6		15.8	30.8
1991	mm	27.4		11.5	24
1992	mm	29.9	10.5	16	21.5
1993	mm	29.7		41.6	40.5
1994	mm	30.2		26.4	21.8
1995	mm	30.2	22.3	27	20.2
1996	mm	24.6	20.7	31.7	16.6
1997	mm	46.2	22.5	27.4	28.2
1998	mm	32.4	38.6	41.8	27.6
1999	mm	23.1	28.7	24.5	24.4
2000	mm	35.4	29.4	28.9	58.6
2001	mm	24	24.8	22.7	
2002	mm	28.7	20.7	28.2	25.8
2003	mm	18.2	25.1	28	
2004	mm		30	32.9	41.3
2005	mm	21	18.6	22	30.4
2006	mm	26.5	22.8	29.5	26.2
2007	mm	34.2	28.2		29
2008	mm	30.4	22.4		15.4
2009	mm	27.3	38.5	69.2	26.9

Fuente: ANA, 2010.

3.4. ESQUEMA METODOLÓGICO



3.4.1. SELECCIÓN DEL PERIODO DE RETORNO

Máximo Villón, 2005 en su libro Hidroesta sustenta que el periodo de retorno puede ser elegido de acuerdo al periodo de vida útil de la obra, como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 24: Periodo de retorno según la vida útil de la estructura

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Puente sobre carretera importante	50 -100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarilla sobre camino secundario	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamientos con lluvia de corta duración.	1-2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2-5
Drenaje agrícola	5-10
Muros de encauzamiento	2-50*

*puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

Fuente: Villón, 2005.

Se verificó este periodo de retorno con otros estudios como el de Fuentes, 1990 en la Tabla 5 donde el periodo de retorno se elige de acuerdo a las características de la zona a proteger; para el estudio se identificó dos zonas. La primera es la “zona distrito de riego, sin riesgo de pérdidas humanas” donde el periodo de retorno es 25 años: y el segundo “zonas agrícolas poco pobladas” donde el periodo de retorno es 50 años. Estas dos condiciones existen en el lugar del estudio.

Se realizó el cálculo del periodo de retorno según la teoría de riesgo de falla, y como el estudio es en defensas ribereñas, seleccionaremos el periodo de acuerdo a lo recomendado por Villón y Fuentes, entonces:

“n” es el valor de vida útil de la obra, tomara el valor de 50 años y “T” periodo de retorno tomara los valores de 25 y 50 años.

$$R_{25} = 0.870 \quad R_{50} = 0.635$$

Entonces:

$$T_{25} = 25.01 \text{ años} \quad T_{50} = 50.11 \text{ años}$$

Los periodos de retorno seleccionados para el estudio son de 25 y 50 años.

3.4.2. SELECCIÓN DE LA DISTRIBUCION ESTADÍSTICA CON MEJOR AJUSTE

Con el programa HidroEsta se realizó el procesamiento de los datos de cada una de las estaciones pluviométricas y la estación hidrométrica de Sosci, con las siguientes distribuciones:

Tabla 25: Distribuciones Estadísticas

HIDROESTA – DISTRIBUCIONES
Normal
Log Normal 2 parámetros
Log Normal 3 parámetros
Gamma 2 parámetros
Gamma 3 parámetros
Log Pearson tipo III
Gumbel
Log Gumbel

Fuente: Villón, 2005.

Cada estación cuenta con una cantidad determinada de datos y estos son los que fueron evaluados con las distribuciones anteriormente mencionadas. También se realizó la prueba estadística de Smirnov – Kolmogorov que permitió determinar cuál de las distribuciones tiene un mejor ajuste en cada estación, con esto se pudo proyectar la precipitación para los dos periodos de retorno 25 y 50 años.

3.4.3. MODELO FÍSICO DE LA CUENCA - HEC GeoHMS

Este procedimiento requirió la obtención de un Modelo Digital de Elevación (DEM) de toda la cuenca de cañete. Los pasos a seguir para que se obtenga el modelo de la cuenca en forma concisa, son los que a continuación se detallan.

- **PREPROCESSING**
 - Fill Sinks
 - Flow Direction
 - Flow Accumulation
 - Stream Definition
 - Stream Segmentation
 - Catchment Grid Delineation
 - Catchment Polygon Processing
 - Drainage Line Processing
 - Adjoint Catchment Processing

- **PROJECT SETUP**
 - Start New Project.
 - Generate Project.

- **BASIN PROCESSING**
 - Basin Merge

- **CHARACTERISTICS**
 - River Length
 - River Slope
 - Basin Slope
 - Longest Flowpath
 - Basin Centroid
 - Centroid Elevation
 - Centroidal Longest Flowpath

- **PARAMETERS**
 - Select HMS Processes
 - River Auto Name
 - Basin Auto Name
 - Subbasin Parameters From Raster
 - CNlag

- **HMS**
 - Map to HMS units
 - Check Data
 - HMS Schematic
 - Toggle Leyend
 - Add Coordinates
 - Prepare data For Model Export
 - Background Shape File
 - Basin Model File
 - Grid Cell File
 - Met Model File
 - Create HEC HMS Project

Cabe indicar que en el punto *Parameters / Select HMS Processes* se eligió los modelos hidrológicos de Pérdidas, Transformación, Flujo base y Transito de Avenidas como sigue:

- Método de Perdidas: SCS Curva Number (separa la precipitación neta de la precipitación total).
- Método de Transformación: SCS Unit Hydrograph (usado para convertir la precipitación neta en escorrentía).
- Flujo Base: No.
- Tránsito de Avenidas: Método de la Onda Cinemática.

3.4.4. MODELO HIDROLÓGICO - HEC HMS

- Se generó la cuenca exportada por el ArcGis “ModeloHidrol”.
- Se realizó las modificaciones en la zona donde ocurre tránsito, como ingresar la sección del cauce, su talud, el número de Manning “Basin Models / Routing”.
- Se introdujo los hietogramas acumulados “Times Series Data / Precipitation Gages / Table”.
- Se realizó la conexión de los hietogramas con cada una de las subcuencas “Meteorologic Models / Specified Hyetograph / Gage”
- Se añadió el hidrograma observado en la estación Socsi (estación de aforo) “Times Series Data / Discharge Gages / Table”.
- Se conectó el hidrograma con la estación Socsi “Basin Models / Esta_Socsi / options”.
- Se crea el modelo de control “Components / Control Especificación Manager” tiene que estar en el mismo horario que el hietograma y el hidrograma más un tiempo adicional, de acuerdo al tiempo de concentración.
- Se creó el Run1 (simulación) “Compute / Create Simulation Run”.
- El ajuste del modelo se realizó en la estación de aforo Socsi, después de realizar la simulación se tiene que verificar si el caudal simulado es igual al caudal observado, si no para lograr el ajuste se modificó la CN y la en consecuencia la abstracción para lograr la calibración.
- Se tuvo la calibración correcta, con el caudal pico simulado igual al observado, pudimos calcular el caudal que nos interesa aguas arriba de nuestro punto de ajuste.
- Con este último paso se logró obtener el caudal para cada periodo de retorno que se usó en el modelo hidráulico.

3.4.5. MODELO HIDRAULICO

a. Hec Georas y Hec Ras

Se detalla a continuación a modo de resumen los pasos a seguir para realizar una simulación de inundación.

- **Preproceso:**

- Se creó el archivo en el programa Arc Gis 10.2
- Se añadió los puntos topográficos.
- Se creó el archivo TIN.

Los pasos siguientes se crearon con la pestaña RAS Geometry del HEC-GeoRAS.

- Se dibujó el cauce principal del río.
- Se trazó los “Banks” delimitación del cauce.
- Se delimitó los “flowpaths”, zonas por donde prevemos que le circulará preferentemente tanto por el cauce principal como por las llanuras de inundación.
- Se realizó la creación de las secciones transversales.
- Se creó el cauce 3d a partir del cauce que hemos creado en planta con el TIN.
- Se creó las secciones transversales en 3D.
- Se exportó el archivo al HEC-RAS.

- **Calculo con Hec-Ras**

- Se importó la geometría desde HEC-RAS, añadir el número de Manning. .
- Se editó los datos necesarios para el cálculo en régimen permanente (condiciones de contorno, caudal de entrada para los dos periodos de retorno 25 y 50 años).
- Se realizó la simulación eligiendo un flujo mixto.
- Se verificó los resultados.
- Se creó el archivo para exportar al Arc Gis 10.2.

- **Post-proceso**

- Abrir el fichero de resultados desde Arc Gis 10.2.
- Se crearon los mapas de inundación, esto se logró usando la pestaña RAS Mapping del HEC-GeoRAS.

3.4.6. PROPUESTA DE ENCAUZAMIENTO

a. Inundación

Se verificó las zonas vulnerables a la inundación y se observa las posibles zonas para proteger y encauzar el río.

b. Elección del tipo de estructura y material de construcción

El tipo de estructura que se propuso para el encauzamiento se eligió de acuerdo a la morfología del lugar y también a los resultados de los mapas de inundación.

Se observa en el mapa de inundación dos zonas bien definidas, la primera denominada “zona 1” desde la progresiva 0+080 hasta 0+640, donde el ancho de la sección del río supera los 120 metros, tiene una pendiente más baja por ello una mayor amplitud en la sección y la segunda con nombre “zona 2” desde 0+640 hasta 1+400 donde el ancho de la sección no supera los 120 metro, con pendiente más pronunciada y márgenes más estables.

Debido a los distintos anchos de la sección del río en la dos zonas vulnerables a la inundación se decidió en la zona 1 reducir el ancho del río y ganar suelo con los sedimentos propios que trae la corriente, se propone construir espigones permeables, estos cumplen con las características que requerimos para poder encausar la primera zona, los espigones se construirán en varias etapas en este estudio solo se propondrá la primera etapa; en la zona 2 se observó que es una zona más angosta se propone colocar un muro longitudinal de gaviones. El caudal de diseño se obtendrá del periodo de retorno de 50 años.

Al visitar la zona del estudio se comprobó que existe en el lecho del río una gran cantidad de bolonería y cantos rodados, más no piedras de gran tamaño, esto nos indica que el material de contracción debe ser con gaviones, resultaría más económico y ecológico.

c. Ancho de encauzamiento

Para este punto se utilizó el método de Altunín, el cual es más adecuado para suelos arenosos y gravosos, este ancho se identifica con la letra B.

d. Radio de curva para el encauzamiento - Espigones

El radio de curvatura del río según Maza Alvarez y García Flores en el libro “Manual de Ingeniería de Ríos”, para ríos con anchos no mayores de 150 metros, donde señalan que para márgenes arenosas o ligeramente limosas, los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río, conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites. (Rocha, 2013).

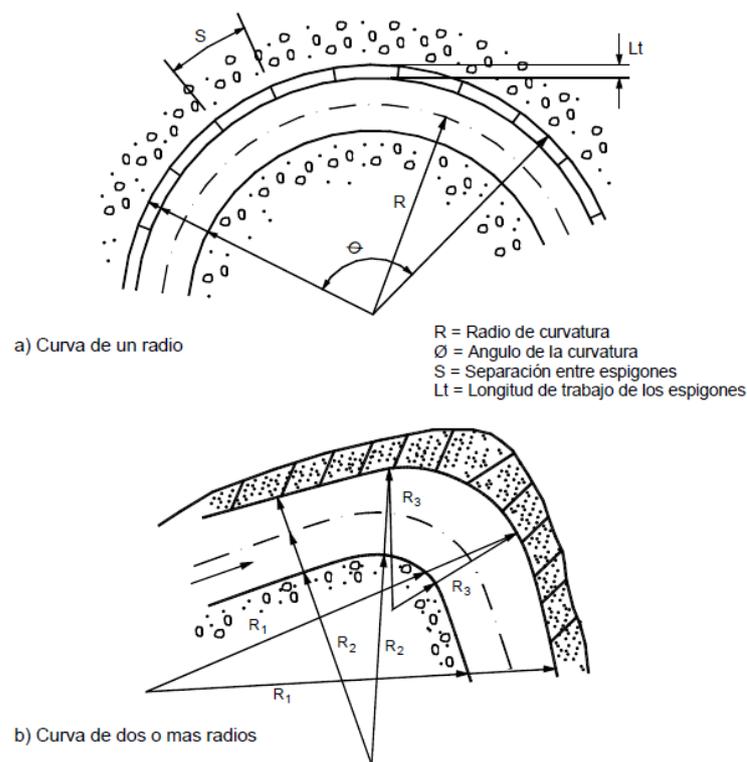
$$2B < R < 8B$$

Donde:

R: Radio.

B: Ancho de encauzamiento.

Figura 24: Curva de un radio y curva con dos a más radios.



Fuente: Rocha, 2013.

Para el caso del estudio, para la zona 1 el radio está entre 166 m y 664 m. De acuerdo a las características topográficas el radio tomó el valor de 400 m, esto sería 4.82 veces el ancho de encauzamiento (B).

e. Angulo de desviación

El ángulo recomendado entre dos espigones varía entre los 9° y 14° y es simbolizado por la letra griega beta “β”, ver figura 25.

f. Longitud de trabajo (Lt)

La longitud de trabajo se determinó con la siguiente formula:

$$Lt \leq \frac{1}{3}(\text{ancho del rio})$$

g. Separación entre espigones

La separación entre espigones en tramos rectos varía entre:

$$Sp = 5 - 6 Lt$$

Separación de espigones para tramos en curva:

$$Sp = 2.5 - 4 Lt$$

Donde:

Sp: separación entre espigones.

Lt: longitud de trabajo.

h. Longitud de empotramiento

La longitud de empotramiento se realiza con la siguiente fórmula para el primer nivel.

$$Le = \frac{1}{4} Lt$$

Para el segundo nivel de fila en adelante se realiza con esta otra fórmula:

$$Le = \frac{1}{8} Lt$$

Donde:

Le: longitud de empotramiento.

Lt: longitud de Trabajo.

i. Longitud total

La longitud total del espigón es la suma de la longitud de empotramiento más la longitud de trabajo.

$$L_{to} = L_e + L_t$$

En la siguiente figura mostraremos los parámetros antes mencionados:

L_e : longitud de empotramiento.

L_t : longitud de trabajo.

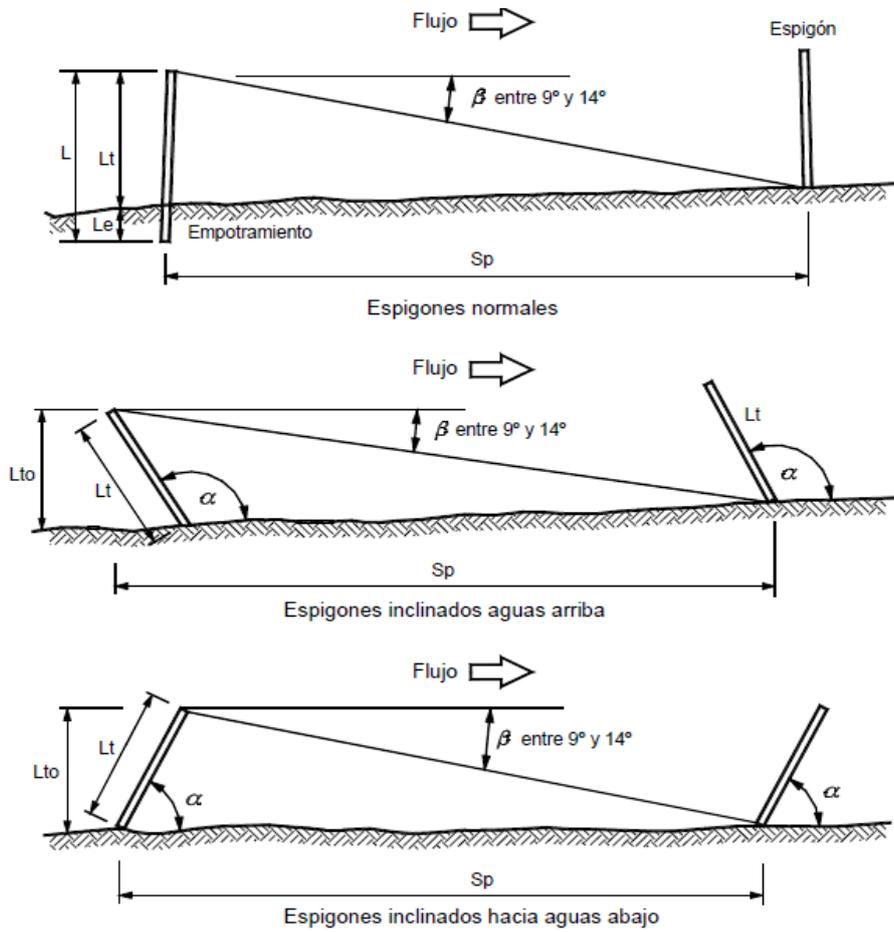
L_{to} : longitud Total.

S_p : separación entre espigones.

β : Angulo de desviación.

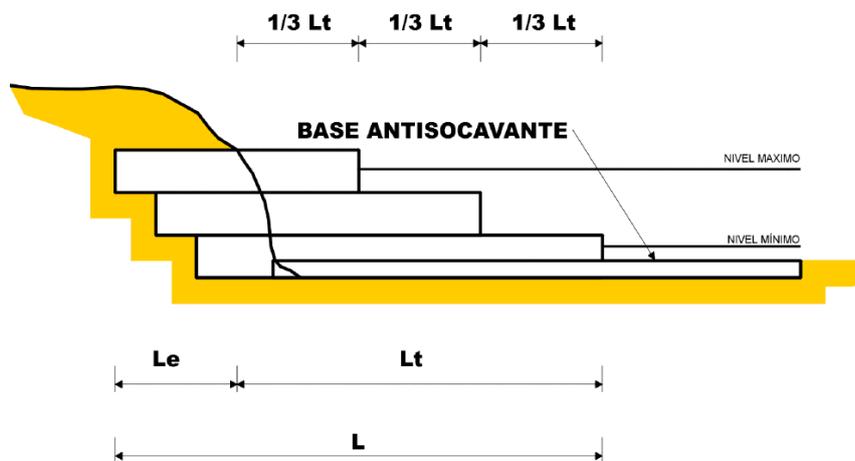
α : dirección del espigón.

Figura 25: Vista en planta de la dirección de los espigones



Fuente: Rocha, 2013.

Figura 26: Vista en perfil del espigón



Fuente: Almeida, 2013.

j. Pendientes longitudinales de la cresta

Se ha construido espigones sin pendiente longitudinal $S = 0$ hacia el centro del cauce y con pendiente de 0.02 a 0.25. Experimentalmente se ha espigones con cresta horizontal y con pendiente de 0.1 a 0.5 y 1. En este estudio se realizara con pendiente de cresta cero.

k. Socavación

Se usó el método de Lichtvan - Levediev para el cálculo de la socavación general. Considerando un diámetro medio de 90 mm, este dato se obtuvo de la visita a campo, excavando a una profundidad de 0.50 cm y midiendo el diámetro de las gravas encontradas a esa profundidad.

l. Altura de muro y espigón

La altura de muro o espigón se definió sumando la socavación, tirante normal y borde libre considerada acuerdo al tipo de estructura.

$$**HD = Socavación + Tirante + Borde Libre**$$

HD: Altura de diseño.

m. Ancho de la base del muro

Para la base del muro se considera la siguiente formula:

$$**Base = \frac{1}{2}(HD)**$$

Esta fórmula nos dio una base de partida la cual se modificó de acuerdo al análisis de estabilidad.

n. Ancho de la corona de muro y espigón

El ancho de la corona del muro puede ser de 1 metro como mínimo.

El ancho de la corona del espigón es mínimo 2 metros.

o. Longitud del colchón para muro y espigón

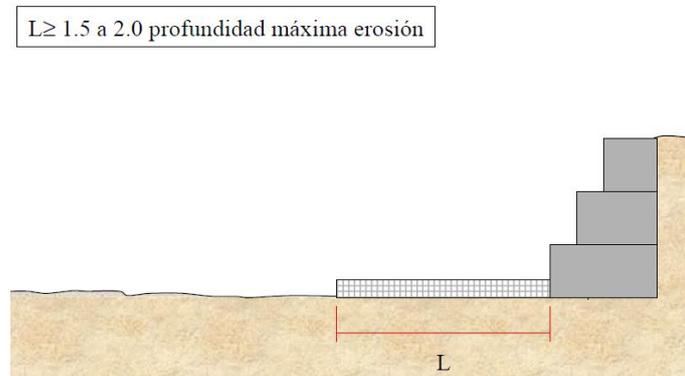
El colchón para muro varía en una proporción de 1.5 a 2 veces la profundidad de socavación y el alto del colchón es de 0.30 cm.

El colchón para espigón tiene que ser mayor o igual a 1.5 veces la socavación, la altura del colchón es de 0.30 cm.

El colchón se determinará con la fórmula:

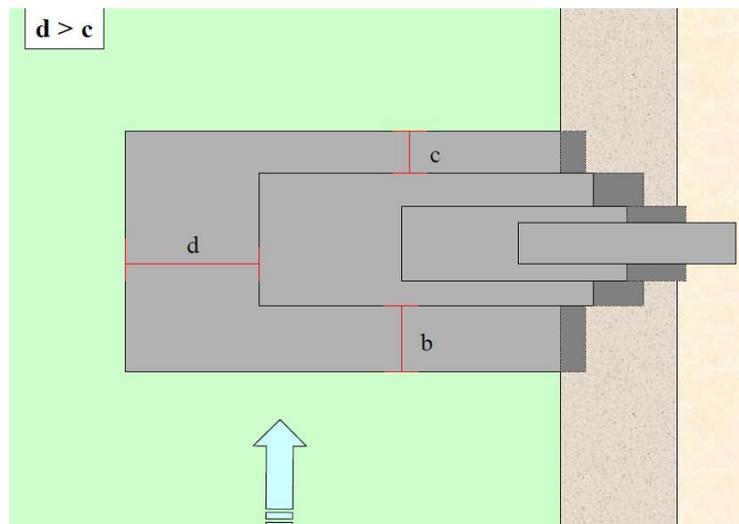
$$L_{colchon} = 1.5 a 2 * (erosion\ prevista)$$

Figura 27: Vista en corte del colchón de un muro de gaviones.



Fuente: Almeida, 2013.

Figura 28: Vista en planta del espigón y el largo del colchón



Fuente: Almeida, 2013.

p. Borde libre para muro y espigón

El borde libre para muro puede estar entre 0.50 m y 1 m del nivel máximo del agua.

El borde libre para espigón es mayor o igual a 0.50 cm, va depender si trabajan sumergidos o no.

q. Calculo de la estabilidad

La estabilidad de la estructura se calculó con el programa PIRKA 2, los análisis más importantes son volcamiento, deslizamiento y hundimiento.

r. Factores de seguridad

Los factores de seguridad considerados para el análisis de estabilidad son:

- Factor de seguridad al volcamiento: 2
- Factor de seguridad al deslizamiento: 1.5
- Factor de seguridad al hundimiento: 2

s. Valores usados para el análisis de estabilidad

El programa Pirka2 requiere de ciertas variables para su modelación estas son:

Tabla 26: Propiedades de la roca de relleno

PROPIEDADES DE LA ROCA DE RELLENO		
TIPO	GRAVEDAD ESPECIFICA Tn / m3	POROSIDAD m3 /m3
BASALTO	3	
CONCRETO	2.4	
GRANITO	2.7	
PIEDRA CALIZA	2.5	
ARENISCA	2.2	
OTRO TIPO		0.3-0.4

Fuente: Pirka2, Prodac.

Tabla 27: Propiedades de los suelos

PROPIEDADES DE LOS SUELOS - PARAMETROS DE DISEÑO APROXIMADOS					
CALIFICACION	DESCRIPCION	CLASIFICACION SUCS	ANGULO DE FRICCION INTERNA (°)	PESO UNITARIO (KN /m3)	CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE (Mpa)
Bueno	Arena, Grava, Piedra	GW, GP, GM, GC, SW, SP	32-36	15.5 - 21.0	0.4 -4.0
Moderado	Arena Limosa, Arena Arcillosa	SM, SC	28-32	17.0 - 20.5	0.2 - 0.5
Difícil	Limo, Arcilla de baja plasticidad	ML, CL, OL	25-30	17.0 - 20.0	0.1 - 0.2
Malo	Arcillas y Limos de alta plasticidad, suelos organicos	CH, MH, OH, PT	0-25	8.0 - 17.5	0.0 -0.1

Fuente: Pirka2, Prodac.

Tabla 28: Cargas Muertas

CARGAS MUERTAS DE DISEÑO		
ACERO	77	KN / m3
ALUMINIO	27.4	KN / m3
ASFALTO	22	KN / m3
CONCRETO LIGERO	17.4	KN / m3
CONCRETO SIMPLE	23.5	KN / m3
CONCRETO ARMADO	25	KN / m3
MADERA	10	KN / m3
MAMPOSTERIA DE PIEDRA	26.6	KN / m3

Fuente: Pirka2, Prodac.

Tabla 29: Cargas vivas

CARGAS VIVAS		
TRAFICO DE CAMIONES PESADOS	12.5	KN / m3
TRANSITO AUTOS	5.0	KN /m3

Fuente: Pirka2, Prodac

Valores referenciales para el análisis de estabilidad de la estructura.

ϕ : Angulo de fricción interno del suelo igual a 32° .

θ : Angulo de talud sobre el muro igual a 0° .

γ_s : Peso específico del relleno igual a $2000 \text{ kg/m}^3 = 20 \text{ KN/ m}^3$

γ : Peso específico de la piedra igual a $2200 \text{ kg/m}^3 = 22 \text{ KN/ m}^3$

γ_w : Peso específico del agua igual a $1000 \text{ kg/m}^3 = 10 \text{ KN /m}^3$

δ_e : capacidad portante del terreno igual a $4.0 \text{ kg/cm}^3 = 0.4 \text{ MPa}$.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PERIODO DE RETORNO

Los periodos de retorno elegidos según el cuadro de referencia propuesto por Máximo Villón Bejar en el libro “HidroEsta” que se fundamenta en la vida útil de la obra y también el propuesto por Fuentes en el libro “Manual de ingeniería de Rios”, donde el periodo de retorno se elige de acuerdo a la zona a proteger, para muros de encauzamiento se tomó los valores de 25 y 50 años, además calculando el riesgo de cada periodo resulta 0.87 y 0.635 respectivamente, es un riesgo bastante alto, pero dado que es una zona agrícola con escasa población el riesgo se ha desestimado.

4.2. PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS PARA LOS PR 25 Y 50 AÑOS

Para cada una de las estaciones se encontró la distribución estadística que mejor se ajusta usando para ello las distribuciones estadísticas y el test de Smirnov Colmogorov con el Software HidroEsta, esto nos permitió proyectar las precipitaciones para cada periodo de retorno 25 y 50 años como a continuación se indica (ver anexo I).

Tabla 30: Cuadro resumen de las estaciones con su respectiva distribución

ESTACION	DISTRIBUCION	PR_25 (mm)	PR_50 (mm)
CAÑETE	Gumbel	5.19	6.14
PACARAN	Log Normal 3 Par.	12.66	15.57
HUANGASCAR	Log Normal 2 Par.	41.90	46.95
YAUYOS	Gamma 3 Par.	31.90	34.98
CARANIA	Log Pearson Tipo III	33.94	39.24
AYAVIRI	Normal	41.27	43.57
HUAROCHIRI	Gamma 3 Par.	35.48	39.47
TANTA	Gumbel	46.41	52.39
YAURICOCHA	Log Pearson Tipo III	48.77	54.97

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31: Coordenadas UTM de las estaciones

ESTACION	E	N	Z
CAÑETE	355759.00	8554216.00	158.00
PACARAN	384246.00	8581056.00	700.00
HUANGASCAR	409557.00	8573936.00	2533.00
YAUYOS	401287.00	8618896.00	2327.00
CARANIA	405179.00	8635210.00	3875.00
AYAVIRI	376796.00	8630796.00	3228.00
HUAROCHIRI	365797.00	8658399.00	3154.00
TANTA	389369.00	8660339.00	4323.00
YAURICOCHA	421425.00	8638345.00	4675.00

Fuente: Elaboración Propia

Según estos resultados las precipitaciones son más abundantes cada vez que se está a mayor altura sobre el nivel del mar. Debido a la cordillera de los andes, generalmente para las cuencas occidentales a mayor altura existirá una mayor precipitación en la época de avenidas según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

4.3. ESTACION DE AFORO SOCSI

Con los datos de aforo de la estación Socsi se analizó con las distribuciones estadísticas y la prueba de Smirnov – Komogorov, dando como resultado el siguiente cuadro donde podemos identificar que el mejor ajuste se logra con la distribución Gamma 3 Parámetros con momentos lineales.

Tabla 32: Análisis estadístico de la estación de aforo

DISTRIBUCION	ORDINARIOS	LINEALES
NORMAL	0.0774	0.0731
LOGNORMAL 2 PAR.	0.0797	0.0783
LOGNORMAL 3 PAR.	0.0840	
GAMMA 2 PAR.	0.0785	0.1415
GAMMA 3 PAR.	0.0773	0.0701
LOG PEARSON TIPO III		0.1064
GUMBEL	0.0980	0.0812
LOG GUMBEL	0.1450	0.1398

Fuente: Elaboración propia

La siguiente tabla 32 nos muestra la proyección de los caudales para cada periodo de retorno y elegiremos el resultado de la distribución que mejor se ajustó Gamma 3 Parámetros con momentos lineales.

Tabla 33: Caudal proyectado de la estación de aforo Sosci

DISTRIBUCION	PR_25 (m3/s)	PR_50 (m3/s)
NORMAL	493.61	527.40
LOGNORMAL 2 PAR.	556.76	627.77
LOGNORMAL 3 PAR.		
GAMMA 2 PAR.	626.99	708.80
GAMMA 3 PAR.	515.70	562.30
LOG PEARSON TIPO III	596.00	698.96
GUMBEL	536.25	600.08
LOG GUMBEL	647.83	812.71

Fuente: Elaboración propia

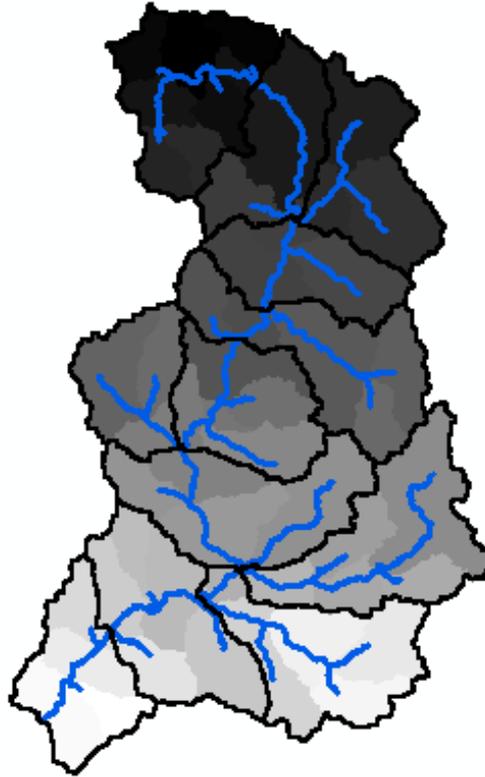
Para la estación de aforo Sosci la distribución que mejor se ajusta es Gamma 3 Parámetros, con ello la proyección del caudal en cada periodo de retorno es 515.70 m3/s para 25 años y 562.30 m3/s para 50 años.

4.4. MODELACIÓN HIDROLÓGICA

4.4.1. MODELACIÓN CON HEC GEOHMS

La aplicación HEC GeoHMS tomo de dato el DEM y con las herramientas de Preprocessing y Project Setup, se logró delimitar la cuenca, haciendo que el punto de cierre sea la estación Sosci.

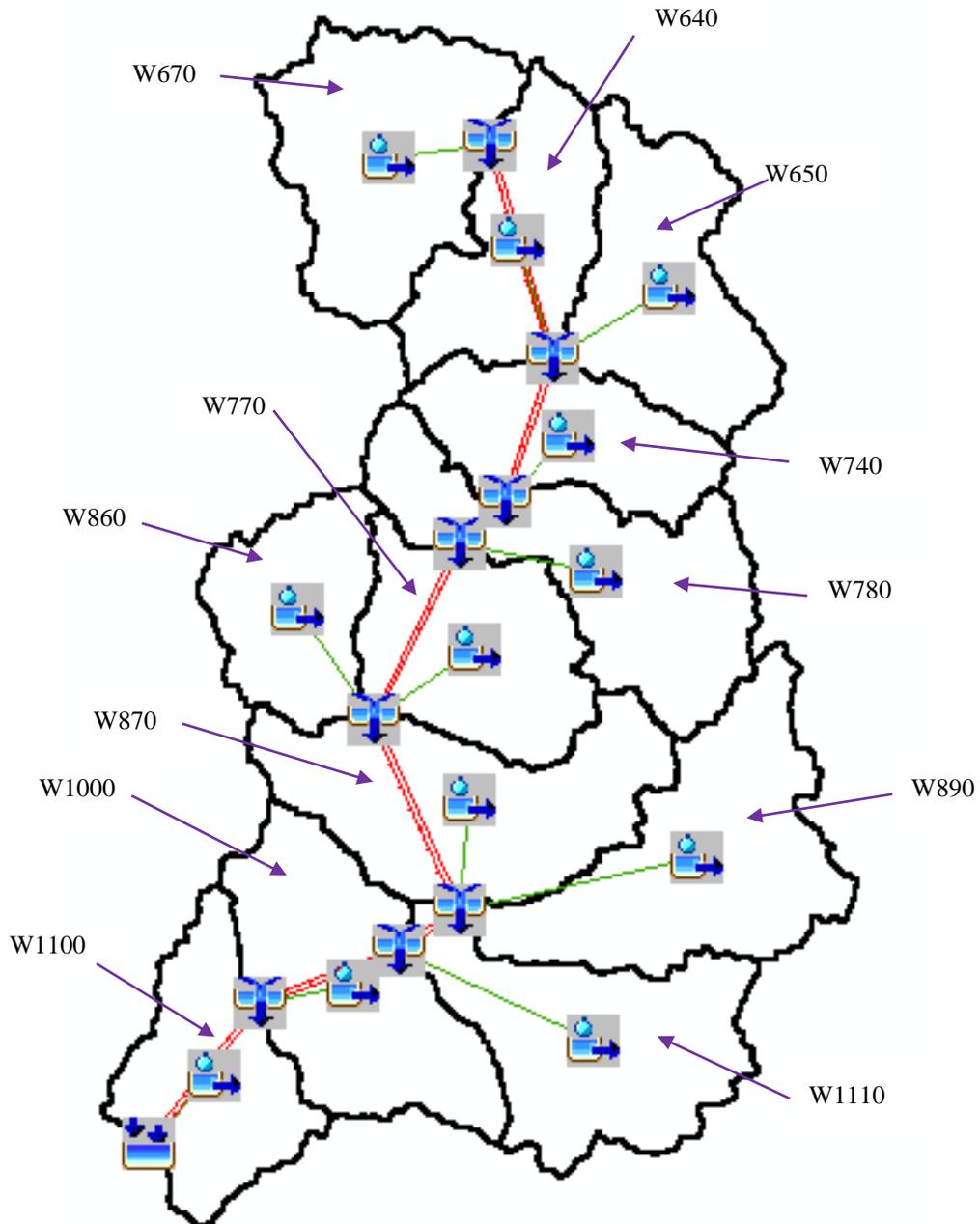
Figura 29: Delimitación de la cuenca del río cañete a partir de la estación Sosci.



Fuente: Elaboración propia.

La cuenca delimitada nos da una cantidad de subcuencas pequeñas de las cuales uniéndolas nos resulta una cantidad de 12 subcuencas que en la figura anterior ya se muestran. Los modelos utilizados para precipitación escorrentía fueron SCS Curva Number, SCS hydrograph, flujo base Nulo y para el transito se usó Onda Cinemática. Como resultado tenemos la data procesada para exportar al HEC-HMS.

Figura 30: Modelo del HEC-GeoHMS de la cuenca del río Cañete



Fuente: Elaboración propia

Es importante la obtención de la precipitación respectiva en cada uno de los centroides de cada subcuenca y serán usados como datos en los hietogramas del HEC HMS.

Tabla 34: Precipitación máxima de las estaciones ficticias en cada subcuenca

SUBCUENCA	PPmax_PR_25 (mm)	PPmax_PR_50 (mm)
W640	45.00	51.00
W650	52.90	59.60
W670	48.70	54.70
W740	38.90	44.40
W770	31.90	35.00
W780	38.40	43.20
W860	31.40	33.70
W870	30.70	34.40
W890	49.40	54.80
W1000	18.60	21.80
W1100	10.00	11.40
W1110	46.40	51.70

Fuente: Elaboración propia.

Hietogramas acumulados para para el periodo de retorno de 25 años y 50 años.

Tabla 35: Hietograma SCS Acumulado – intervalos de media hora

HIETOGRAMA SCS		
T horas	t/6	Pt/P6
0.00	0.00	0.00
0.50	0.08	0.03
1.00	0.17	0.08
1.50	0.25	0.14
2.00	0.33	0.30
2.50	0.42	0.60
3.00	0.50	0.70
3.50	0.58	0.77
4.00	0.67	0.82
4.50	0.75	0.89
5.00	0.83	0.95
5.50	0.92	0.98
6.00	1.00	1.00

Fuente: Chow, 1994.

Tabla 36: Hietograma Acumulado para 25 años.

W640	W650	W670	W740	W770	W780	W860	W870	W890	W1000	W1100	W1110
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.50	1.76	1.62	1.30	1.06	1.28	1.05	1.02	1.65	0.62	0.33	1.55
3.75	4.41	4.06	3.24	2.66	3.20	2.62	2.56	4.12	1.55	0.83	3.87
6.30	7.41	6.82	5.45	4.47	5.38	4.40	4.30	6.92	2.60	1.40	6.50
13.29	15.62	14.38	11.48	9.42	11.34	9.27	9.06	14.58	5.49	2.95	13.70
27.00	31.74	29.22	23.34	19.14	23.04	18.84	18.42	29.64	11.16	6.00	27.84
31.50	37.03	34.09	27.23	22.33	26.88	21.98	21.49	34.58	13.02	7.00	32.48
34.56	40.63	37.40	29.88	24.50	29.49	24.12	23.58	37.94	14.29	7.68	35.64
36.86	43.33	39.89	31.86	26.13	31.45	25.72	25.14	40.46	15.23	8.19	38.00
40.05	47.08	43.34	34.62	28.39	34.18	27.95	27.32	43.97	16.55	8.90	41.30
42.66	50.14	46.16	36.87	30.24	36.40	29.76	29.10	46.83	17.63	9.48	43.98
44.00	51.72	47.62	38.04	31.19	37.55	30.70	30.02	48.30	18.19	9.78	45.37
45.00	52.90	48.70	38.90	31.90	38.40	31.40	30.70	49.40	18.60	10.00	46.40

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 37: Hietograma Acumulado para 50 años

W640	W650	W670	W740	W770	W780	W860	W870	W890	W1000	W1100	W1110
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.70	1.99	1.82	1.48	1.17	1.44	1.12	1.15	1.83	0.73	0.38	1.72
4.25	4.97	4.56	3.70	2.92	3.60	2.81	2.87	4.57	1.82	0.95	4.31
7.14	8.34	7.66	6.22	4.90	6.05	4.72	4.82	7.67	3.05	1.60	7.24
15.06	17.60	16.15	13.11	10.33	12.75	9.95	10.16	16.18	6.44	3.37	15.26
30.60	35.76	32.82	26.64	21.00	25.92	20.22	20.64	32.88	13.08	6.84	31.02
35.70	41.72	38.29	31.08	24.50	30.24	23.59	24.08	38.36	15.26	7.98	36.19
39.17	45.78	42.01	34.10	26.88	33.18	25.88	26.42	42.09	16.74	8.76	39.71
41.77	48.82	44.80	36.37	28.67	35.38	27.60	28.18	44.88	17.86	9.34	42.34
45.39	53.04	48.68	39.52	31.15	38.45	29.99	30.62	48.77	19.40	10.15	46.01
48.34	56.50	51.85	42.09	33.18	40.95	31.94	32.61	51.95	20.66	10.81	49.01
49.87	58.28	53.48	43.41	34.22	42.24	32.95	33.64	53.58	21.32	11.15	50.55
51.00	59.60	54.70	44.40	35.00	43.20	33.70	34.40	54.80	21.80	11.40	51.70

Fuente: Elaboración propia.

Estos resultados son los hietogramas Sintéticos Acumulados según el SCS quien desarrollo hietogramas sintéticos de tormentas para 6 y 24 horas, elegimos nosotros 6 horas ya que en cañete solo existen lluvias intensas en los meses de diciembre a marzo, y fraccionamos cada media hora para una mejor visualización, estos hietogramas se añadieron al modelo hidrológico.

4.4.2. MODELO HIDROLÓGICO PARA EL PR 25 AÑOS Y 50 AÑOS - HEC-HMS

Para lograr este resultado se ingresó los hietogramas en cada centroide de las subcuencas llamadas también estaciones ficticias y el hidrograma de la estación Socsi.

Para el hidrograma de la estación Socsi es necesario calcular el tiempo pico con el hidrograma triangular.

Calculo del tiempo de concentración con la fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0.000325 * \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

$$T_c = 0.000325 * \frac{197104.72^{0.77}}{0.03^{0.385}} = 14.96 \text{ horas} = 15 \text{ horas}$$

Remplazando en la ecuación del tiempo pico:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 * t_c$$

$$t_p = \sqrt{15} + 0.6 * 15 = 12.87 \text{ horas} = 13 \text{ horas}$$

Ahora tenemos el tiempo pico de 13 horas y los caudales picos 515.70 m³/s y 562.30 m/s para cada periodo de retorno, con estos datos aremos uso del Hidrograma Adimensional SCS con el objetivo de generar el hidrograma de la estación Socsi.

Para el periodo de retorno de 25 años tenemos:

$$T_p = 13 \text{ horas y } Q_p = 515.70 \text{ m}^3/\text{s}.$$

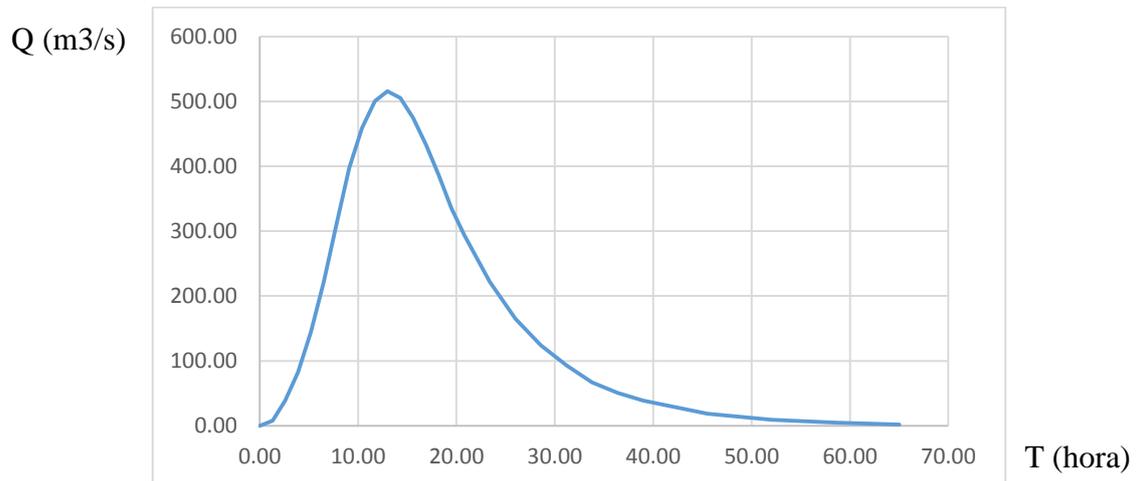
Tabla 38: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 25 años.

T/TP	Q/QP	T 25	Q 25
0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.02	1.30	7.74
0.20	0.08	2.60	38.68
0.30	0.16	3.90	82.51
0.40	0.28	5.20	144.40
0.50	0.43	6.50	221.75
0.60	0.60	7.80	309.42
0.70	0.77	9.10	397.09
0.80	0.89	10.40	458.97

T/TP	Q/QP	T 25	Q 25
0.90	0.97	11.70	500.23
1.00	1.00	13.00	515.70
1.10	0.98	14.30	505.39
1.20	0.92	15.60	474.44
1.30	0.84	16.90	433.19
1.40	0.75	18.20	386.78
1.50	0.65	19.50	335.21
1.60	0.57	20.80	293.95
1.80	0.43	23.40	221.75
2.00	0.32	26.00	165.02
2.20	0.24	28.60	123.77
2.40	0.18	31.20	92.83
2.60	0.13	33.80	67.04
2.80	0.10	36.40	50.54
3.00	0.08	39.00	38.68
3.50	0.04	45.50	18.57
4.00	0.02	52.00	9.28
4.50	0.01	58.50	4.64
5.00	0.00	65.00	2.06

Fuente: elaboración propia.

Figura 31: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 25 años



Fuente: elaboración propia.

Para el periodo de retorno de 50 años tenemos:

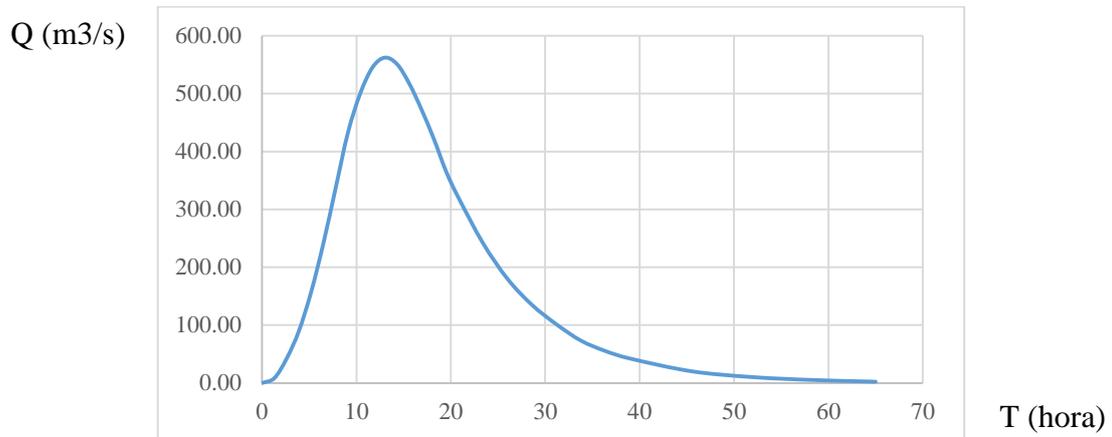
$$T_p = 13 \text{ horas y } Q_p = 562.30 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Tabla 39: Hidrograma adimensional SCS para el periodo de 50 años.

T/TP	Q/QP	T 50	Q 50
0.00	0.000	0.00	0.00
0.10	0.015	1.30	8.43
0.20	0.075	2.60	42.17
0.30	0.160	3.90	89.97
0.40	0.280	5.20	157.44
0.50	0.430	6.50	241.79
0.60	0.600	7.80	337.38
0.70	0.770	9.10	432.97
0.80	0.890	10.40	500.45
0.90	0.970	11.70	545.43
1.00	1.000	13.00	562.30
1.10	0.980	14.30	551.05
1.20	0.920	15.60	517.32
1.30	0.840	16.90	472.33
1.40	0.750	18.20	421.73
1.50	0.650	19.50	365.50
1.60	0.570	20.80	320.51
1.80	0.430	23.40	241.79
2.00	0.320	26.00	179.94
2.20	0.240	28.60	134.95
2.40	0.180	31.20	101.21
2.60	0.130	33.80	73.10
2.80	0.098	36.40	55.11
3.00	0.075	39.00	42.17
3.50	0.036	45.50	20.24
4.00	0.018	52.00	10.12
4.50	0.009	58.50	5.06
5.00	0.004	65.00	2.25

Fuente: elaboración propia.

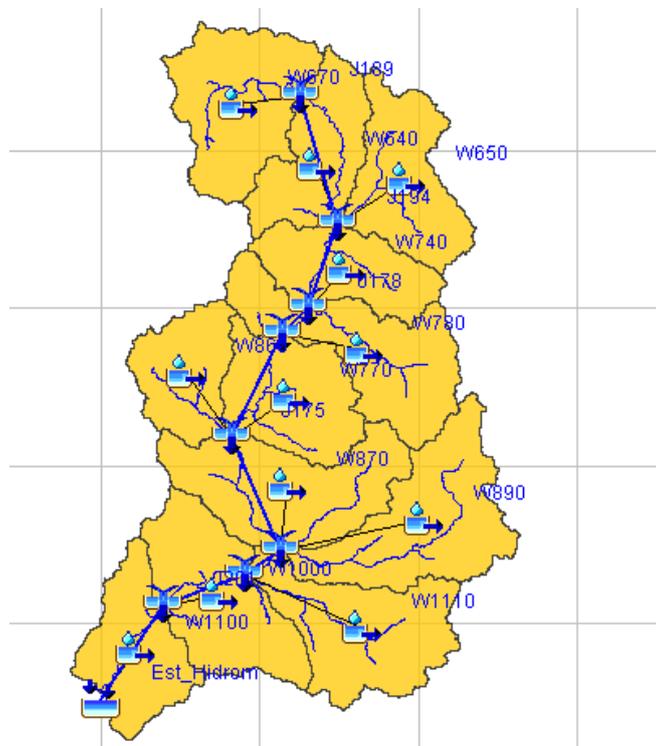
Figura 32: Hidrograma Adimensional SCS para el periodo de 50 años



Fuente: Elaboración propia.

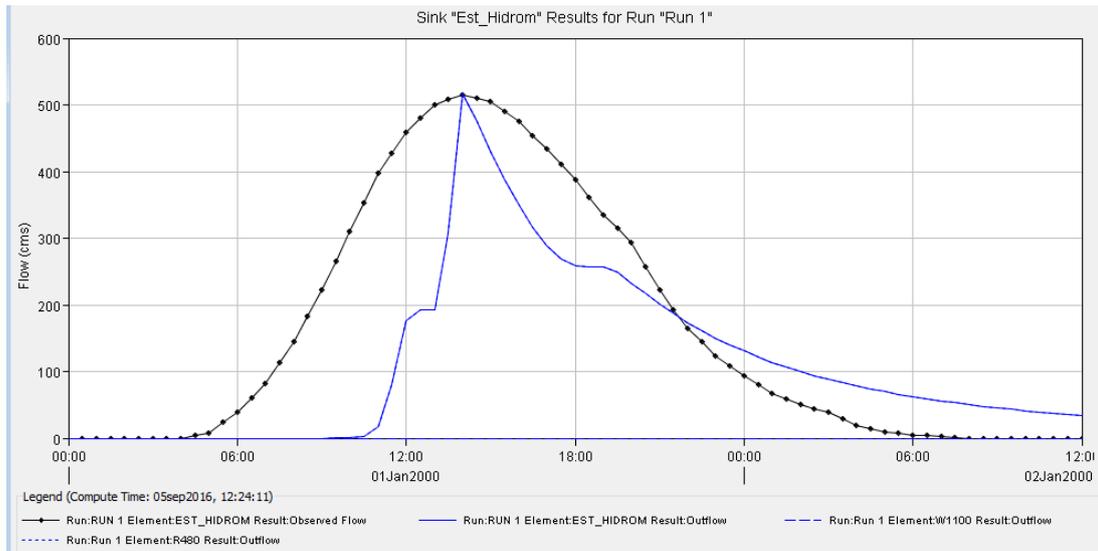
Con estos dos hidrogramas se calibro el modelo hidrológico para cada periodo de retorno, el objetivo principal de la calibración es ajustar el caudal simulado al caudal pico obtenido en cada caso. Esta calibración se realizará en la estación Sosci.

Figura 33: Resultados de la modelación hidrológica para el PR 25 años



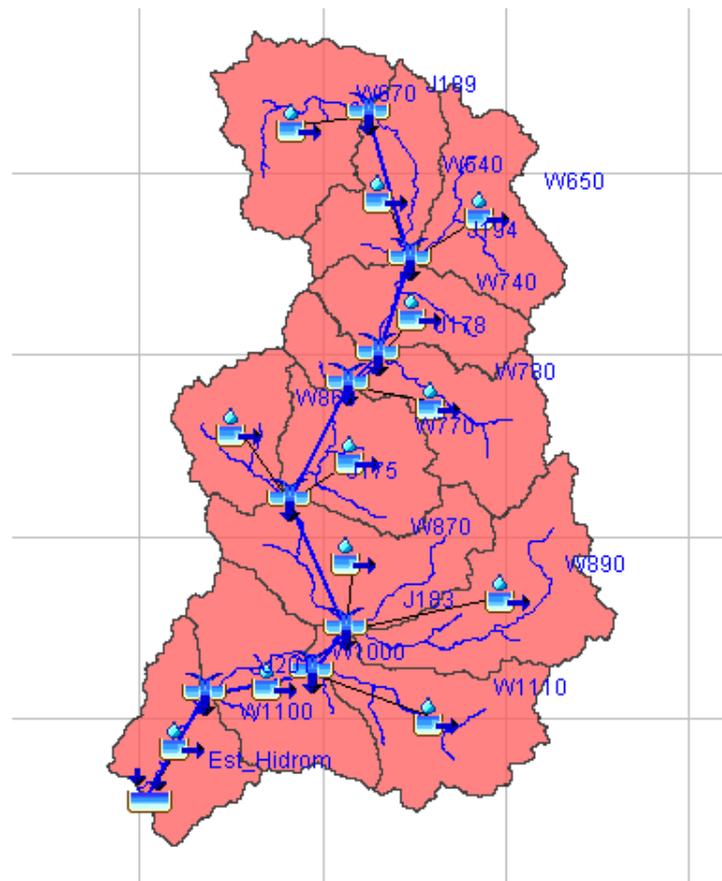
Fuente: Elaboración propia.

Figura 34: Modelo Hidrológico calibrado para el PR 25 años.



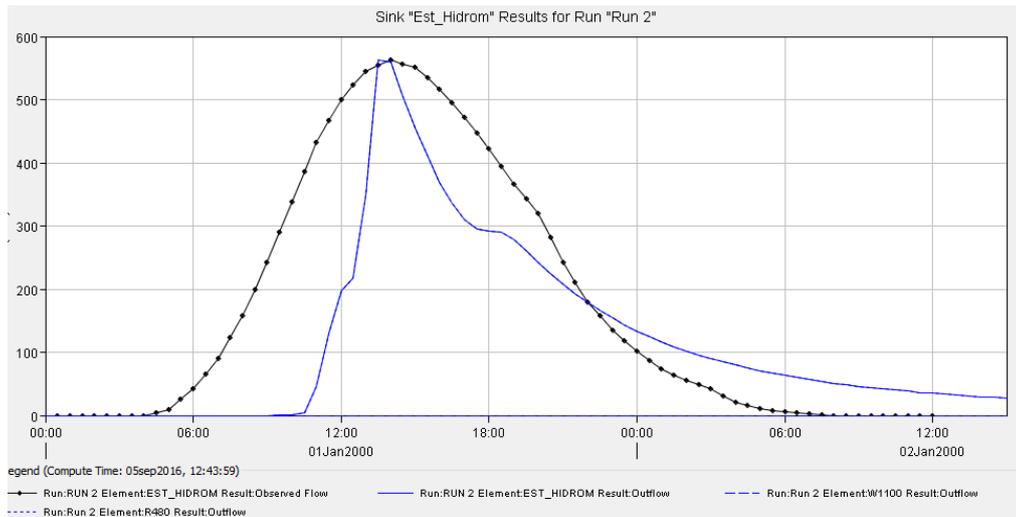
Fuente: Elaboración propia.

Figura 35: Resultados de la modelación hidrológica para el PR 50 años



Fuente: Elaboración propia.

Figura 36: Modelo Hidrológico calibrado para el PR 50 años



Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente tabla muestra los resultados de la simulación hidrológica calibrada, para el PR 25 y 50 años, en la estación Socsi y también el caudal de diseño en el lugar del estudio.

Tabla 40: Calibración del modelo y caudal de diseño en la zona de estudio.

Estación Socsi	PR_25 años	PR_50 años	Unidad
Caudal modelado	515.70	562.30	m3/s
Caudal observado	515.70	562.30	m3/s
Lugar de Estudio			
Caudal pico de diseño	559.60	659.30	m3/s

Fuente: Elaboración propia.

Observamos que el caudal simulado es igual al observado, podemos decir que nuestro modelo está calibrado para el caudal pico, por lo tanto ya podemos obtener el caudal en el lugar de estudio.

El caudal de diseño en el lugar de estudio para el periodo de retorno 25 años es de 559.60 m³/s y para 50 años es 659.30 m³/s, como lo indica el modelo HMS en la Junction “J186”.

Los caudales obtenidos tienen un incremento respecto a la estación Socsi, en los dos periodos de retorno 25 y 50 años. Este incremento es a causa de que la cuenca húmeda del río cañete termina en la Junction “J186” donde se ubica nuestro estudio, a una distancia de 42.41 km

de la estación Socsi, y esta longitud hace que, por la radiación e infiltración se pierda un caudal considerado, teniendo también en cuenta que se trata de un evento de máximas avenidas con caudales máximos donde los valores como el área hidráulica se incrementan considerablemente.

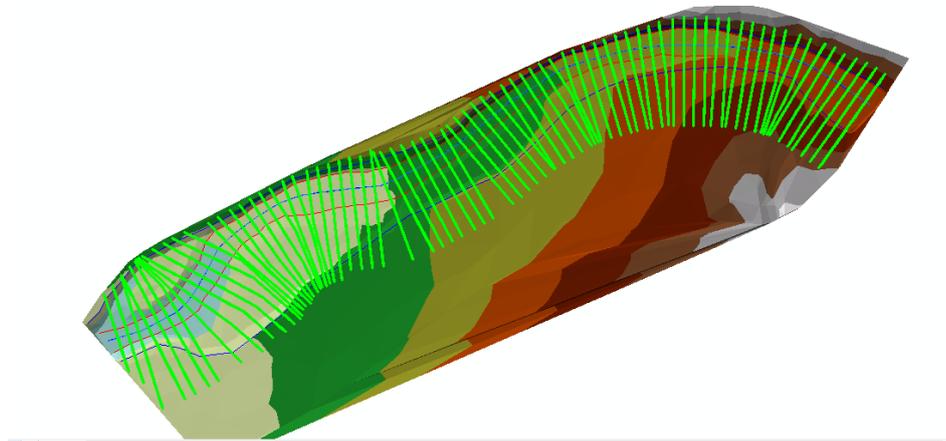
4.5. MODELACIÓN HIDRAULICA

4.5.1. MODELACIÓN CON HEC GEORAS

La modelación de este programa nos llevara a la exportación de la data geométrica al HEC RAS. Los resultados de este proceso son el TIN, River, Banks, Flowpaths, XS cut lines. Hasta aquí la representación solo esta con valores de X e Y mas no Z, para esto se generan el River 3D, XS cut lines 3D, con ello el archivo queda listo para exportar al HEC RAS.

El TIN se basa en la data topográfica, y representa la morfología de la superficie, River representa el eje del rio principal, Banks nos indican hasta donde normalmente están las orillas del agua, Flowpaths representan la posible inundación, XS cut line son las secciones transversales. River 3D, XS cut lines 3D agrega la coordenada Z. El resultado de todo esto se representa a continuación.

Figura 37: Resultado de la aplicación HEC GeoRas pestaña RAS Geometry



Fuente: Elaboración propia.

4.5.2. MODELACIÓN CON HEC RAS

La geometría y el número de Manning son esenciales, también son importantes las condiciones de contorno.

Calculo del número de Manning por el método de Cowan y se verificara con lo propuesto por Ven Te Chow.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

$$n = (0.028 + 0.005 + 0.01 + 0 + 0.005) * 1.15 = 0.055$$

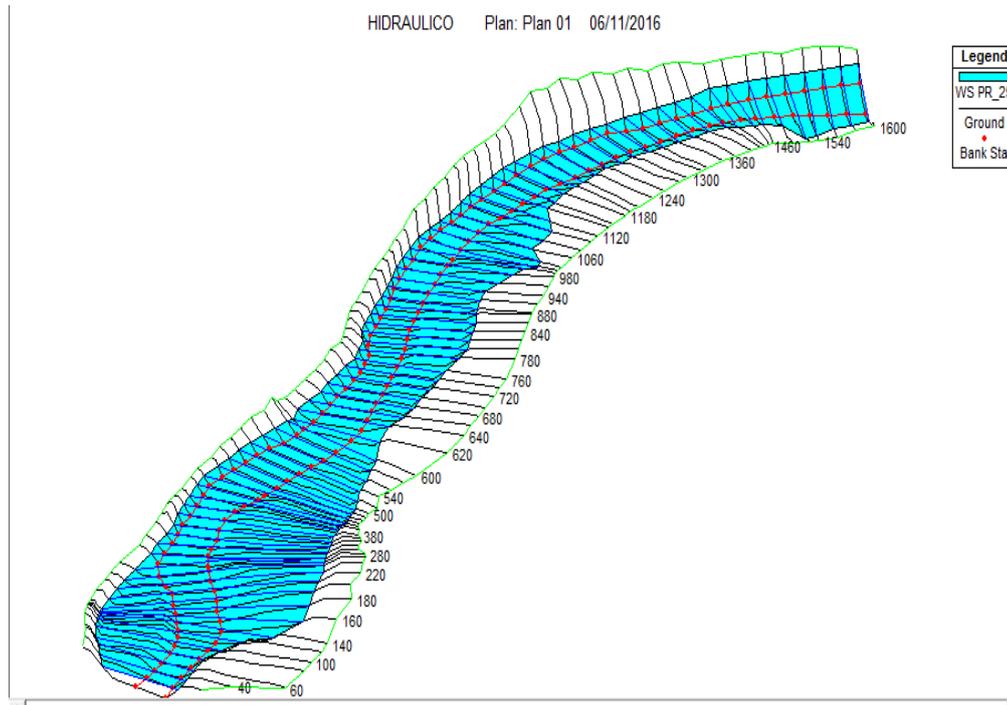
El valor de 0.055 será tomado para los lados del cauce, pero para el eje central si le quitamos la vegetación quedaría 0.050. Estos valores son comparados con los que propone Ven Te Chow en la tabla N° 14, y observamos que el Manning propuesto para gravas, canto rodado y algunas rocas es de 0.050 como máximo, entonces podemos decir que el valor elegido para el eje del rio y para los lados es el correcto.

Tabla 41: Valor de “n” de Manning y las condiciones de contorno

Geometría		
Manning	Lado derecho	0.055
	Eje	0.050
	Lado izquierdo	0.055
Condiciones de Contorno		
Rio arriba	Profundidad normal	
Rio abajo	Profundidad normal	
Pendiente	S (m/m)	0.0095
PR 25 años	Q (m3/s)	559.60
PR 50 años	Q (m3/s)	659.30
Régimen	Caudal mixto	

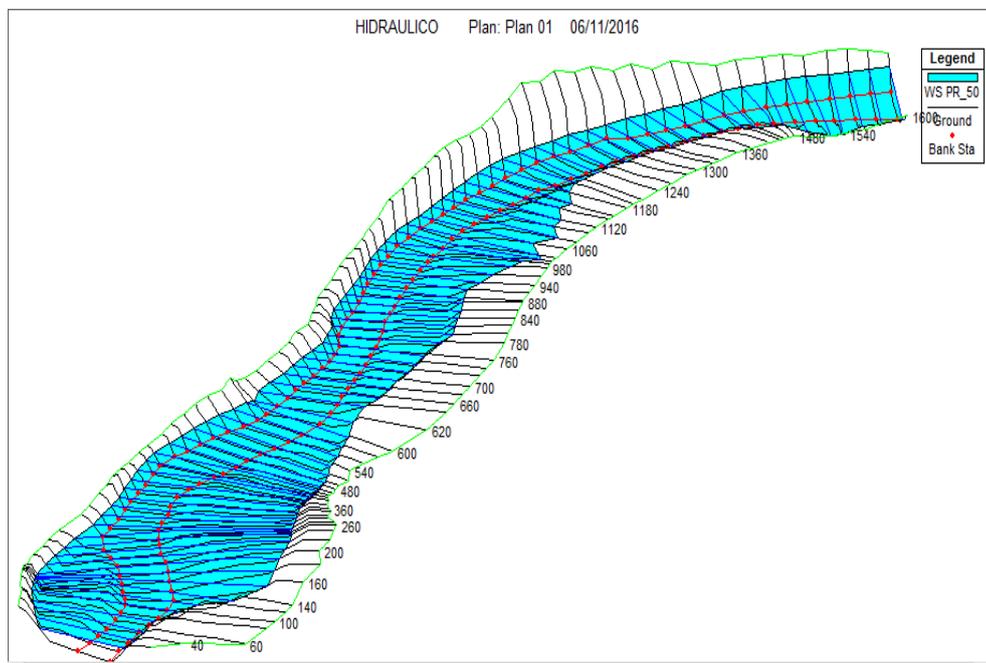
Fuente: Elaboración propia.

Figura 38: Isométrico de la simulación hidráulica para el PR 25 años



Fuente: Elaboración propia

Figura 39: Isométrico de la simulación hidráulica para el PR 50 años



Fuente: Elaboración propia

Se observa que existe una inundación entre las progresivas 0+080 hasta 1+400, este tramo será el que se tome en consideración para que se realice la propuesta de encauzamiento. El valor máximo de fraude para el periodo de retorno de 50 años es 1.33 y solo ocurre en la progresiva 0+620, gran parte de los valores del froude están entre 0.32 y 1.07, esto nos indica que el flujo esta generalmente en el flujo subcrítico y algunos críticos, el cual indica que las fuerzas inerciales son superadas por las fuerzas gravitacionales. El comportamiento es muy similar con los resultados del periodo de retorno de 25 años. Para mayor detalle ver en las siguientes tablas 41 y 42.

Tabla 42: Resultados del modelo hidráulico HEC-RAS para el PR 25 años

ESTACION	CAUDAL m ³ /s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
1+600	559.6	2.88	968.57	0.00	2.14	299.02	133.64	0.41
1+580	559.6	2.96	968.51	0.00	2.11	307.82	136.64	0.39
1+560	559.6	2.99	968.45	0.00	2.14	309.04	137.06	0.40
1+540	559.6	3.00	968.39	0.00	2.33	298.97	149.11	0.43
1+520	559.6	3.14	968.33	0.00	2.12	329.23	149.49	0.38
1+500	559.6	3.26	968.27	0.00	2.33	284.76	114.46	0.41
1+480	559.6	3.37	968.20	0.00	2.68	250.10	103.01	0.47
1+460	559.6	3.52	968.11	0.00	3.04	222.30	100.15	0.53
1+440	559.6	3.50	968.00	0.01	3.22	209.49	93.97	0.56
1+420	559.6	3.14	967.84	0.01	4.07	164.43	79.50	0.75
1+400	559.6	2.94	967.61	0.01	4.49	148.32	76.43	0.86
1+380	559.6	3.02	967.33	0.01	4.14	160.99	79.90	0.78
1+360	559.6	2.96	967.12	0.01	4.08	162.34	80.13	0.77
1+340	559.6	2.88	966.91	0.01	3.93	166.97	83.63	0.75
1+320	559.6	2.56	966.66	0.01	4.42	145.03	78.94	0.89
1+300	559.6	2.50	966.37	0.01	4.31	146.49	80.06	0.88
1+280	559.6	2.76	966.08	0.01	3.70	171.02	84.21	0.72
1+260	559.6	2.62	965.88	0.01	3.72	168.48	82.00	0.74
1+240	559.6	2.75	965.68	0.01	3.38	186.95	88.12	0.66
1+220	559.6	2.89	965.51	0.01	3.16	202.12	90.17	0.60
1+200	559.6	3.00	965.40	0.01	3.20	203.46	88.70	0.60
1+180	559.6	3.19	965.27	0.01	3.07	211.88	87.61	0.56
1+160	559.6	3.17	965.17	0.01	3.14	211.65	92.34	0.56
1+140	559.6	3.06	965.04	0.01	3.49	192.31	91.15	0.64
1+120	559.6	2.87	964.87	0.01	3.93	180.25	108.53	0.75
1+100	559.6	2.77	964.66	0.01	4.17	178.21	119.53	0.81
1+080	559.6	2.57	964.37	0.02	4.56	163.74	120.96	0.94

ESTACION	CAUDAL m ³ /s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
1+060	559.6	2.43	964.01	0.02	4.78	154.59	119.35	1.03
1+040	559.6	2.58	963.66	0.01	4.12	184.97	144.42	0.86
1+020	559.6	2.68	963.35	0.01	3.59	209.15	146.81	0.73
1+000	559.6	2.55	963.16	0.01	4.01	184.72	133.18	0.82
0+980	559.6	2.44	962.89	0.01	4.26	171.80	124.94	0.89
0+960	559.6	2.24	962.56	0.02	4.48	159.38	115.53	0.97
0+940	559.6	2.28	962.11	0.01	3.95	174.57	107.28	0.84
0+920	559.6	2.46	961.85	0.01	3.72	186.39	105.49	0.76
0+900	559.6	2.59	961.64	0.01	3.65	193.52	108.75	0.73
0+880	559.6	2.67	961.47	0.01	3.39	207.11	111.36	0.67
0+860	559.6	2.72	961.31	0.01	2.86	239.87	116.41	0.56
0+840	559.6	2.86	961.20	0.00	2.73	250.16	119.35	0.53
0+820	559.6	2.97	961.10	0.00	2.67	257.88	119.08	0.50
0+800	559.6	3.00	961.00	0.01	2.91	242.28	115.44	0.54
0+780	559.6	2.93	960.89	0.01	3.17	222.59	109.52	0.59
0+760	559.6	2.80	960.72	0.01	3.29	208.93	102.52	0.63
0+740	559.6	2.72	960.57	0.01	3.29	208.45	105.92	0.64
0+720	559.6	2.65	960.43	0.01	3.25	208.18	106.99	0.64
0+700	559.6	2.58	960.27	0.01	3.21	207.15	107.07	0.65
0+680	559.6	2.42	960.10	0.01	3.34	198.39	108.73	0.69
0+660	559.6	2.12	959.87	0.01	3.78	174.53	111.55	0.84
0+640	559.6	1.99	959.54	0.02	4.16	154.03	105.92	0.98
0+620	559.6	1.60	958.96	0.04	4.80	129.76	107.21	1.30
0+600	559.6	2.13	958.52	0.01	2.88	223.86	133.08	0.65
0+580	559.6	2.26	958.36	0.01	2.78	239.01	142.06	0.60
0+560	559.6	2.22	958.21	0.01	2.52	265.20	156.20	0.54
0+540	559.6	2.11	958.09	0.01	2.58	262.20	163.75	0.57
0+520	559.6	2.05	957.95	0.01	2.54	268.68	175.82	0.57
0+500	559.6	2.06	957.83	0.01	2.40	283.03	182.75	0.54
0+480	559.6	2.04	957.74	0.01	2.44	280.47	185.37	0.55
0+460	559.6	1.97	957.64	0.01	2.58	268.69	186.39	0.59
0+440	559.6	2.02	957.53	0.01	2.78	256.26	183.64	0.63
0+420	559.6	2.05	957.40	0.01	3.24	231.58	180.45	0.73
0+400	559.6	2.01	957.22	0.01	3.64	212.24	176.85	0.82
0+380	559.6	2.18	957.01	0.01	3.31	230.35	176.65	0.73
0+360	559.6	2.18	956.82	0.01	3.75	205.74	175.51	0.84
0+340	559.6	2.13	956.61	0.01	3.55	217.96	180.78	0.78
0+320	559.6	2.03	956.40	0.01	3.71	207.27	185.72	0.84
0+300	559.6	2.03	956.07	0.01	3.56	210.03	190.09	0.81
0+280	559.6	2.20	955.84	0.01	2.97	252.18	208.67	0.65

ESTACION	CAUDAL m ³ /s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
0+260	559.6	2.30	955.69	0.01	2.69	287.49	220.09	0.57
0+240	559.6	2.38	955.58	0.00	2.44	317.73	227.90	0.51
0+220	559.6	2.72	955.48	0.00	2.19	359.00	231.11	0.43
0+200	559.6	2.88	955.41	0.00	1.99	395.72	234.12	0.38
0+180	559.6	3.02	955.36	0.00	1.88	413.28	227.49	0.35
0+160	559.6	3.13	955.32	0.00	1.73	439.61	221.56	0.31
0+140	559.6	3.07	955.27	0.00	1.94	388.53	196.88	0.35
0+120	559.6	2.99	955.22	0.00	2.26	328.79	166.06	0.42
0+100	559.6	2.85	955.12	0.01	2.99	253.91	147.11	0.57
0+080	559.6	2.57	954.91	0.01	4.17	180.65	126.80	0.85
0+060	559.6	2.28	954.64	0.02	4.84	155.69	122.79	1.03
0+040	559.6	2.32	954.17	0.02	4.27	167.08	110.21	0.92
0+020	559.6	2.68	953.86	0.01	3.55	187.48	96.38	0.72

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43: Resultados del modelo hidráulico HEC-RAS para el PR 50 años

ESTACION	CAUDAL m ³ /s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
1+600	659.3	3.20	968.89	0.00	2.23	341.59	139.80	0.40
1+580	659.3	3.27	968.84	0.00	2.20	351.97	143.80	0.39
1+560	659.3	3.31	968.78	0.00	2.22	353.83	143.81	0.39
1+540	659.3	3.34	968.73	0.00	2.36	350.41	156.77	0.41
1+520	659.3	3.48	968.67	0.00	2.17	381.01	156.87	0.37
1+500	659.3	3.56	968.61	0.00	2.59	321.96	138.97	0.44
1+480	659.3	3.67	968.53	0.00	2.85	282.87	111.27	0.48
1+460	659.3	3.83	968.45	0.00	3.18	254.47	107.60	0.53
1+440	659.3	3.80	968.34	0.01	3.39	239.05	101.54	0.57
1+420	659.3	3.40	968.18	0.01	4.33	185.74	86.10	0.77
1+400	659.3	3.18	967.94	0.01	4.77	167.28	81.47	0.88
1+380	659.3	3.27	967.66	0.01	4.39	181.59	84.81	0.79
1+360	659.3	3.20	967.45	0.01	4.34	182.76	85.48	0.78
1+340	659.3	3.13	967.24	0.01	4.16	188.98	89.12	0.76
1+320	659.3	2.79	966.99	0.01	4.67	163.91	83.83	0.90
1+300	659.3	2.76	966.69	0.01	4.51	167.56	85.70	0.88
1+280	659.3	3.03	966.40	0.01	3.88	194.71	89.22	0.72
1+260	659.3	2.90	966.22	0.01	3.90	192.32	87.03	0.73
1+240	659.3	3.06	966.02	0.01	3.51	214.60	92.22	0.65
1+220	659.3	3.20	965.86	0.01	3.28	231.42	94.15	0.59
1+200	659.3	3.33	965.75	0.01	3.33	233.08	92.77	0.59
1+180	659.3	3.49	965.64	0.01	3.36	239.04	102.41	0.58
1+160	659.3	3.42	965.52	0.01	3.52	238.73	122.12	0.61
1+140	659.3	3.25	965.37	0.01	3.94	212.41	114.66	0.70
1+120	659.3	3.03	965.17	0.01	4.38	198.70	129.75	0.81

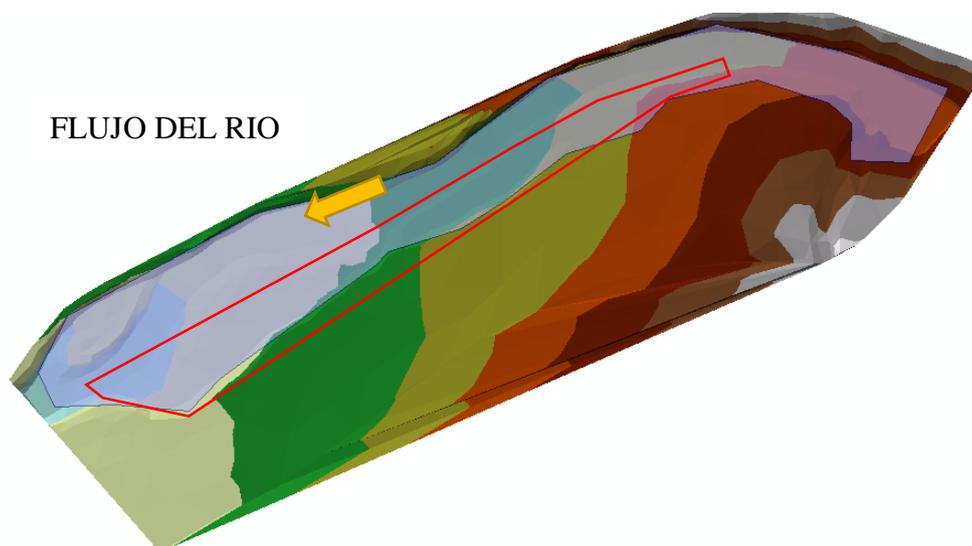
ESTACION	CAUDAL m3/s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
1+100	659.3	2.88	964.93	0.01	4.64	192.66	130.09	0.89
1+080	659.3	2.86	964.63	0.01	4.56	203.13	146.93	0.89
1+060	659.3	2.58	964.27	0.02	5.13	173.63	130.67	1.07
1+040	659.3	2.69	963.89	0.02	4.51	201.60	151.84	0.92
1+020	659.3	2.87	963.58	0.01	3.79	238.31	160.42	0.74
1+000	659.3	2.73	963.40	0.01	4.25	209.15	142.75	0.84
0+980	659.3	2.65	963.14	0.01	4.40	199.58	135.77	0.88
0+960	659.3	2.43	962.81	0.02	4.69	182.15	123.90	0.97
0+940	659.3	2.48	962.39	0.01	4.23	197.31	117.76	0.86
0+920	659.3	2.67	962.12	0.01	3.92	209.56	109.03	0.77
0+900	659.3	2.82	961.91	0.01	3.81	218.73	111.98	0.73
0+880	659.3	2.91	961.75	0.01	3.55	233.84	114.74	0.67
0+860	659.3	2.96	961.58	0.01	3.01	268.28	118.76	0.56
0+840	659.3	3.10	961.47	0.00	2.88	279.59	121.81	0.53
0+820	659.3	3.21	961.38	0.00	2.82	287.26	121.42	0.51
0+800	659.3	3.24	961.28	0.01	3.07	270.44	117.75	0.55
0+780	659.3	3.16	961.16	0.01	3.35	248.40	112.23	0.60
0+760	659.3	3.01	960.98	0.01	3.50	231.14	104.46	0.65
0+740	659.3	2.93	960.84	0.01	3.49	231.27	108.12	0.66
0+720	659.3	2.86	960.69	0.01	3.46	230.81	109.26	0.66
0+700	659.3	2.78	960.53	0.01	3.43	228.90	109.15	0.66
0+680	659.3	2.61	960.35	0.01	3.57	219.08	111.06	0.71
0+660	659.3	2.30	960.12	0.01	4.00	195.11	114.27	0.85
0+640	659.3	2.19	959.79	0.02	4.33	176.32	110.91	0.96
0+620	659.3	1.72	959.22	0.04	5.13	143.54	109.19	1.33
0+600	659.3	2.29	958.74	0.01	3.09	246.23	135.41	0.67
0+580	659.3	2.42	958.57	0.01	2.99	262.24	144.97	0.63
0+560	659.3	2.38	958.41	0.01	2.71	290.59	158.43	0.56
0+540	659.3	2.27	958.28	0.01	2.76	288.02	165.88	0.59
0+520	659.3	2.21	958.14	0.01	2.71	295.94	178.14	0.59
0+500	659.3	2.21	958.02	0.01	2.56	311.02	184.37	0.56
0+480	659.3	2.19	957.92	0.01	2.60	308.40	186.97	0.57
0+460	659.3	2.11	957.82	0.01	2.74	296.10	188.13	0.60
0+440	659.3	2.16	957.70	0.01	2.96	282.13	185.28	0.65
0+420	659.3	2.18	957.57	0.01	3.43	255.64	182.03	0.75
0+400	659.3	2.15	957.40	0.01	3.80	237.37	178.48	0.83
0+380	659.3	2.32	957.19	0.01	3.50	254.79	178.34	0.75
0+360	659.3	2.31	957.00	0.01	3.95	228.35	177.10	0.86
0+340	659.3	2.26	956.79	0.01	3.76	241.28	182.50	0.80
0+320	659.3	2.16	956.57	0.01	3.92	230.09	187.38	0.86
0+300	659.3	2.20	956.25	0.01	3.61	243.32	192.48	0.79
0+280	659.3	2.40	956.04	0.01	3.01	293.33	211.87	0.63
0+260	659.3	2.51	955.90	0.01	2.70	334.24	223.31	0.55
0+240	659.3	2.60	955.80	0.00	2.45	368.31	230.92	0.49
0+220	659.3	2.95	955.71	0.00	2.23	411.27	234.47	0.42
0+200	659.3	3.11	955.64	0.00	2.05	449.04	237.73	0.37

ESTACION	CAUDAL m ³ /s	TIRANTE m	ENERGIA	PENDIENTE DE ENERGIA	VELOCIDAD	AREA MOJADA SECCION	ESPEJO DE AGUA	# FROUDE
0+180	659.3	3.24	955.60	0.00	1.95	465.09	230.91	0.35
0+160	659.3	3.35	955.55	0.00	1.82	489.93	224.94	0.32
0+140	659.3	3.29	955.50	0.00	2.05	432.54	200.18	0.36
0+120	659.3	3.21	955.45	0.00	2.39	364.66	168.69	0.43
0+100	659.3	3.05	955.35	0.01	3.17	283.89	152.93	0.59
0+080	659.3	2.72	955.14	0.01	4.44	199.75	128.34	0.88
0+060	659.3	2.44	954.86	0.02	5.07	175.14	124.58	1.04
0+040	659.3	2.57	954.42	0.01	4.31	194.42	113.10	0.88
0+020	659.3	2.90	954.14	0.01	3.76	209.07	98.91	0.73

Fuente: Elaboración propia

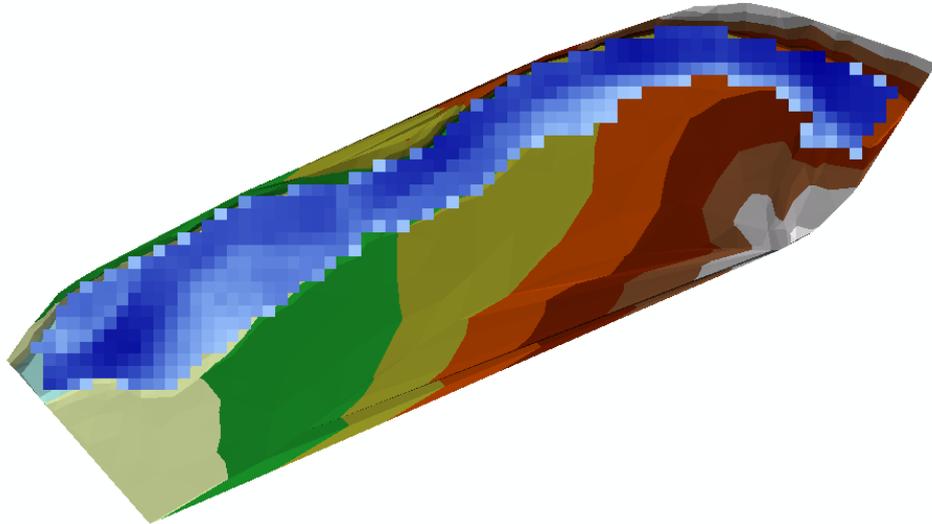
4.5.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS ZONAS VULNERABLES A LA INUNDACIÓN

Figura 40: Inundación para el periodo de retorno de 25 años



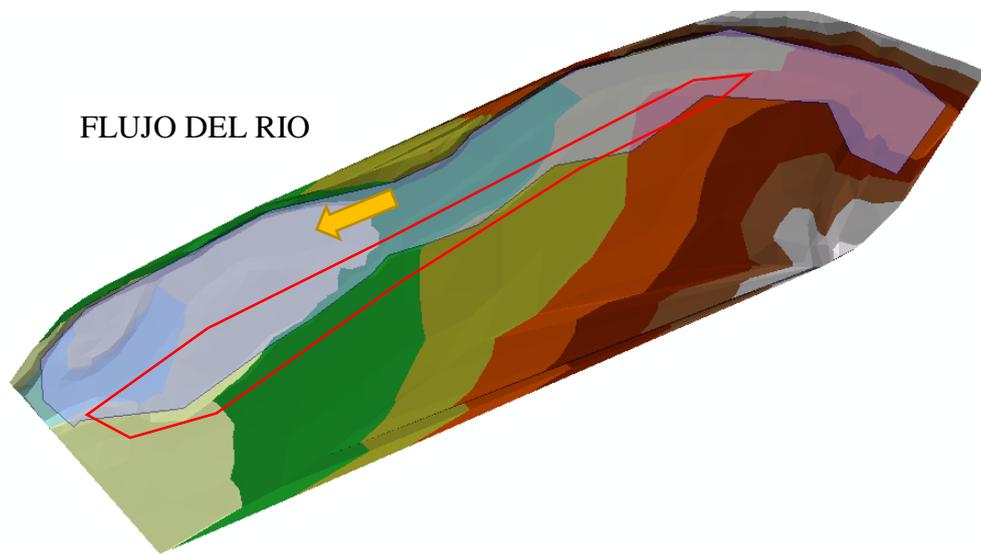
Fuente: Elaboración propia

Figura 41: Profundidad (0.0 m - 3.515 m) azul más oscuro indica mayor profundidad.



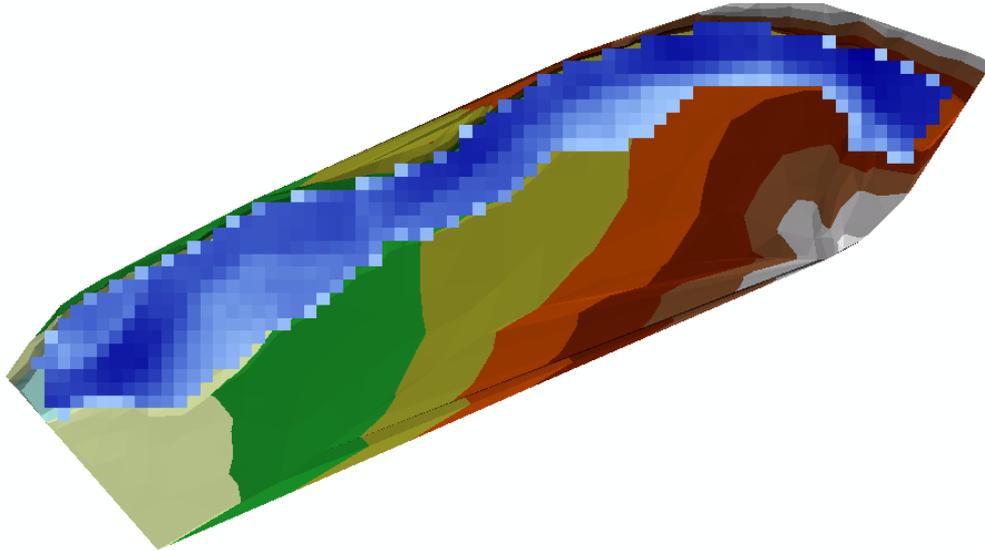
Fuente: Elaboración propia

Figura 42: Inundación para el periodo de retorno de 50 años



Fuente: Elaboración propia

Figura 43: Profundidad (0.0 m - 3.825 m), azul más oscuro indica mayor profundidad.



Fuente: Elaboración propia

Se observa que la zona vulnerable a la inundación se encuentra en la margen izquierda del río y es donde se encuentra la zona agrícola, la figura nos muestra un incremento del ancho del río, el cual lo resaltamos con una línea roja, esta margen del río se encuentra con cultivo permanente como árboles frutales y variedad de paltas, si se realizara un encauzamiento se podría recuperar un área aproximada de 4 has incrementando el potencial agrícola del lugar, además se daría mayor seguridad al cultivo existente.

4.6. PROPUESTA DE ENCAUZAMIENTO PARA PR 50 AÑOS

La propuesta de encauzamiento solo se realizó para el periodo de retorno más crítico el cual es 50 años.

4.6.1. SOCAVACIÓN GENERAL

Para calcular la socavación se usó el método de Lichtvan-Lebediev los valores tomados por las variables usadas son las siguientes:

Coefficiente de contracción “ μ ” tomara el valor de 0.99 ya que en el río se colocarán espigones, el flujo del cauce tiene valores de velocidad superiores a 4 m/s y estarán separados

cada 100 metros, dado estas características según la tabla 11, se elige el valor de “ μ ” como 0.99.

El valor del coeficiente β está determinado de acuerdo al periodo de retorno, según la tabla 12, nuestro periodo de retorno es 50 años entonces tomara β en valor de 0.97.

El valor de “X” y “ $1/(1+x)$ ” depende del diámetro medio “Dm”, según la tabla N° 12, el valor del diámetro medio del lecho del río fue evaluado en campo, se realizó una pequeña excavación de una profundidad de 0.50 cm hallándose diámetros de entre 2.5” y 3” tomaremos como diámetro medio el mayor de estos. Entonces el valor de $X = 0.28$ y $1/(1+x) = 0.78$.

En la tabla siguiente nos muestra los resultados de socavación general.

Tabla 44: Resultados de la socavación por el método de Lichtvan-Lebediev

Estación	caudal	Área mojada	Be=B- obst	Tirante medio de la sección A/B	Alfa	Tirante	Socavación ds	Socavación esperada $Y_s = ds - Y$
1+600	659.3	341.59	139.80	2.44	1.07	3.20	2.49	-0.71
1+580	659.3	351.97	143.80	2.45	1.04	3.27	2.50	-0.77
1+560	659.3	353.83	143.81	2.46	1.03	3.31	2.52	-0.79
1+540	659.3	350.41	156.77	2.24	1.11	3.34	2.70	-0.64
1+520	659.3	381.01	156.87	2.43	0.97	3.48	2.56	-0.92
1+500	659.3	321.96	138.97	2.32	1.18	3.56	3.08	-0.48
1+480	659.3	282.87	111.27	2.54	1.26	3.67	3.38	-0.29
1+460	659.3	254.47	107.60	2.36	1.47	3.83	4.03	0.20
1+440	659.3	239.05	101.54	2.35	1.57	3.80	4.19	0.39
1+420	659.3	185.74	86.10	2.16	2.15	3.40	4.62	1.22
1+400	659.3	167.28	81.47	2.05	2.46	3.18	4.72	1.54
1+380	659.3	181.59	84.81	2.14	2.21	3.27	4.49	1.22
1+360	659.3	182.76	85.48	2.14	2.20	3.20	4.35	1.15
1+340	659.3	188.98	89.12	2.12	2.14	3.13	4.13	1.00
1+320	659.3	163.91	83.83	1.96	2.60	2.79	4.15	1.36
1+300	659.3	167.56	85.70	1.96	2.54	2.76	4.02	1.26
1+280	659.3	194.71	89.22	2.18	2.03	3.03	3.81	0.78
1+260	659.3	192.32	87.03	2.21	2.04	2.90	3.61	0.71
1+240	659.3	214.60	92.22	2.33	1.77	3.06	3.46	0.40
1+220	659.3	231.42	94.15	2.46	1.58	3.20	3.36	0.16

Estación	caudal	Área mojada	Be=B- obst	Tirante medio de la sección A/B	Alfa	Tirante	Socavación ds	Socavación esperada Ys= ds-Y
1+200	659.3	233.08	92.77	2.51	1.55	3.33	3.48	0.15
1+180	659.3	239.04	102.41	2.33	1.58	3.49	3.77	0.28
1+160	659.3	238.73	122.12	1.95	1.78	3.42	4.03	0.61
1+140	659.3	212.41	114.66	1.85	2.08	3.25	4.25	1.00
1+120	659.3	198.70	129.75	1.53	2.52	3.03	4.51	1.48
1+100	659.3	192.66	130.09	1.48	2.66	2.88	4.40	1.52
1+080	659.3	203.13	146.93	1.38	2.64	2.86	4.34	1.48
1+060	659.3	173.63	130.67	1.33	3.17	2.58	4.38	1.80
1+040	659.3	201.60	151.84	1.33	2.73	2.69	4.12	1.43
1+020	659.3	238.31	160.42	1.49	2.15	2.87	3.71	0.84
1+000	659.3	209.15	142.75	1.47	2.47	2.73	3.87	1.14
0+980	659.3	199.58	135.77	1.47	2.58	2.65	3.86	1.21
0+960	659.3	182.15	123.90	1.47	2.83	2.43	3.70	1.27
0+940	659.3	197.31	117.76	1.68	2.39	2.48	3.34	0.86
0+920	659.3	209.56	109.03	1.92	2.06	2.67	3.26	0.59
0+900	659.3	218.73	111.98	1.95	1.95	2.82	3.36	0.54
0+880	659.3	233.84	114.74	2.04	1.77	2.91	3.25	0.34
0+860	659.3	268.28	118.76	2.26	1.44	2.96	2.83	-0.13
0+840	659.3	279.59	121.81	2.30	1.37	3.10	2.88	-0.22
0+820	659.3	287.26	121.42	2.37	1.31	3.21	2.91	-0.30
0+800	659.3	270.44	117.75	2.30	1.41	3.24	3.13	-0.11
0+780	659.3	248.40	112.23	2.21	1.58	3.16	3.31	0.15
0+760	659.3	231.14	104.46	2.21	1.70	3.01	3.28	0.27
0+740	659.3	231.27	108.12	2.14	1.73	2.93	3.22	0.29
0+720	659.3	230.81	109.26	2.11	1.75	2.86	3.15	0.29
0+700	659.3	228.90	109.15	2.10	1.78	2.78	3.07	0.29
0+680	659.3	219.08	111.06	1.97	1.93	2.61	3.02	0.41
0+660	659.3	195.11	114.27	1.71	2.39	2.30	3.02	0.72
0+640	659.3	176.32	110.91	1.59	2.77	2.19	3.18	0.99
0+620	659.3	143.54	109.19	1.31	3.87	1.72	3.01	1.29
0+600	659.3	246.23	135.41	1.82	1.82	2.29	2.42	0.13
0+580	659.3	262.24	144.97	1.81	1.71	2.42	2.49	0.07
0+560	659.3	290.59	158.43	1.83	1.53	2.38	2.23	-0.15
0+540	659.3	288.02	165.88	1.74	1.60	2.27	2.17	-0.10
0+520	659.3	295.94	178.14	1.66	1.60	2.21	2.10	-0.11
0+500	659.3	311.02	184.37	1.69	1.51	2.21	2.01	-0.20
0+480	659.3	308.40	186.97	1.65	1.55	2.19	2.02	-0.17

Estación	caudal	Área mojada	Be=B-obst	Tirante medio de la sección A/B	Alfa	Tirante	Socavación ds	Socavación esperada $Y_s = ds - Y$
0+460	659.3	296.10	188.13	1.57	1.66	2.11	2.03	-0.08
0+440	659.3	282.13	185.28	1.52	1.78	2.16	2.22	0.06
0+420	659.3	255.64	182.03	1.40	2.08	2.18	2.53	0.35
0+400	659.3	237.37	178.48	1.33	2.32	2.15	2.70	0.55
0+380	659.3	254.79	178.34	1.43	2.06	2.32	2.72	0.40
0+360	659.3	228.35	177.10	1.29	2.46	2.31	3.11	0.80
0+340	659.3	241.28	182.50	1.32	2.29	2.26	2.86	0.60
0+320	659.3	230.09	187.38	1.23	2.52	2.16	2.91	0.75
0+300	659.3	243.32	192.48	1.26	2.34	2.20	2.81	0.61
0+280	659.3	293.33	211.87	1.38	1.83	2.40	2.59	0.19
0+260	659.3	334.24	223.31	1.50	1.52	2.51	2.38	-0.13
0+240	659.3	368.31	230.92	1.59	1.32	2.60	2.24	-0.36
0+220	659.3	411.27	234.47	1.75	1.11	2.95	2.30	-0.65
0+200	659.3	449.04	237.73	1.89	0.97	3.11	2.21	-0.90
0+180	659.3	465.09	230.91	2.01	0.90	3.24	2.20	-1.04
0+160	659.3	489.93	224.94	2.18	0.81	3.35	2.12	-1.23
0+140	659.3	432.54	200.18	2.16	0.92	3.29	2.29	-1.00
0+120	659.3	364.66	168.69	2.16	1.09	3.21	2.53	-0.68
0+100	659.3	283.89	152.93	1.86	1.55	3.05	3.12	0.07
0+080	659.3	199.75	128.34	1.56	2.48	2.72	3.87	1.15
0+060	659.3	175.14	124.58	1.41	3.03	2.44	3.93	1.49
0+040	659.3	194.42	113.10	1.72	2.39	2.57	3.49	0.92
0+020	659.3	209.07	98.91	2.11	1.93	2.90	3.46	0.56

Fuente: Elaboración propia.

De estos resultados se observa que el valor máximo de la socavación general ocurre en la progresiva 1+060 y es 1.80 metros, el cual nos permitió proyectar la cimentación de nuestras estructuras como muros y espigones, los valores negativos indican sedimentación o socavación cero.

Para la propuesta de encauzamiento si bien la socavación general es 1.80 metros como valor máximo, esta socavación ocurre en el eje del río más no en los lados o márgenes donde disminuye su valor, es ahí donde construiremos el muro y los espigones, por lo tanto, para efectos de la cimentación de nuestros muros y espigones consideraremos una socavación de 1.50 metros.

4.6.2. ANCHO DE ENCAUZAMIENTO

Para el ancho de encauzamiento se usó el método de Altunin para suelo granular.

Para el estudio se consideró los datos siguientes:

$$B = \frac{A * Q^{0.5}}{s^{0.2}}$$

$$A = (n * K^3)^{\frac{5}{3+5m}}$$

- Exponente para cauces aluviales $m = 1$
- Coeficiente de forma $k = 10$
- Pendiente del tramo $s = 0.94\% = 0.0094$
- Manning de acuerdo a Cowan $n = 0.05$
- Caudal $Q = 659.30 \text{ m}^3/\text{s}$

$$A = (0.05 * 10^3)^{\frac{5}{3+5*1}} = 1.37$$

$$B = \frac{1.37 * 659.30^{0.5}}{0.0094^{0.2}} = 89.46 \text{ m}$$

$$B = 90 \text{ m.}$$

Verificaremos el ancho, calculando las velocidades, tirante y Manning.

Tabla 45: Velocidades de erosión críticas para gravas y bloques.

VELOCIDAD (m/s)	Profundidad en (m)	Tamaño de Clasto (Longitud del eje b en mm)							
		10	20	30	40	50	80	100	500
	0.1	1.50	1.65	1.80	1.90	2.00			
	1	1.90	2.10	2.40	2.80	3.00	3.50	4.00	7.00
	10	2.50	3.00	3.60	4.10	4.50	5.00	6.00	10.00

Fuente: Sundborg, 1956 y Gustavson (1978).

U1: velocidad máxima que soporta las partículas de fondo sin que produzca erosión.

$$U_1 = a * V_\phi * d^\alpha$$

- En la planicie $a = 1$.
- Velocidad que soporta la partícula de fondo sin que produzca erosión $V_\phi = 2 \text{ m/s}$
- Tirante medio de la sección $d = 2.83 \text{ m}$.
- El valor de $\alpha = 1/5$, depende del tirante.

$$U_1 = 1 * 2 * 2.83^{\frac{1}{5}} = 2.46 \text{ m/s}$$

U2: velocidad media de la corriente en función de la resistencia del fondo.

$$U_2 = K * d^z * s^x$$

- Coeficiente de resistencia en las orillas $K = 10$.
- De acuerdo a las condiciones anteriormente mencionadas $z = 1/2$ y $x = 1/3$

$$U_2 = 10 * 2.83^{\frac{1}{2}} * 0.0094^{\frac{1}{3}} = 3.55 \text{ m/s}$$

- Velocidad media = 3.55 m/s
- Caudal unitario $q = 659.30 \text{ m}^3/\text{s} / 90 \text{ m} = 7.33 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$

Por continuidad:

$$Q = U_2 * B * d$$

$$659.30 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 3.55 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 90 \text{ m} * d$$

Entonces el tirante de diseño $d = 2.06 \text{ m}$

Se comprobará la validez de B y d con la fórmula de Manning asumiendo el Radio hidráulico igual al tirante dado que la sección es bien ancha.

$$n = \frac{R_H^{2/3} * S^{1/2}}{U_2}$$

$$n = \frac{2.06^{2/3} * 0.0094^{1/2}}{3.55} = 0.044$$

Como observamos el número de Manning no coincide con lo que ya se había propuesto anteriormente por Cowan. Se realizó las modificaciones respectivas y se encontró que el ancho debería de ser $B = 76$ m como sigue.

$$B = 76 \text{ m.}$$

$$V = 3.55 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q = 569.30 \text{ m}^3/\text{s} / 76 \text{ m} = 8.68 \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m.}$$

$$659.30 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 3.55 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 76 \text{ m} * d$$

$$\text{Entonces } d = 2.44 \text{ m.}$$

Verificando con Manning.

$$n = \frac{2.44^{2/3} * 0.0094^{1/2}}{3.55} = 0.050$$

Como podemos observar el coeficiente de Manning ahora si coinciden que es 0.050.

Se tiene que para el ancho de encauzamiento contamos con dos probables dimensiones, 90 m y 76 metros, como ya es conocido este tipo de fórmulas empíricas tienen una tendencia de sobre estimar los valores, entonces tomaremos el valor promedio de ambos para el encauzamiento “B” vale 83 metros.

4.6.3. SELECCIÓN DE LA ZONA DE MURO Y ESPIGÓN

Esta selección de zonas recae en el criterio de uso de la estructura, la zona 1 que ya habíamos señalado, esta entre la progresiva 0+080 hasta 0+640, esta zona se caracteriza por tener una amplia sección, una pendiente baja, sedimentos en el margen izquierdo y derecho, se puede apreciar un flujo de río meándrico, la margen derecha del río es estable y no es inundable; en cambio la margen izquierda del río se aprecia una inundación. La “zona 2” desde 0+640 hasta 1+400; es una zona con una mayor pendiente, una sección más profunda, las margen derecha está bien limitada con suelo firme y en la margen izquierda del río se puede apreciar una zona inundable. Con dichas condiciones se observa que en la zona 1 podemos ganar un poco más de terreno colocando espigones, dado que estos permitirán capturar los sedimentos de las avenidas, este proceso se tendrá que hacer en varias etapas ya que es un espacio

bastante grande, aquí se planteara la primera etapa de los espigones, cuyo material de construcción serán los gaviones, esto de acuerdo a lo observado en campo. Para la zona 2 no usaremos espigones dado que este tipo de estructuras angosta más el ancho del río, para esta zona es conveniente una defensa longitudinal, muro de gaviones, el cual nos permitirá delimitar adecuadamente el río sin afectar mucho el ancho del cauce.

4.6.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

a. Espigones

Radio de curvatura para la zona 1: $R = 400$ m.

Orientación de los espigones: perpendicular al flujo $\alpha = 90^\circ$.

Angulo de desviación: $\beta = 14^\circ$.

Tabla 46: Altura de Diseño de Espigones

Progresiva (m)	Espigón	Tirante (m)	H diseño (m)	BL (m)	E. Colchón (m)	HD (m)
0+000	1	1.129	1.50	0.5	0.5	2.50
0+100	2	0.988	1.00	0.5	0.5	2.00
0+200	3	0.879	1.00	0.5	0.5	2.00
0+300	4	1.51	1.50	0.5	0.5	2.50

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 47: Medidas del espigón

Espigón	Lt (m)	Le (m)	HD (m)	Base (m)	Corona (m)	L. Colchón(m)
1	27.00	7.00	2.50	4.00	2.00	3.00
2	30.00	7.50	2.00	4.00	2.00	3.00
3	42.00	10.50	2.00	4.00	2.00	3.00
4	50.50	12.50	2.50	4.00	2.00	3.00

Fuente: Elaboración propia.

Figura 44: Dimensiones del espigón para altura

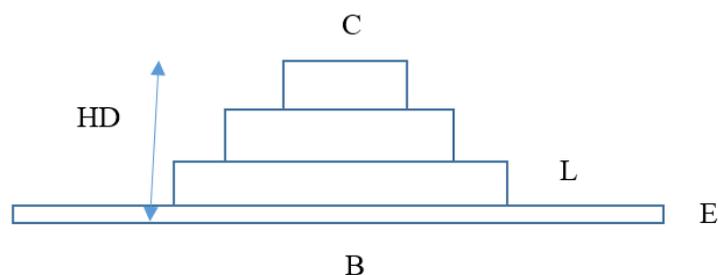
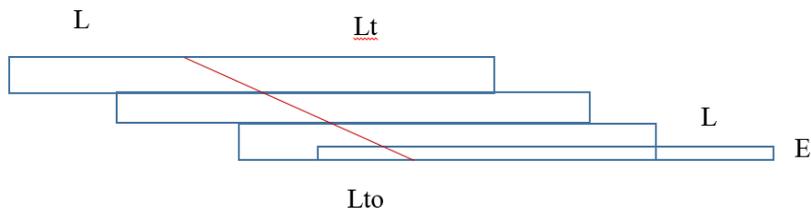


Figura 45: Dimensiones del espigón.



Fuente: Elaboración propia.

b. Muro

Dimensionamiento del muro.

Tabla 48: Altura de diseño del muro, ancho de base y tipos de muro.

Progresiva (m)	Tirante (m)	H diseño (m)	BL (m)	Cimentación. (m)	HD (m)	Base (m)	Muro tipo
0+000	0.12	0.50	1.00	1.50	3.00	3.50	1.00
0+040	0.21	0.50	1.00	1.50	3.00	3.50	1.00
0+080	0.07	0.50	1.00	1.50	3.00	3.50	1.00
0+120	0.37	0.50	1.00	1.50	3.00	3.50	1.00
0+160	0.75	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00
0+200	0.92	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00
0+240	0.50	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00
0+280	0.37	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00
0+320	0.88	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00
0+360	1.14	1.50	1.00	1.50	4.00	4.00	3.00
0+400	1.09	1.50	1.00	1.50	4.00	4.00	3.00
0+440	1.12	1.50	1.00	1.50	4.00	4.00	3.00
0+480	1.57	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+520	1.79	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+560	2.19	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+600	2.09	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+640	2.00	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+680	1.84	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+720	1.71	2.00	1.00	1.50	4.50	4.00	4.00
0+760	2.01	1.00	1.00	1.50	3.50	4.00	2.00

Fuente: Elaboración propia.

Podemos encontrar 4 tipos de muro esto de acuerdo a la variación de los tirantes de agua, el muro tipo 1 es de B = 3.50 m y HD = 3.0 m; el muro tipo 2 es B = 4.0 m y HD = 3.5 m; el

muro tipo 3 es $B = 4.0$ m y $HD = 4.0$ m; y el muro tipo 4 es $B = 4.0$ m y $HD = 4.5$ m. La longitud total del muro es de 760 metros en la margen izquierda del río.

4.6.5. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS - ESPIGÓN Y MURO

Tabla 49: Análisis de estabilidad del espigón tipo 1 y 4.

VERIFICACIONES ESPIGON 1 y 4 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	3.83	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	16.89	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.29	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.03	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0$ MPa	0.01	0.00	Correcto

VERIFICACIONES ESPIGON 1 Y 4 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	4.91	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	22.02	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.23	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.05	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0$ MPa	0.02	0.00	Correcto

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 50: Análisis de estabilidad del espigón tipo 2 y 3.

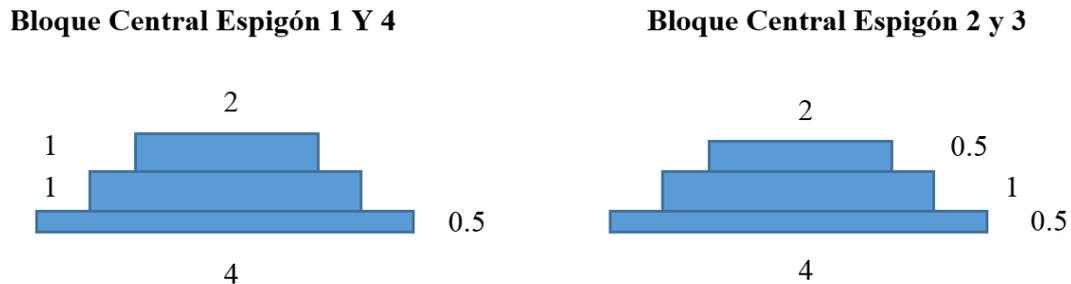
VERIFICACIONES 2 Y 3 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	4.71	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	26.77	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.35	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.03	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0$ MPa	0.01	0.00	Correcto

VERIFICACIONES 2 Y 3 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	6.02	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	35.26	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.28	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.04	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0$ MPa	0.02	0.00	Correcto

Fuente: Elaboración propia.

Si ambos factores de seguridad superan el valor de 5 se puede volver a redimensionar la estructura, principalmente lo apreciamos en el análisis con agua, observando estos valores se ve que en ninguno de los dos tipos de espigones superan el valor de 5, con lo cual aceptaremos como correctas las dimensiones establecidas, la base es de 4 metros y alturas de 2 y 2.5 metros, por último, el ancho de corona es de 2 metros.

Figura 46: Dimensiones del bloque central de los espigones



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 51: Análisis de estabilidad del muro tipo 1

VERIFICACIONES MURO TIPO 1 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SF_s = Fr / F_s < SF_s$	2.92	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SF_o = Mr / Md < SF_o$	17.79	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.56	0.58	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.00	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.06	0.00	Correcto

VERIFICACIONES MURO TIPO 1 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SF_s = Fr / F_s < SF_s$	3.61	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SF_o = Mr / Md < SF_o$	34.41	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.52	0.58	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.07	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.00	0.00	Correcto

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 52: Análisis de estabilidad del muro tipo 2.

VERIFICACIONES MURO TIPO 2 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	2.46	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	10.79	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.62	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.06	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.00	0.00	Correcto

VERIFICACIONES MURO TIPO 2 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	3.07	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	15.59	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.55	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.08	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.01	0.00	Correcto

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 53: Análisis de estabilidad del muro tipo 3

VERIFICACIONES MURO TIPO 3 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	2.18	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	7.41	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.45	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.06	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.01	0.00	Correcto

VERIFICACIONES MURO TIPO 3 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	2.73	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	10.08	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.41	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.08	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.02	0.00	Correcto

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54: Análisis de estabilidad del muro tipo 4.

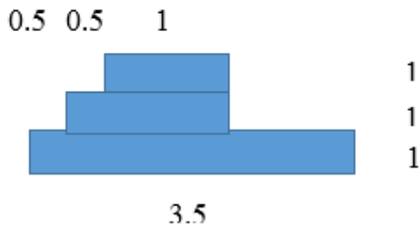
VERIFICACIONES MURO TIPO 4 CON AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	1.89	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	5.60	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.45	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.06	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.01	0.00	Correcto

VERIFICACIONES MURO TIPO 4 SIN AGUA	Condiciones	Proyecto	Límite	Estado
Factor de seguridad al deslizamiento [kN/kN]	$SFs = Fr / Fs < SFs$	2.40	1.50	Correcto
Factor de seguridad al volteo [kN/kN]	$SFo = Mr / Md < SFo$	7.57	2.00	Correcto
Excentricidad [m]	$ e < B/6$	-0.44	0.67	Correcto
Presión sobre la base, extremo frontal [MPa]	$\sigma_1 < \sigma_a$	0.09	0.40	Correcto
Presión sobre la base, extremo posterior [MPa]	$\sigma_2 > 0 \text{ MPa}$	0.02	0.00	Correcto

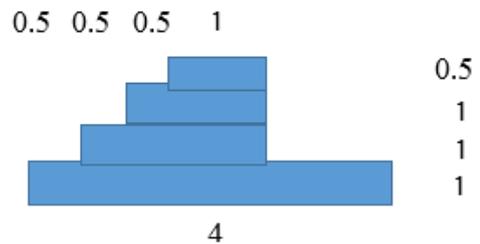
Fuente: Elaboración propia.

Figura 47: Dimensiones del bloque central de los muro

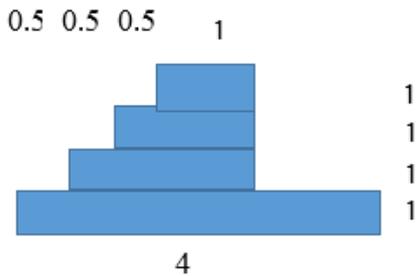
Bloque Central del Muro Tipo 1



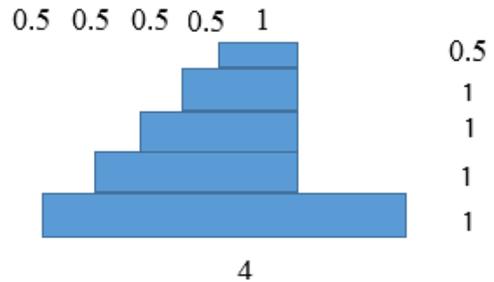
Bloque Central del Muro Tipo 2



Bloque Central del Muro Tipo 3



Bloque Central del Muro Tipo 4



Fuente: Elaboración propia.

Se observa en el análisis, que los resultados de estabilidad para los factores de seguridad no superan el valor de 5, esto para el análisis de estabilidad con agua FS deslizamiento, dicha característica nos indica que nuestra estructura no está sobredimensionada. Las dimensiones seleccionadas para la cimentación de 1.50 m y ancho de corona de 1 m, con alturas variables de 3 m, 3.5, 4 m y 4.5 m; y base de 3.50 y 4 metros. Para este caso ya no será necesario usar colchones ya que estamos profundizando la cimentación.

V. CONCLUSIONES

- De acuerdo al modelo geoespacial obtenido en el lugar del estudio, se logró ubicar dos zonas vulnerables a la inundación y dar una propuesta de encauzamiento, dichas áreas inundables fueron indicadas como “zona 1” donde se proyectó la primera etapa de la estructura hidráulica con espigones para una longitud de 600 metros y la “zona 2” donde se propuso un muro longitudinal de 760 metros.
- Según el estudio hidrológico de la cuenca del río cañete, se logró identificar las descargas máximas para los periodos de retorno de 25 y 50 años, las cuales fueron de 559.60 m³/s y 659.30 m³/s respectivamente, y con ello realizar el modelo hidráulico.
- Del modelo hidráulico se concluye que se tiene un flujo predominante subcrítico, con pendiente baja de 0.0094 m/m, con velocidad máxima de 4.48 m/s y mínima de 1.73 m/s para el periodo de retorno de 25 años y velocidad máxima de 5.13 m/s y mínima de 1.82 m/s para el periodo de retorno de 50 años, con ello garantizamos la funcionabilidad del diseño propuesto.
- Se logró identificar las zonas vulnerables a la inundación en los mapas obtenidos del sistema de información geográfica (SIG), en resumen el tirante máximo para el periodo de retorno de 25 años es de 3.52 m y para el periodo de retorno de 50 años es de 3.83 m; datos importantes que permitieron calcular el área afectada por la inundación sumando un total de 5.30 ha, la cual se distribuyó de la siguiente forma en la “zona 1” la inundación simulada abarca un área aproximada de 3.80 ha en la margen izquierda del río y en la “zona 2” logró afectar un área de 1.50 ha también en la margen izquierda del río; es importante destacar que para un mediano plazo se recuperara un área aproximada de 5.30 ha para la agricultura.
- La propuesta de encauzamiento fue definida para el periodo de retorno de 50 años, por lo tanto, en la inundación de la “zona 1” se proyectó una defensa discontinua de espigones con una separación en curva de 100 m y longitud de trabajo variables, los

- bloques centrales son de dos tipos y tienen las siguientes medidas una base de 4 metros alturas de 2 m y 2.50 m, con un ancho de corona de 2 m, una longitud de colchón de 3 m y un espesor de 0.30 m. En cuanto a la “zona 2” se propuso un muro longitudinal con cuatro tipos de bloques centrales, tres de ellos de 4.0 m de base y 3.5, 4.0 y 4.50 m de altura; y el ultimo de 3.50 m base y 3.0 m de altura, todos ellos con un ancho de corona de 1 m.
- Del análisis estadístico de cada una de las estaciones pluviométricas e hidrométricas, es preciso decir que se obtuvo la mejor distribución para cada estación por el método planteado por Smirnov Kolmogorov con el software HidroEsta. En consiguiente la estación hidrométrica de “Socsi” tiene la distribución estadística “Gamma 3 parámetros” cuya proyección para el periodo de retorno de 25 años es 515.70 m³/s y para el periodo de retorno de 50 años es 562.30 m³/s.
- Para el presente estudio se consideró una socavación de 1.50 m, con el cual se dimensionó la profundidad de cimentación para los muros y la longitud de los colchones reno para los espigones.
- Según el análisis realizado por método de Altunin para material granular que dimensionó el ancho de encauzamiento, por consiguiente, se define para el lugar del estudio un ancho de 83 metros.
- En términos generales los modelos meteorológicos usados en el presente estudio son el método de Perdidas: SCS Curva Number (separa la precipitación neta de la precipitación total), método de Transformación: SCS Unit Hydrograph (usado para convertir la precipitación neta en escorrentía), flujo base: nulo y el tránsito de avenidas: Método de la Onda Cinemática y también los hietogramas sintético de tormentas, el hidrograma unitario triangular, el hidrograma adimensional del SCS.
- Para terminar el análisis de estabilidad se realizó con el Software Pirka2, programa creado para el mencionado tipo de estructuras hidráulicas “gaviones”, los métodos que usa el programa para el análisis de estabilidad son el método de Rankine, Coulumb y el método del Equilibrio Límite o de la Cuña, por lo anterior el análisis de estabilidad se torna más práctico y sencillo para poder simular diferentes tipos de bloques centrales.

VI. RECOMENDACIONES

- Para la realizar la modelación hidrológica e hidráulica es recomendable tener un conocimiento básico de los softwares usados para la modelación.
- Se sugiere realizar un estudio de suelo en el lugar del estudio para con ello obtener parámetros más precisos que los usados anteriormente en el análisis de estabilidad.
- Es importante realizar este tipo de modelación geo-espacial ya que no solamente se logra encauzar el río sino también se logra incrementar el área agrícola y proteger las que ya existen.
- La recomienda realizar el levantamiento topográfico en la época de estiaje de la cuenca, ello nos ayudara a tener una morfología más precisa de la zona.
- Se sugiere calcular el coeficiente de Manning con variables visuales como el método de Cowan que fue comparado con lo propuesto por Ven Te Chow.
- Los modelos utilizados en el presente estudio están basados en información de las cuencas de Estados Unidos, por ello se recomienda que para utilizar estos modelos hidrológicos y obtener resultados adecuados a la realidad se sugiere calibrar y validar el modelo.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALMEIDA, PERSIO. 2013. Obras de contención Manual Técnico. Maccaferri. 220 paginas.
2. AMBROCIO, WILFREDO. 2001. Tesis: “Estudio de máximas avenidas y de transporte de sedimentos en el rio Chancay – Huaral con fines de control de inundación”. UNALM. Lima. 275 paginas.
3. APACLLA, RICARDO. 2010. Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la zona centro de la vertiente del pacifico. MINAGRI. ANA. Lima. 185 paginas.
4. APARICIO, FRANCISCO. 1992. Fundamentos de Hidrología de Superficie. LIMUSA. México. 302 paginas.
5. BARBOSA SEBASTIAN. 2013. Metodología para calcular la profundidad de socavación general en los ríos de montaña (lecho de gravas). Universidad Nacional de Colombia. Colombia. 131 paginas.
6. BREÑA A., JACOBO M. 2006. Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial. Universidad Autónoma Metropolitana “UAM”. México. 286 paginas.
7. BATEMAN, ALLEN. 2007. Hidrología Básica y Aplicada. Universitat Politècnica de Catalunya. España. Grupo de investigación en transporte de sedimentos GITS. 70 paginas.
8. BUZAI GUSTAVO. 2013. Sistema de Información Geográfica SIG: Teoría y Aplicación. Impresiones Buenos Aires. Argentina. Universidad Nacional de Luján. Primera edición. 312 paginas.
9. BUZAI GUSTAVO. 2008. Sistema de Información Geográfica (SIG) y Cartografía Temática. Impresiones Buenos Aires. Argentina. Universidad Nacional de Luján. Primera edición. 128 paginas.
10. CHAVARRI EDUARDO. 2008. Curso: “Métodos de Análisis en Recursos Hídricos”. UNALM – EPG. Lima. 20 paginas.

11. CHOW VEN TE. 1994. Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw-Hill. Primera edición. Colombia. 667 paginas.
12. CHOW VEN TE. 1994. Hidrología Aplicada. McGraw-Hill. Primera edición. Colombia. 584 paginas.
13. CONTRERAS, ALDRÍN. 2009. Tesis: “Diseño de obras de encauzamiento y defensas ribereñas en el río Chancay – Huaral: Progresivas 11+000 – 17+000. UNALM. Lima. 219 paginas.
14. DE ALMEIDA, PÉRSIO. 2005. Manual Técnico: “Obras de Contención”. MACCAFERRI. Brasil. 222 paginas.
15. FUENTES OSCAR; FRANCO VICTOR. 1990. Manual de Ingeniería de ríos. Cap. 3: Estudio Hidrológico para Obras de Protección. México: Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). 151 paginas.
16. GUEVARA, EDILBERTO. 2015. Métodos para el análisis de variables hidrológicas y ambientales. Anghelo. Primera edición. Lima. 418 paginas.
17. GOBIERNO REGIONAL DEL LIMA. 2007. Gerencia Regional de planeamiento, presupuesto y acondicionamiento territorial. Mapas temáticos. Consultado 10 de ago. 2016. Disponible en <https://www.regionlima.gob.pe/index.php/mapas-tematicos>
18. LAURINI R; THOMPSON D. 1992. Fundamentals of Spatial Information Systems. Academic Février. Harcourt Brace & Company. Londres. 680 paginas.
19. MARÍN, Alex. 2006. Tesis “Clasificación de presas y evaluación de riesgos con programa HEC-RAS”. Universidad politécnica de Catalunya. Barcelona. 112 paginas.
20. MARTIN VIDE, JUAN. 2003. Ingeniería de Ríos. Editorial Alfaomega. Primera edición. México. 331 paginas.
21. MAZA JOSE; GARCIA MANUEL. 1990. Manual de Ingeniería de ríos. Cap. 14: “Estabilización y Rectificación de Ríos”. Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). México. 90 paginas.
22. MINISTERIO DEL AMBIENTE (MINAM). 2016. Geoservidor “Mapa de Cobertura de imágenes ASTER”. Perú. Consultado 21 de jul. 2016. Disponible en http://geoservidorperu.minam.gob.pe/geoservidor/download_raster.aspx

23. MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES MTC. 2012. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Perú. 222 paginas.
24. MONSALVE, GERMAN. 1995. Hidrología en la Ingeniería. Alfaomega. Segunda edición. México. 358 paginas.
25. NANÍA, LEONARDO. 2007. Manual Básico de HEC-HMS y HEC-GeoHMS. Universidad de Granada. España. 76 paginas.
26. NANÍA, LEONARDO, MOLERO EMILIO. 2007. Manual Básico de HEC-RAS y HEC-GeoRAS. Universidad de Granada. España. 59 paginas.
27. PEREZ GUILLERMO, RODRIGUEZ JESUS, MOLINA JUAN. 2014. Ingeniería de Ríos. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. México. 335 paginas.
28. ROCHA, ARTURO. 2007. Hidráulica de Tuberías y Canales. Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)- Facultad de ingeniería Civil (FIC). Perú. 512 paginas.
29. ROCHA, ARTURO. 2013. Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales. Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG). Perú. 283 paginas.
30. SÁNCHEZ, FRANCISCO. 2011. Medidas Puntuales de Permeabilidad. Universidad de Salamanca. España. Consultado 5 de set. 2016. Disponible en <http://hidrologia.usal.es>
31. PIRKA 2. 2008. Manual de usuario y referencia técnica PirkaSoft. Prodac. Perú. 45 paginas.
32. TORVISCO, JOSE. 2006. Tesis: “Modelación Hidrológica e Hidráulica para la cuenca Chumbao, con fines de protección de las ciudades Andahuaylas y San Jerónimo”. UNALM. Lima. 80 paginas.
33. VILLÓN, MÁXIMO. 2011. Hidrología. Villon. Tercera edición. Perú. 430 paginas.
34. VILLÓN, MÁXIMO. 2005. Hidroesta: Manual de usuario. Villon. Segunda edición. Perú. 300 paginas.

VIII. ANEXOS

Anexo A: Precipitación máxima 24 horas y caudal para el periodo de retorno “PR” de 25 y 50 años

Tabla 55: Ajuste de una estación a una distribución con parámetros ordinarios

ESTACION	NOR MAL	LOGNO RMAL 2 PAR.	LOGNO RMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBE L
CAÑETE	SI				SI		SI	
PACARAN	SI	SI	SI	SI			SI	SI
HUANGASCAR	SI	SI	SI	SI		SI	SI	SI
YAUYOS	SI	SI	SI	SI	SI		SI	SI
CARANIA	SI	SI	SI	SI		SI	SI	SI
AYAVIRI	SI	SI		SI			SI	SI
HUAROCHIRI	SI	SI	SI	SI	SI		SI	SI
TANTA	SI	SI	SI	SI			SI	SI
YAURICOCHA	SI	SI	SI	SI		SI	SI	SI

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 56: Ajuste de una estación a una distribución con momentos lineales

ESTACION	NORMAL	LOGNOR MAL 2 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CAÑETE	SI			SI		SI	
PACARAN	SI	SI	SI		SI	SI	SI
HUANGASCAR	SI	SI	SI		SI	SI	SI
YAUYOS	SI	SI	SI	SI		SI	SI
CARANIA	SI	SI	SI		SI	SI	SI
AYAVIRI	SI	SI	SI	SI		SI	SI
HUAROCHIRI	SI	SI	SI	SI		SI	SI
TANTA	SI	SI	SI			SI	SI
YAURICOCHA	SI	SI	SI		SI	SI	SI

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 57: Selección de la distribución que mejor se ajusta con parámetros ordinarios

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CANETE	0.1831				0.12867		0.1486	
tabular	0.2206				0.2206		0.2206	
PACARAN	0.1849	0.0883	0.0819	0.1022			0.1279	0.1424
tabular	0.2367	0.2367	0.2367	0.2367			0.2367	0.2367
HUANGASCAR	0.1636	0.0818	0.1027	0.103		0.09118	0.1105	0.107
tabular	0.215	0.215	0.215	0.215		0.215	0.215	0.215
YAUYOS	0.124	0.0719	0.0826	0.0838	0.07696		0.074	0.1235
tabular	0.2367	0.2367	0.2367	0.2367	0.2367		0.2367	0.2367
CARANIA	0.1318	0.0964	0.0368	0.1094		0.03767	0.0794	0.0407
tabular	0.2124	0.2124	0.2124	0.2124		0.2124	0.2124	0.2124
AYAVIRI	0.1026	0.1416		0.1319			0.1701	0.2102
tabular	0.2206	0.2206		0.2206			0.2206	0.2206
HUAROCHIRI	0.0957	0.101	0.1045	0.0996	0.08889		0.1061	0.1648
tabular	0.2267	0.2267	0.2267	0.2267	0.2267		0.2267	0.2267
TANTA	0.1017	0.0854	0.1138	0.0946			0.073	0.1522
tabular	0.2099	0.2099	0.2099	0.2099			0.2099	0.2099
YAURICOCHA	0.1841	0.1214	0.0984	0.1387		0.09758	0.1165	0.1238
tabular	0.2968	0.2968	0.2968	0.2968		0.2968	0.2968	0.2968

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 58: Selección de la distribución que mejor se ajusta con momentos lineales

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CANETE	0.181				0.1696		0.1187	
tabular	0.2206				0.2206		0.2206	
PACARAN	0.1583	0.0832		0.2163		0.11912	0.1124	0.1433
tabular	0.2367	0.2367		0.2367		0.2367	0.2367	0.2367
HUANGASCAR	0.1521	0.0858		0.1926		0.08792	0.0868	0.0978
tabular	0.215	0.215		0.215		0.215	0.215	0.215
YAUYOS	0.1239	0.0687		0.120	0.06343		0.0653	0.122
tabular	0.2367	0.2367		0.2367	0.2367		0.2367	0.2367
CARANIA	0.137	0.0986		0.1714		0.0362	0.0787	0.0374
tabular	0.2124	0.2124		0.2124		0.2124	0.2124	0.2124
AYAVIRI	0.1035	0.1477		0.1402	0.14397		0.1675	0.2113
tabular	0.2206	0.2206		0.2206	0.2206		0.2206	0.2206
HUAROCHIRI	0.0967	0.0955		0.1654	0.08508		0.0928	0.1615
tabular	0.2267	0.2267		0.2267	0.2267		0.2267	0.2267
TANTA	0.118	0.0845		0.1582			0.082	0.1478
tabular	0.2099	0.2099		0.2099			0.2099	0.2099
YAURICOCHA	0.1768	0.1191		0.1499		0.09818	0.1135	0.1261
tabular	0.2968	0.2968		0.2968		0.2968	0.2968	0.2968

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 59: Precipitación para el PR 25 años con parámetros ordinarios

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CAÑETE	4.96				5.81		5.51	
PACARAN	11.21	14.06	12.66	11.65			12.3	17.67
HUANGASCAR	42.41	41.9	50.4	41.42		46.12	45.58	46.77
YAUYOS	29.76	31.36	30.57	30.4	31.1		31.51	34.26
CARANIA	30.79	30.71	33.05	30.49		33.94	32.6	33.22
AYAVIRI	41.27	46.79		43.88			43.49	51.37
HUAROCHIRI	32.85	36.26	35.94	34.27	34.66		35.17	40.96
TANTA	43.21	45.39	48.18	43.7			46.41	51.18
YAURICOCHA	45.45	46.64	48.24	45.42		48.77	48.26	50.99

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 60: Precipitación para el PR 50 años con parámetros ordinarios

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CAÑETE	5.53				7.08		6.54	
PACARAN	12.34	17.81	15.57	13.54			14.35	27.1
HUANGASCAR	45.7	46.95	61.96	45.53		55.02	51.52	57.45
YAUYOS	31.57	34.37	33.14	32.8	33.76		31.51	34.26
CARANIA	32.66	33.31	37.62	32.74		39.24	35.99	38.48
AYAVIRI	43.57	51.54		47.31			47.66	61.18
HUAROCHIRI	35.25	41.14	40.74	37.8	38.22		39.51	51.49
TANTA	46.52	51.4	56.25	48.22			52.39	64.07
YAURICOCHA	48.36	51.16	54.00	49.06		54.97	53.52	60.27

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 61: Precipitación para el PR 25 años con momentos lineales

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CAÑETE	4.56				5.87		5.19	
PACARAN	10.26	13.63		15.99		16.4	11.47	18.25
HUANGASCAR	39.63	41.45		50.99		45.5	43.16	47.74
YAUYOS	29.76	31.75		36.3	31.9		32.04	35.74
CARANIA	29.74	30.44		35.62		33.94	31.88	33.66
AYAVIRI	41.14	45.32		48.92	42.95		44.01	50.84
HUAROCHIRI	32.79	36.89		42.75	35.48		35.17	43.43
TANTA	41.66	45.69		54.33			45.49	53.51
YAURICOCHA	44.15	46.25		53.84		48.31	47.53	51.87

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 62: Precipitación para el PR 50 años con momentos lineales

ESTACION	NORMAL	LOGNORMAL 2 PAR.	LOGNORMAL 3 PAR.	GAMMA 2 PAR.	GAMMA 3 PAR.	LOG PEARSON TIPO III	GUMBEL	LOG GUMBEL
CAÑETE	5.06				7.21		6.14	
PACARAN	11.22	17.18		19.65		22.88	13.3	28.23
HUANGASCAR	42.43	46.36		57.97		53.74	48.45	58.97
YAUYOS	29.76	31.75		36.3	34.98		35.46	42.67
CARANIA	31.44	32.96		39.22		39.24	35.08	39.12
AYAVIRI	43.42	49.64		53.69	46.29		48.32	60.38
HUAROCHIRI	35.18	41.99		48.87	39.47		39.51	55.45
TANTA	44.7	51.78		62.12			51.23	67.8
YAURICOCHA	46.83	50.65		59.78		54.25	52.6	61.59

Fuente: Elaboración Propia

Como resultado final de las precipitaciones máximas para los periodos de retorno de 25 y 50 años en cada estación tenemos:

Tabla 63: Precipitación máxima 24 horas para cada estación con PR 25 y 50 años.

ESTACION	DISTRIBUCION	PR_25 (mm)	PR_50 (mm)
CAÑETE	Gumbel	5.19	6.14
PACARAN	Log Normal 3 Par.	12.66	15.57
HUANGASCAR	Log Normal 2 Par.	41.90	46.95
YAUYOS	Gamma 3 Par.	31.90	34.98
CARANIA	Log Pearson Tipo III	33.94	39.24
AYAVIRI	Normal	41.27	43.57
HUAROCHIRI	Gamma 3 Par.	35.48	39.47
TANTA	Gumbel	46.41	52.39
YAURICOCHA	Log Pearson Tipo III	48.77	54.97

Fuente: elaboración propia

Anexo B: Resultados del análisis de estabilidad con el Software Pirka 2

Tabla 64: Resultado del análisis de estabilidad para los Espigones Tipo 1 y 4 con agua

ESPIGON TIPO 1 Y 4 CON AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	53.801
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	21.801
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	90.778
Fuerza vertical	Fy	[kN]	90.778
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	90.778
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	11.782
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	56.724
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	15.899
Fuerza resistente	Fr	[kN]	60.842
Momento volcante	Mo	[kN-m]	13.065
Momento resistente	Mr	[kN-m]	220.674
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.287
Excentricidad	e	[m]	-0.287

Fuente: elaboración propia

Tabla 65: Resultado del análisis de estabilidad para los Espigones Tipo 1 y 4 sin agua

ESPIGON TIPO 1 Y 4 SIN AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	53.801
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	21.801
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	139.013
Fuerza vertical	Fy	[kN]	139.013
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	139.013
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	13.325
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	86.865
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	18.815
Fuerza resistente	Fr	[kN]	92.354
Momento volcante	Mo	[kN-m]	14.764
Momento resistente	Mr	[kN-m]	325.118
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.233
Excentricidad	e	[m]	-0.233

Fuente: elaboración propia

Tabla 66: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 1 con agua

MURO TIPO 1 CON AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	55.365
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	18.435
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	100.331
Fuerza vertical	Fy	[kN]	100.331
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	100.331
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	-6.763
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	55.157
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	32.278
Fuerza resistente	Fr	[kN]	94.198
Momento volcante	Mo	[kN-m]	13.832
Momento resistente	Mr	[kN-m]	246.016
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.314
Excentricidad	e	[m]	-0.564

Fuente: elaboración propia

Tabla 67: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 1 sin agua

MURO TIPO 1 SIN AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	55.365
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	18.435
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	137.829
Fuerza vertical	Fy	[kN]	137.829
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	137.829
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	-16.667
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	75.772
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	35.388
Fuerza resistente	Fr	[kN]	127.827
Momento volcante	Mo	[kN-m]	9.363
Momento resistente	Mr	[kN-m]	322.123
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.269
Excentricidad	e	[m]	-0.519

Fuente: elaboración propia

Tabla 68: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 2 con agua

MURO TIPO 2 CON AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	51.999
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	23.199
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	121.752
Fuerza vertical	Fy	[kN]	121.752
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	121.752
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	5.753
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	66.934
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	42.037
Fuerza resistente	Fr	[kN]	103.217
Momento volcante	Mo	[kN-m]	32.551
Momento resistente	Mr	[kN-m]	351.070
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.616
Excentricidad	e	[m]	-0.616

Fuente: elaboración propia

Tabla 69: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 2 sin agua

MURO TIPO 2 SIN AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	51.999
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	23.199
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	173.963
Fuerza vertical	Fy	[kN]	173.963
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	173.963
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	-1.540
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	95.637
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	46.838
Fuerza resistente	Fr	[kN]	144.015
Momento volcante	Mo	[kN-m]	30.458
Momento resistente	Mr	[kN-m]	474.869
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.555
Excentricidad	e	[m]	-0.555

Fuente: elaboración propia

Tabla 70: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 3 con agua

MURO TIPO 3 CON AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	49.356
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	20.556
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	140.987
Fuerza vertical	Fy	[kN]	140.987
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	140.987
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	15.048
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	77.508
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	52.814
Fuerza resistente	Fr	[kN]	115.274
Momento volcante	Mo	[kN-m]	53.867
Momento resistente	Mr	[kN-m]	398.910
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.447
Excentricidad	e	[m]	-0.447

Fuente: elaboración propia

Tabla 71: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 3 sin agua

MURO TIPO 3 SIN AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	49.356
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	20.556
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	204.573
Fuerza vertical	Fy	[kN]	204.573
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	204.573
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	9.269
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	112.465
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	59.624
Fuerza resistente	Fr	[kN]	162.820
Momento volcante	Mo	[kN-m]	54.325
Momento resistente	Mr	[kN-m]	547.555
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.411
Excentricidad	e	[m]	-0.411

Fuente: elaboración propia

Tabla 72: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 4 con agua

MURO TIPO 4 CON AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	41.329
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	23.962
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	140.602
Fuerza vertical	Fy	[kN]	140.602
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	140.602
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	24.067
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	77.297
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	59.941
Fuerza resistente	Fr	[kN]	113.172
Momento volcante	Mo	[kN-m]	74.915
Momento resistente	Mr	[kN-m]	419.836
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.453
Excentricidad	e	[m]	-0.453

Fuente: elaboración propia

Tabla 73: Resultado del análisis de estabilidad para el Muro Tipo 4 con agua

MURO TIPO 4 SIN AGUA			
Ángulo horizontal del empuje activo		[°]	41.329
Ángulo horizontal del empuje pasivo		[°]	23.962
Fuerza horizontal	Fx	[kN]	212.249
Fuerza vertical	Fy	[kN]	212.249
Fuerza normal a la base del muro	N	[kN]	212.249
Fuerza tangencial a la base del muro	T	[kN]	20.688
Fuerza de fricción sobre la base	F	[kN]	116.685
Fuerza deslizante	Fs	[kN]	68.521
Fuerza resistente	Fr	[kN]	164.518
Momento volcante	Mo	[kN-m]	78.869
Momento resistente	Mr	[kN-m]	597.371
Posición de la fuerza resultante en la base	d	[m]	2.443
Excentricidad	e	[m]	-0.443

Fuente: elaboración propia

Anexo C: Fotografías de la zona en estudio

Figura 48: Sección del río donde se inicia el estudio



Figura 49: el flujo realiza un meandro suave



Figura 50: Se observa un incremento de la sección



Figura 51: cultivo de palta

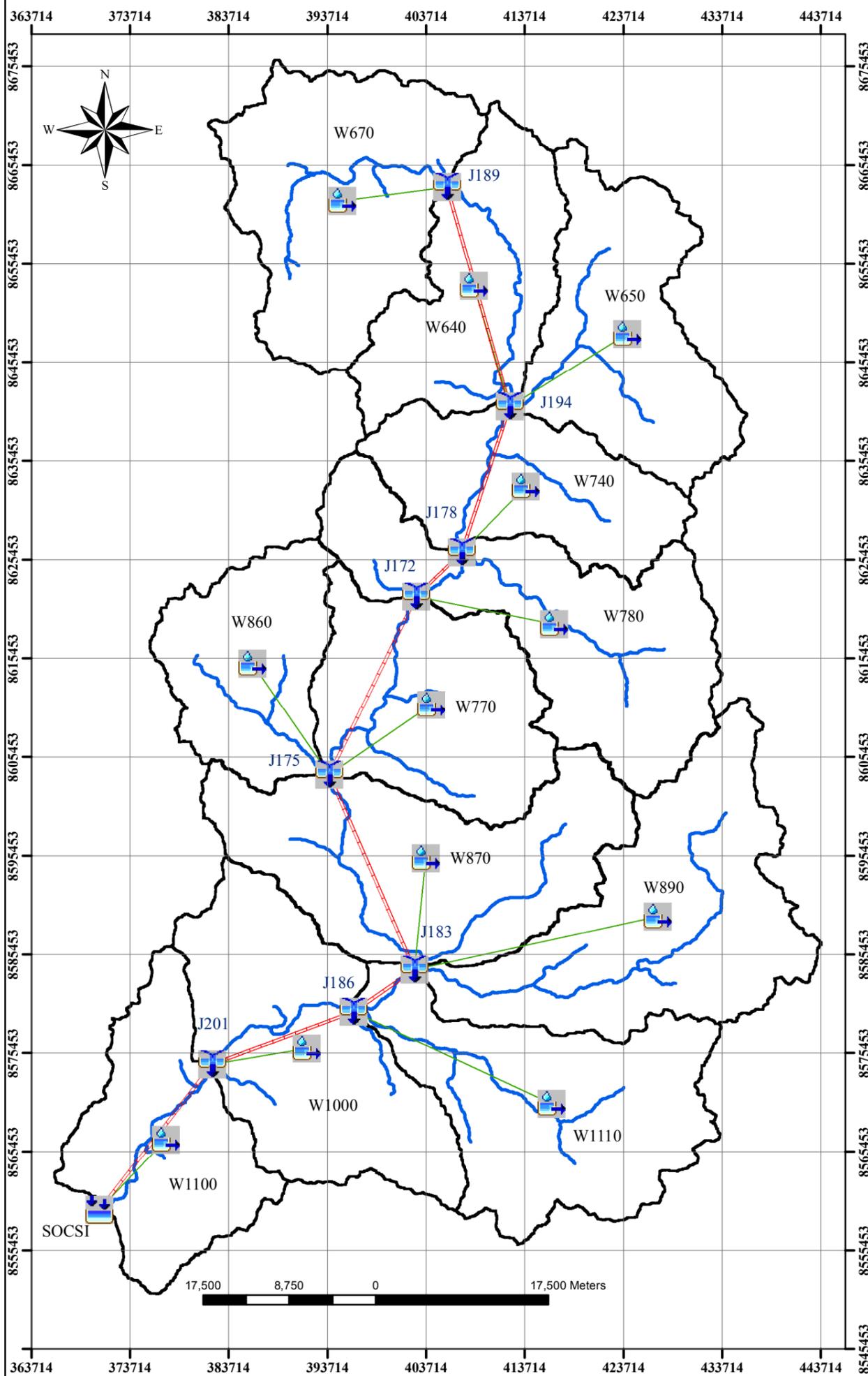


Figura 52: Se observa bolonería y canto rodado apta para rellenar gaviones



Anexo D: Plano del modelo hidrológico del río Cañete

MODELO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO CAÑETE A PARTIR DE LA ESTACION SOCSI



LEYENDA

HMS Simbologia

- Derivacion
- Deposito
- Fuente
- Sumidero
- Sub Cuenca
- Union

Tipo de enlace

- Conector de sumidero
- Transito
- Sub cuenca
- Rio

MODELO HIDROLOGICO PARA EL PERIODO DE RETORNO - 25 AÑOS

SUBCUENCA	PP. Max (mm)	CN_25	S_25	AREA (km2)	CAUDAL (m3/s)	T. Pico (horas)
W640	45.00	71.00	20.75	399.44	113.00	6.30
W650	52.90	73.00	18.79	447.14	239.10	6.30
W670	48.70	72.00	19.76	542.87	190.00	7.00
W740	38.90	70.00	21.77	364.42	55.30	7.00
W770	31.90	67.00	25.02	441.82	11.10	7.30
W780	38.40	70.00	21.77	564.25	68.80	7.30
W860	31.40	70.00	21.77	323.93	16.00	7.30
W870	30.70	65.00	27.35	596.22	3.50	8.00
W890	49.40	68.92	22.91	616.25	131.80	8.30
W1000	18.60	66.00	26.17	549.26	0.00	0.00
W1100	10.00	72.00	19.76	390.22	0.00	0.00
W1110	46.40	67.23	24.76	552.35	87.60	8.00

MODELO HIDROLOGICO PARA EL PERIODO DE RETORNO - 50 AÑOS

SUBCUENCA	PP. Max (mm)	CN_50	S_50	AREA (km2)	CAUDAL (m3/s)	T. Pico (horas)
W640	51.00	68.19	23.70	399.44	125.90	6.30
W650	59.60	70.00	21.77	447.14	258.10	6.30
W670	54.70	69.00	22.82	542.87	202.20	7.00
W740	44.40	68.00	23.91	364.42	70.00	7.00
W770	35.00	65.00	27.35	441.82	12.50	7.30
W780	43.20	68.00	23.91	564.25	83.30	7.30
W860	33.70	68.00	23.91	323.93	15.30	7.30
W870	34.40	63.00	29.83	596.22	5.80	7.30
W890	54.80	66.00	26.17	616.25	136.60	8.30
W1000	21.80	64.00	28.58	549.26	0.00	0.00
W1100	11.40	70.00	21.77	390.22	0.00	0.00
W1110	51.70	65.00	27.35	552.35	100.00	8.00

MODELO HIDROLOGICO PARA EL PERIODO DE RETORNO - 25 AÑOS

UNION	CAUDAL (m3/s)	T. Pico (horas)	LON. TRANS. (Km)	PENDIENTE (m/m)
J189	190.00	7.00	32.13	0.0255
J194	352.10	6.30	18.68	0.0250
J178	401.10	7.30	9.02	0.0297
J172	464.90	8.00	25.63	0.0246
J175	466.30	9.30	28.40	0.0225
J183	539.10	11.00	8.67	0.0175
J186	559.60	11.30	19.89	0.0164
J201	554.20	12.30	22.53	0.0135
Esta. SOCSI	515.70	14.00		

MODELO HIDROLOGICO PARA EL PERIODO DE RETORNO - 50 AÑOS

UNION	CAUDAL (m3/s)	T. Pico (horas)	LON. TRANS. (Km)	PENDIENTE (m/m)
J189	202.20	7.00	32.13	0.0255
J194	384.00	6.30	18.68	0.0250
J178	445.30	7.30	9.02	0.0297
J172	521.30	8.00	25.63	0.0246
J175	528.80	9.00	28.40	0.0225
J183	622.00	10.30	8.67	0.0175
J186	659.30	11.00	19.89	0.0164
J201	600.70	12.30	22.53	0.0135
Esta. SOCSI	562.30	13.30		

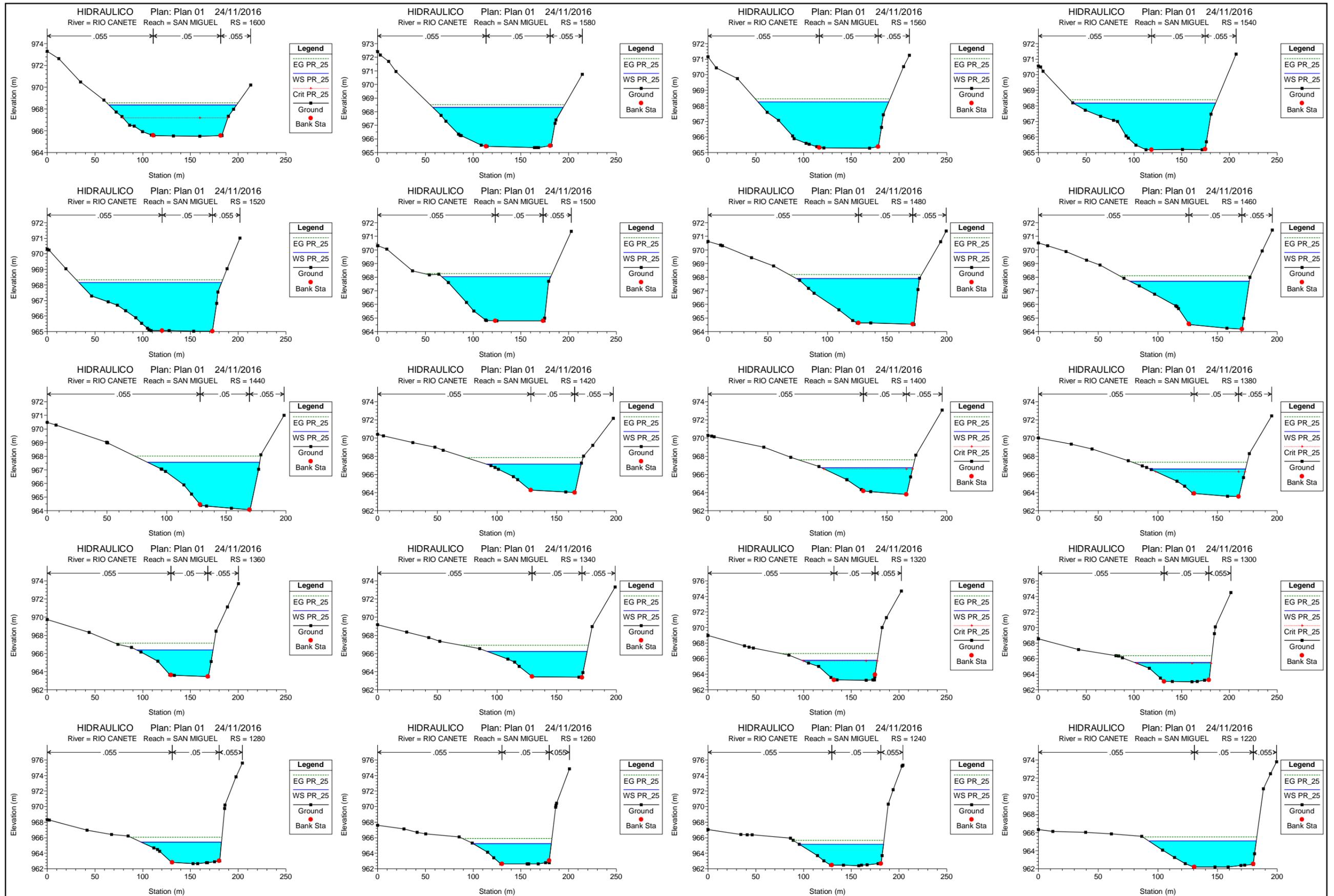
Universidad Nacional Agraria La Molina
Facultad de Ingeniería Agrícola

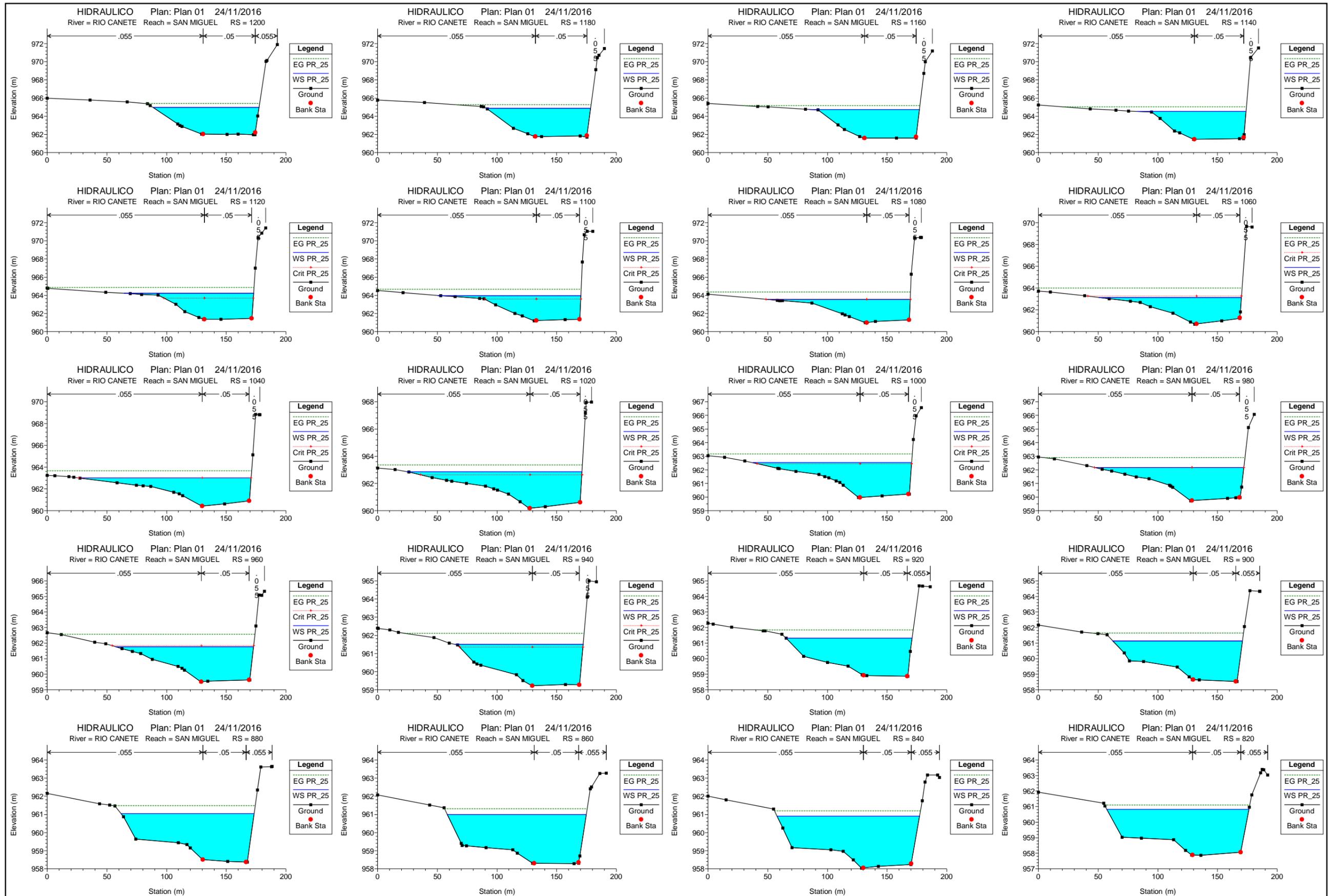
Titulo: Modelo Hidrológico del Río Cañete a partir de la estación Sosci

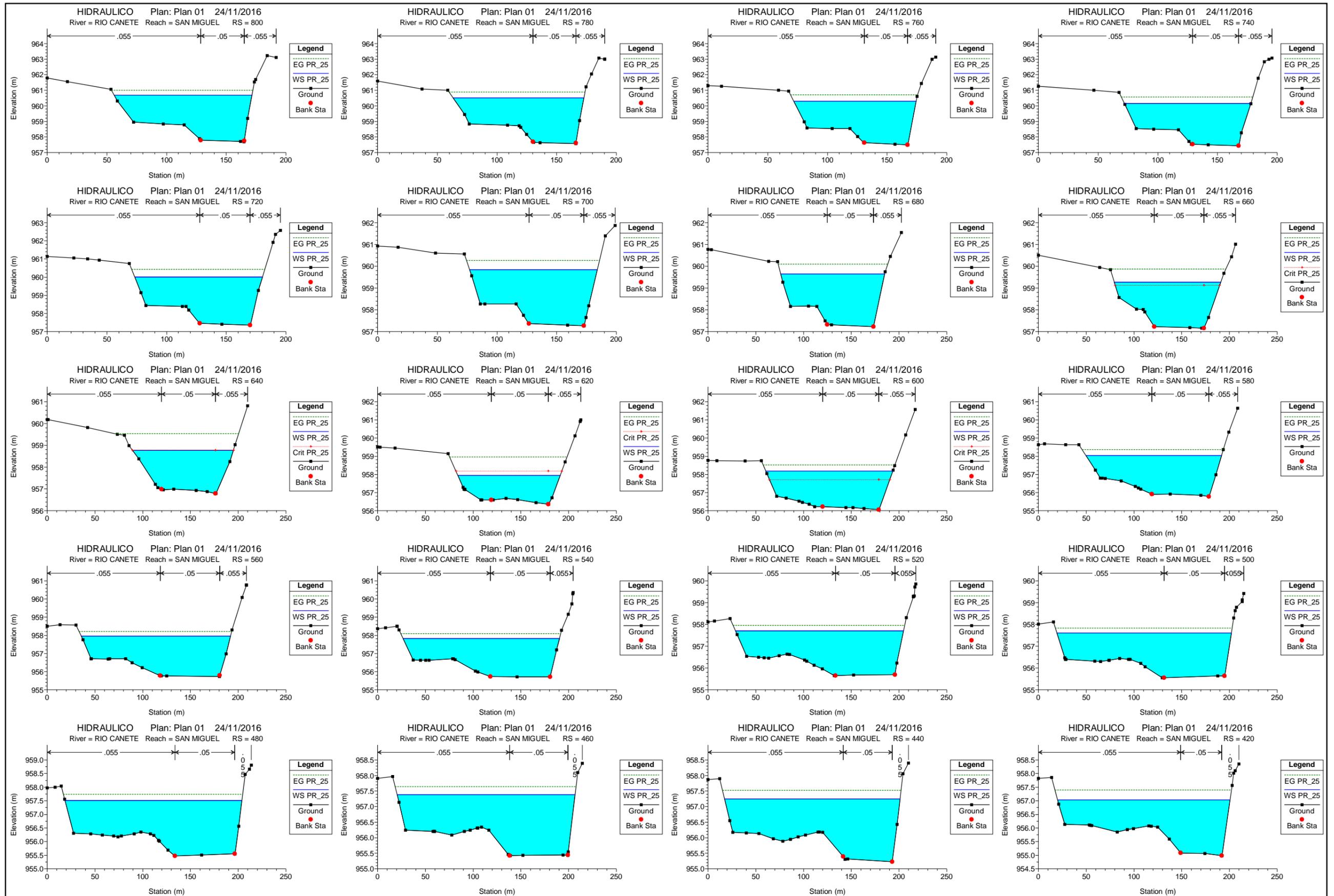
Bach: Steven Ibarra Vera Escala: 1/500000
Asesor: Velasquez, Teresa; Portuguez, Marcelo

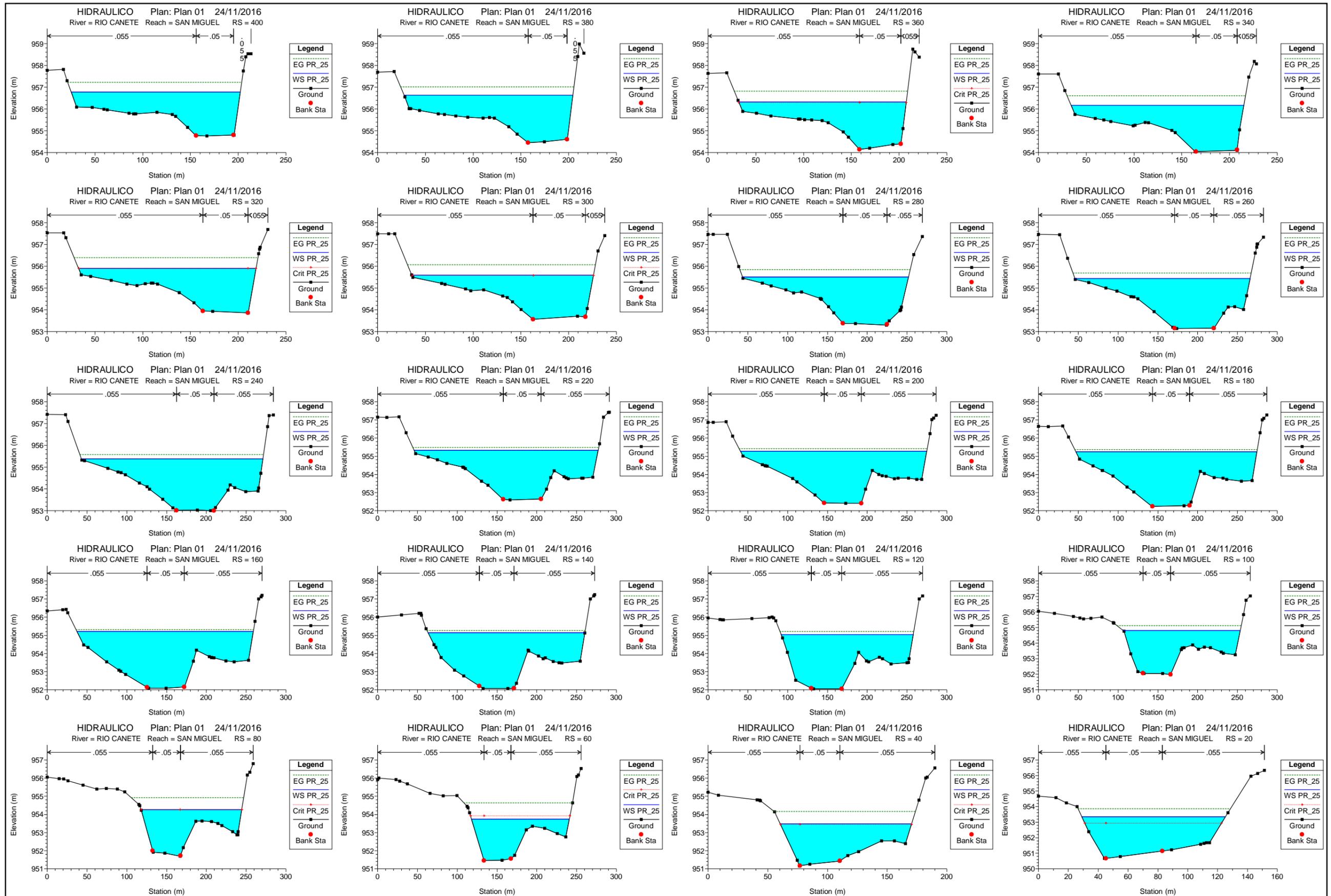
Fecha: Diciembre, 2016 Plano: 1-1

Anexo E: Secciones transversales del modelo hidráulico para el P.R. de 25 años

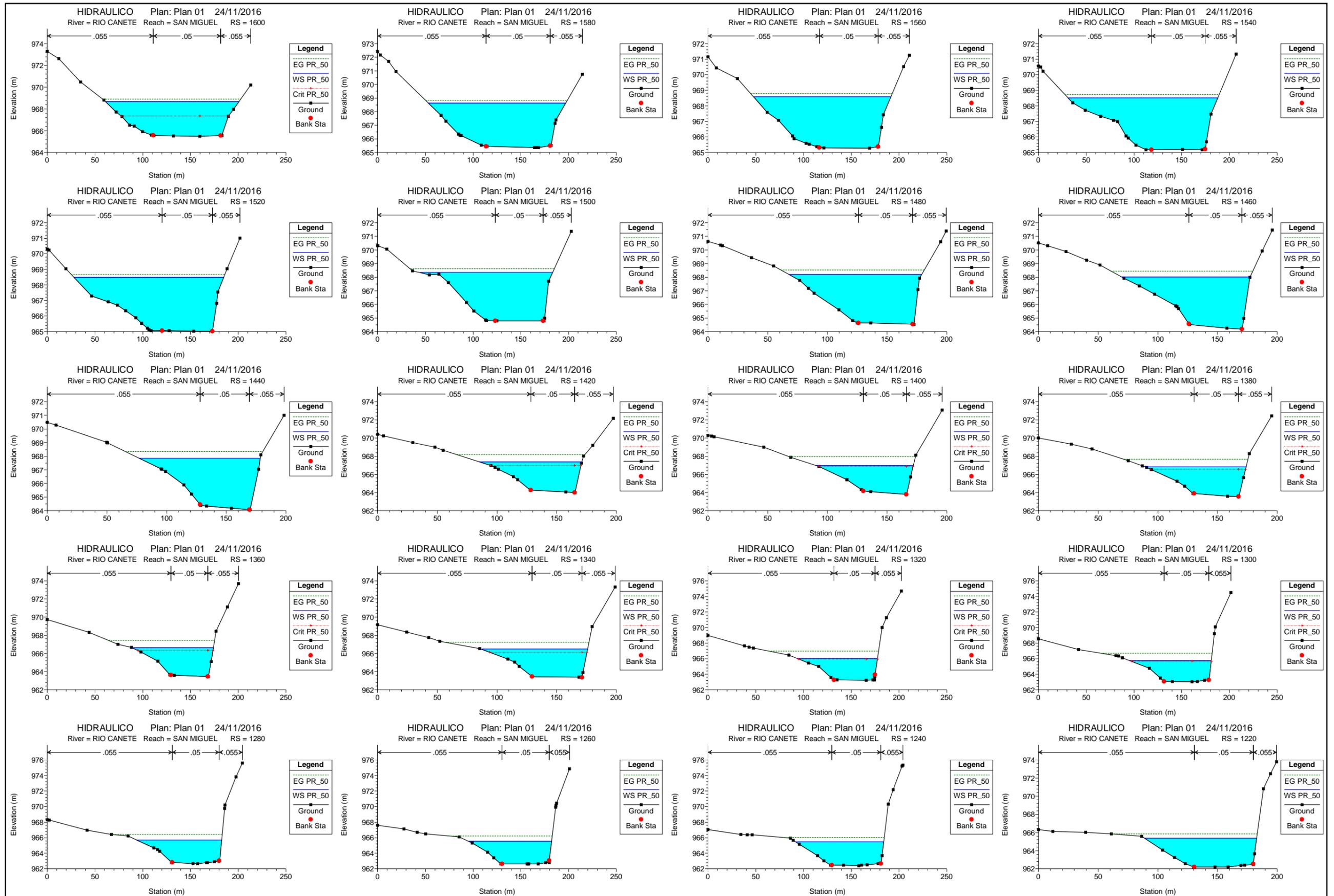


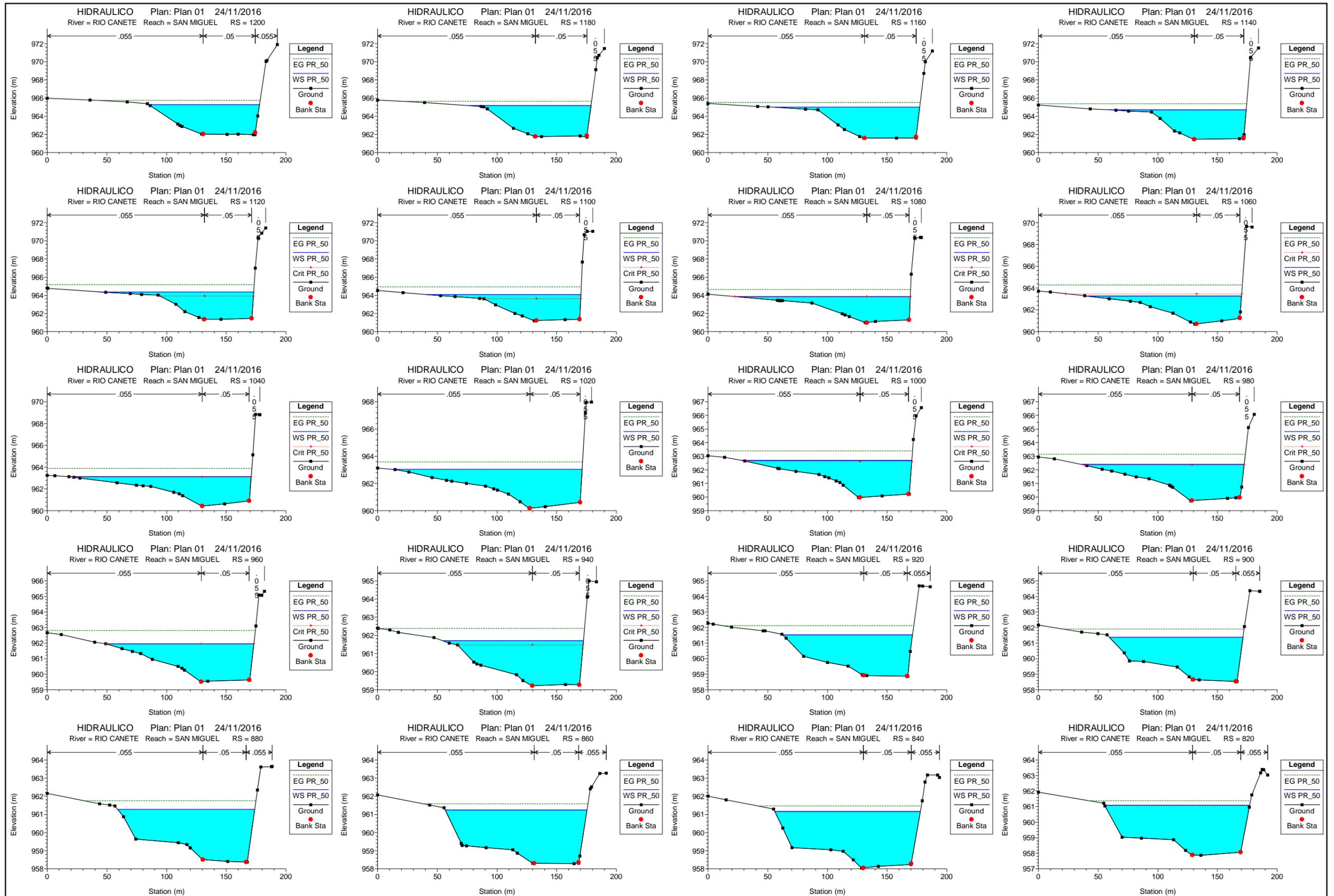


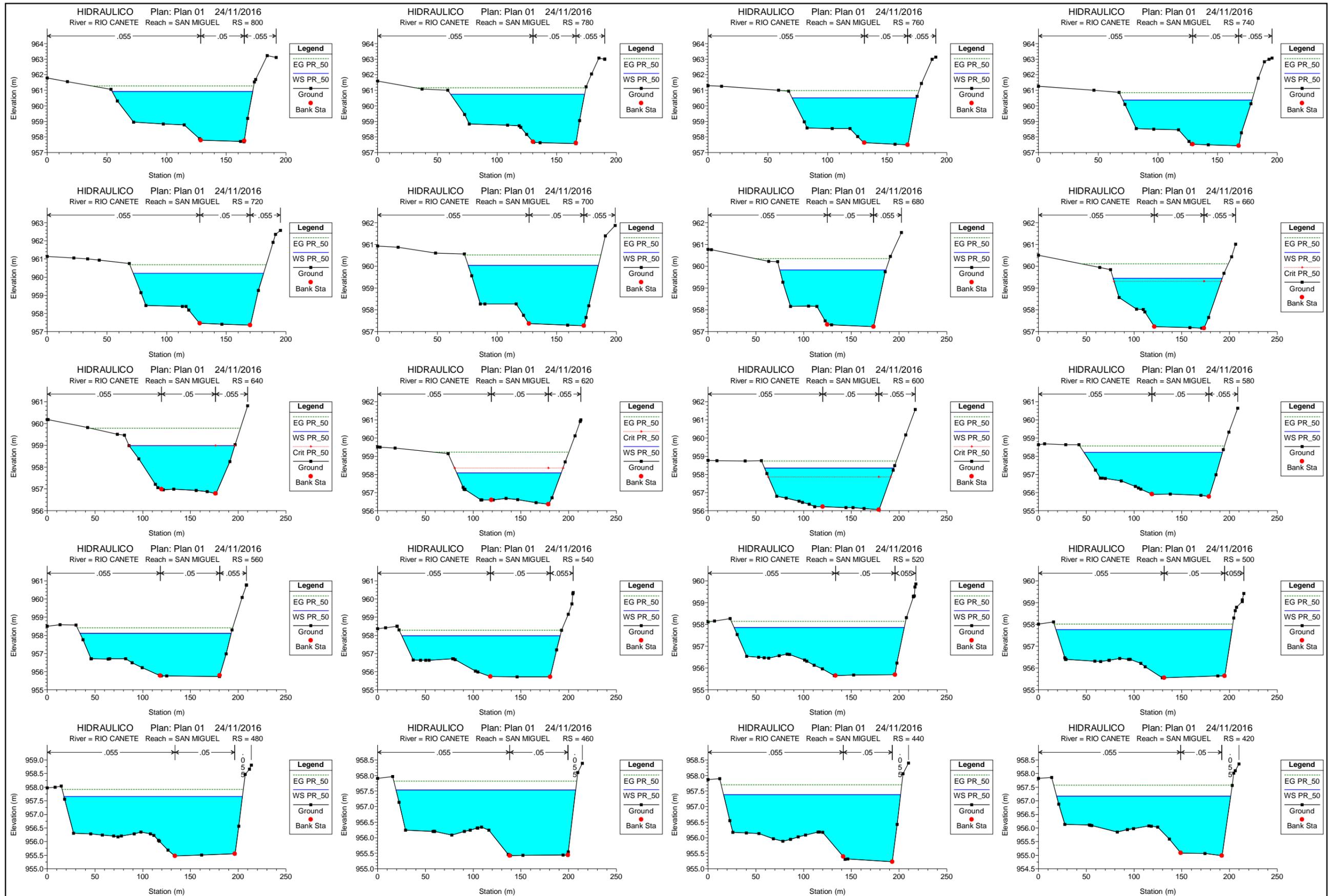


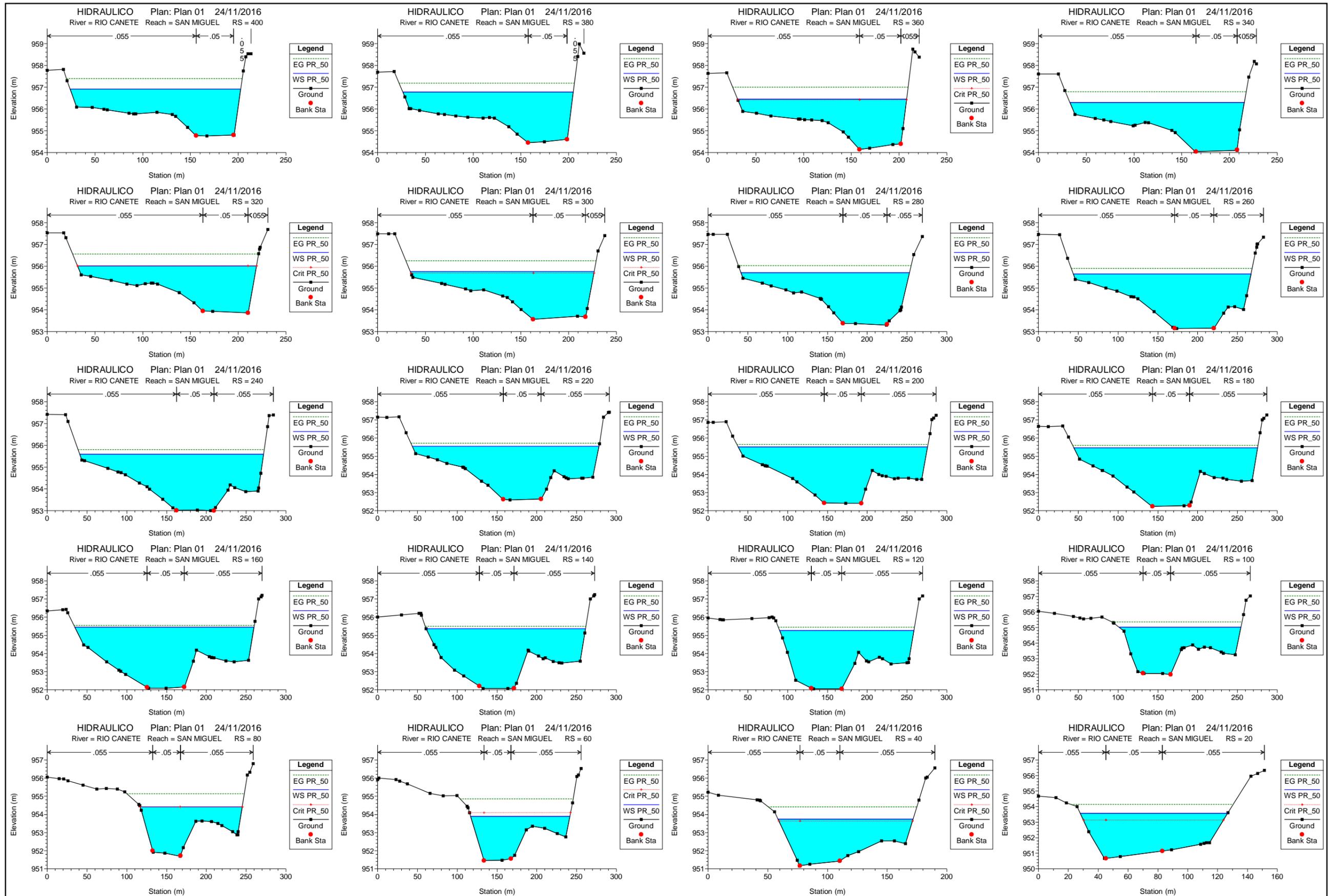


Anexo F: Secciones transversales del modelo hidráulico para el P.R. de 50 años



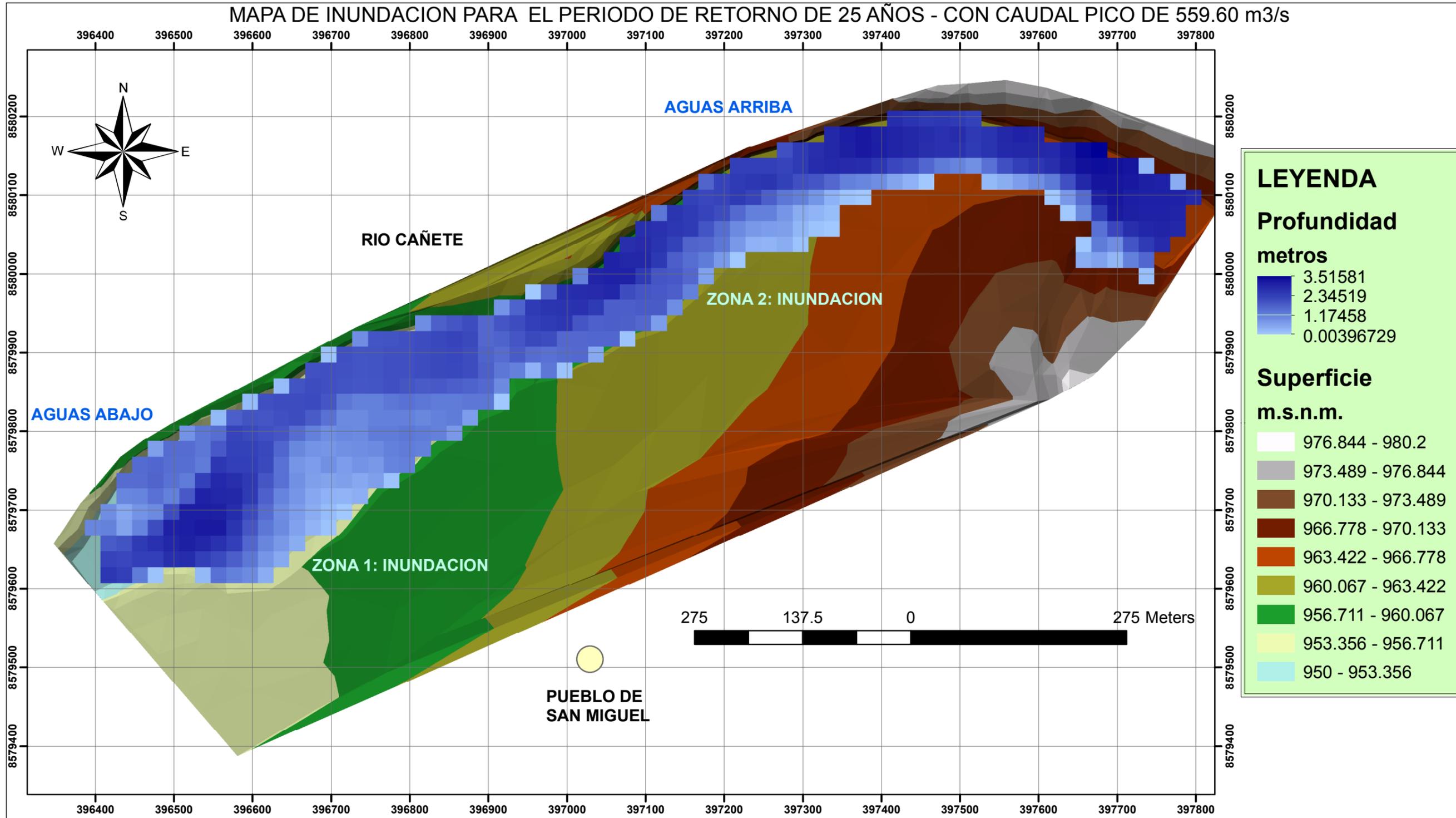






Anexo G: Mapa de las zonas vulnerables a la inundación

MAPA DE INUNDACION PARA EL PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS - CON CAUDAL PICO DE 559.60 m³/s



LEYENDA

Profundidad metros

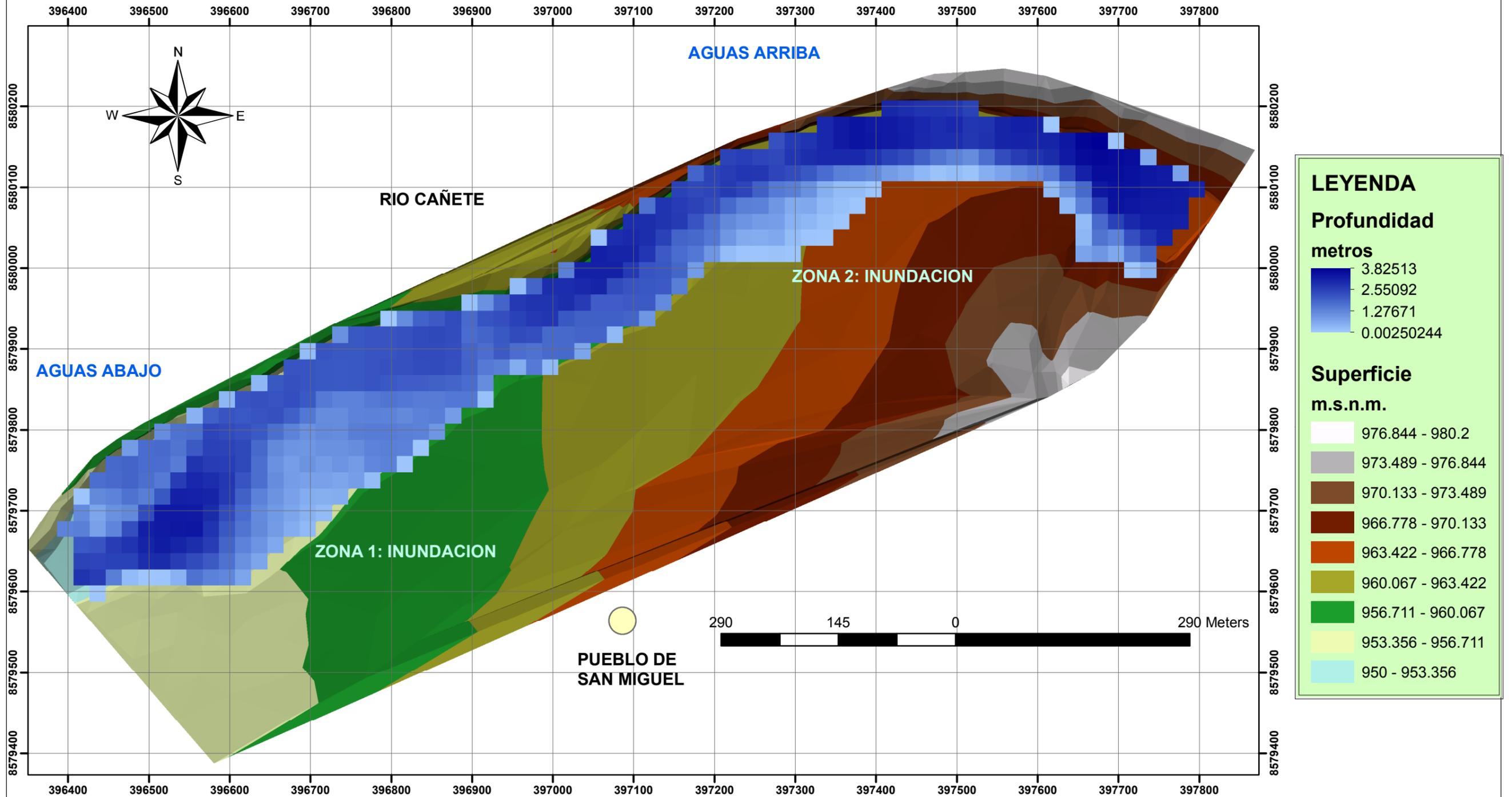
- 3.51581
- 2.34519
- 1.17458
- 0.00396729

Superficie m.s.n.m.

- 976.844 - 980.2
- 973.489 - 976.844
- 970.133 - 973.489
- 966.778 - 970.133
- 963.422 - 966.778
- 960.067 - 963.422
- 956.711 - 960.067
- 953.356 - 956.711
- 950 - 953.356

 Universidad Nacional Agraria La Molina Facultad de Ingeniería Agrícola 	
Titulo: Mapa de Inundación para el Periodo de Retorno de 25 años	
Ubicación: Pueblo de San Miguel - Chocos - Yauyos - Lima	
Bach: Steven Ibarra Vera	Escala: 1/5000
Asesor: Velasquez, Teresa; Portuguez, Marcelo	
Fecha: Diciembre, 2016	Plano: 2-1

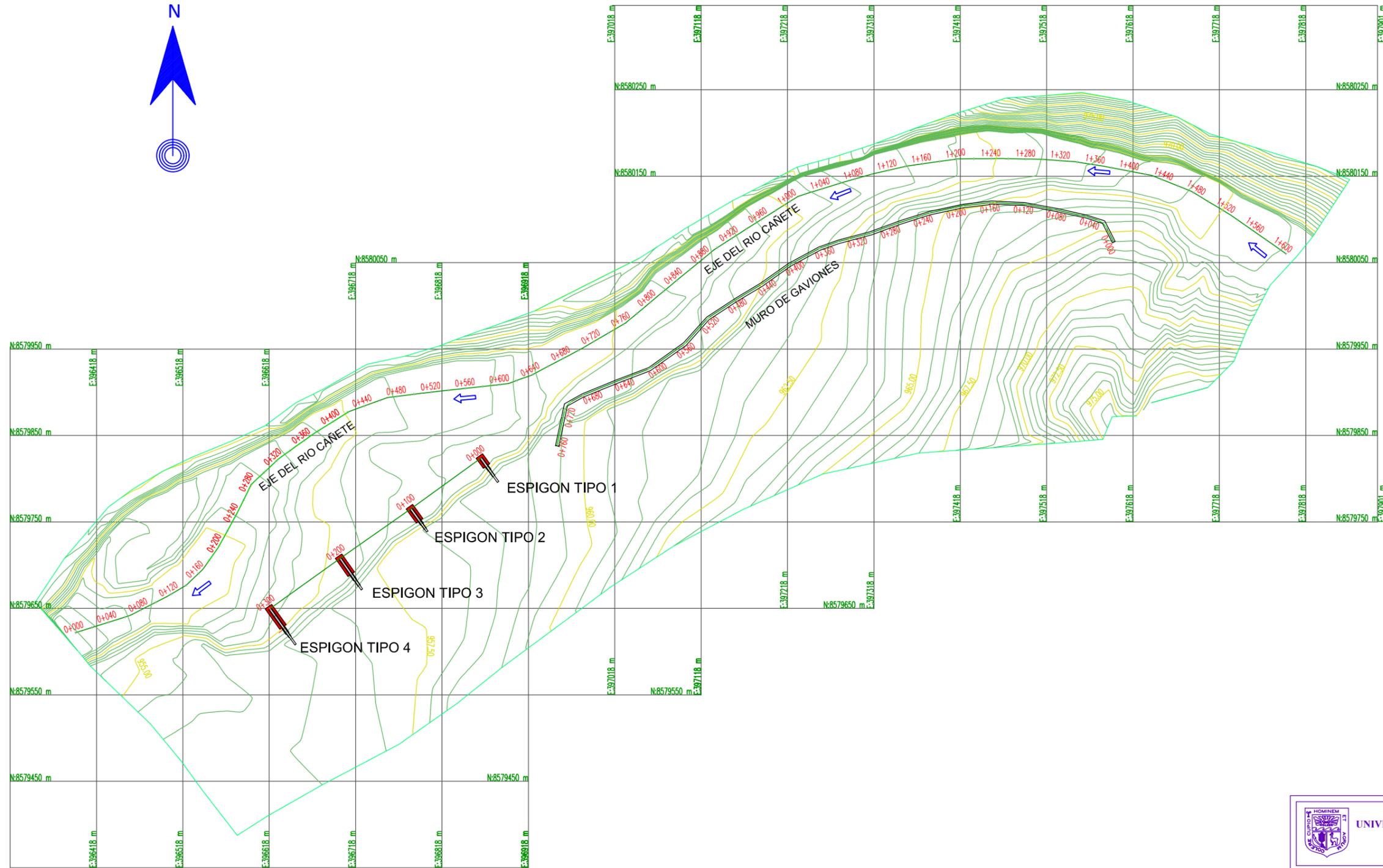
MAPA DE INUNDACION PARA EL PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS - CON CAUDAL PICO DE 659.30 m³/s



 Universidad Nacional Agraria La Molina Facultad de Ingeniería Agrícola 	
Título: Mapa de Inundación para el Periodo de Retorno de 50 años	
Ubicación: Pueblo de San Miguel - Chocos - Yauyos - Lima	
Bach: Steven Ibarra Vera	Escala: 1/5000
Asesor: Velasquez, Teresa; Portuguez, Marcelo	
Fecha: Diciembre, 2016	Plano: 2-2

Anexo H: Plano de la vista en planta de la zona en estudio.

VISTA EN PLANTA DEL ESTUDIO



LEYENDA

- CURVAS MENORES
- CURVAS MAYORES
- ALINEAMIENTO
- MURO
- ESPIGON
- ← SENTIDO DEL FLUJO

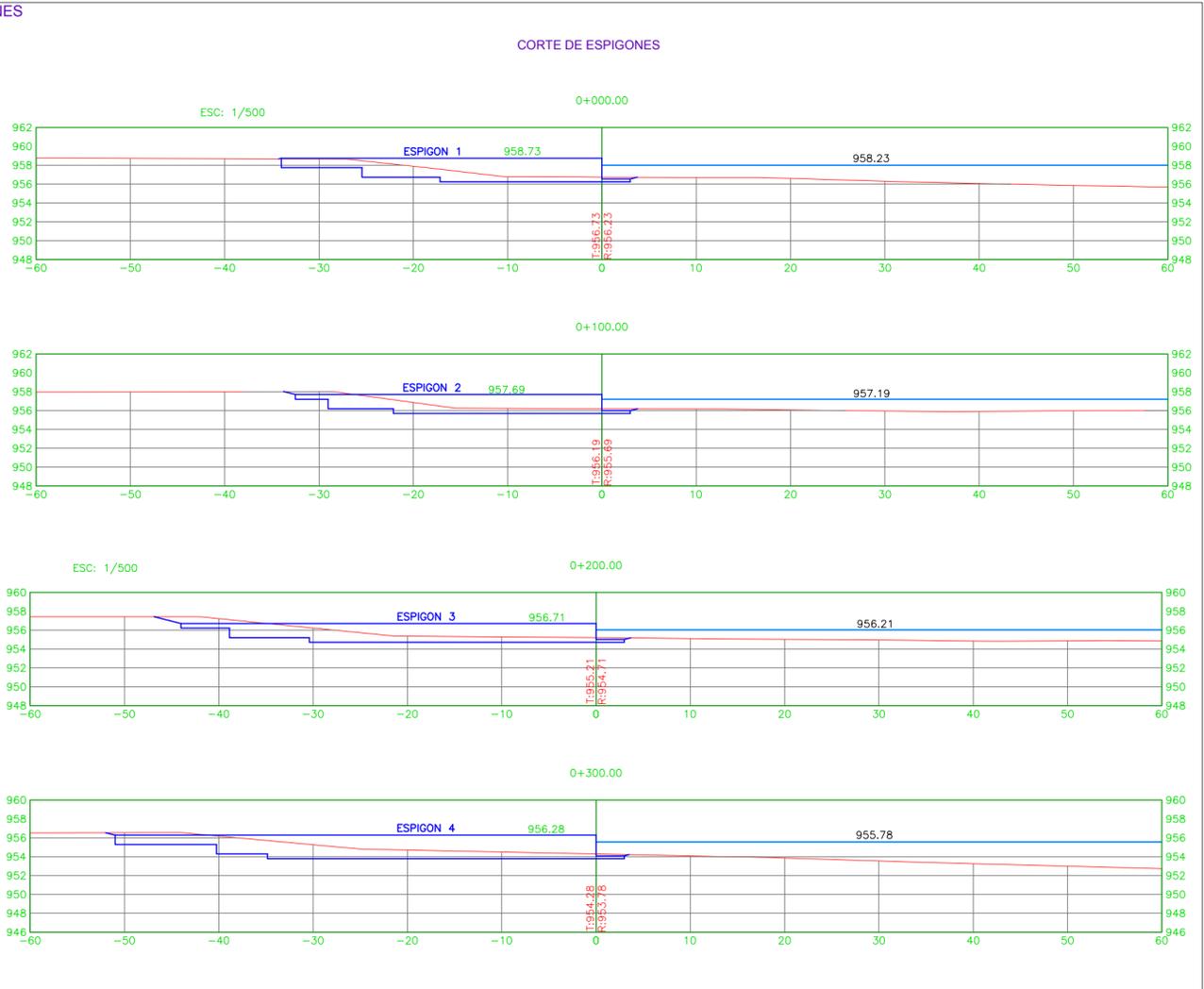
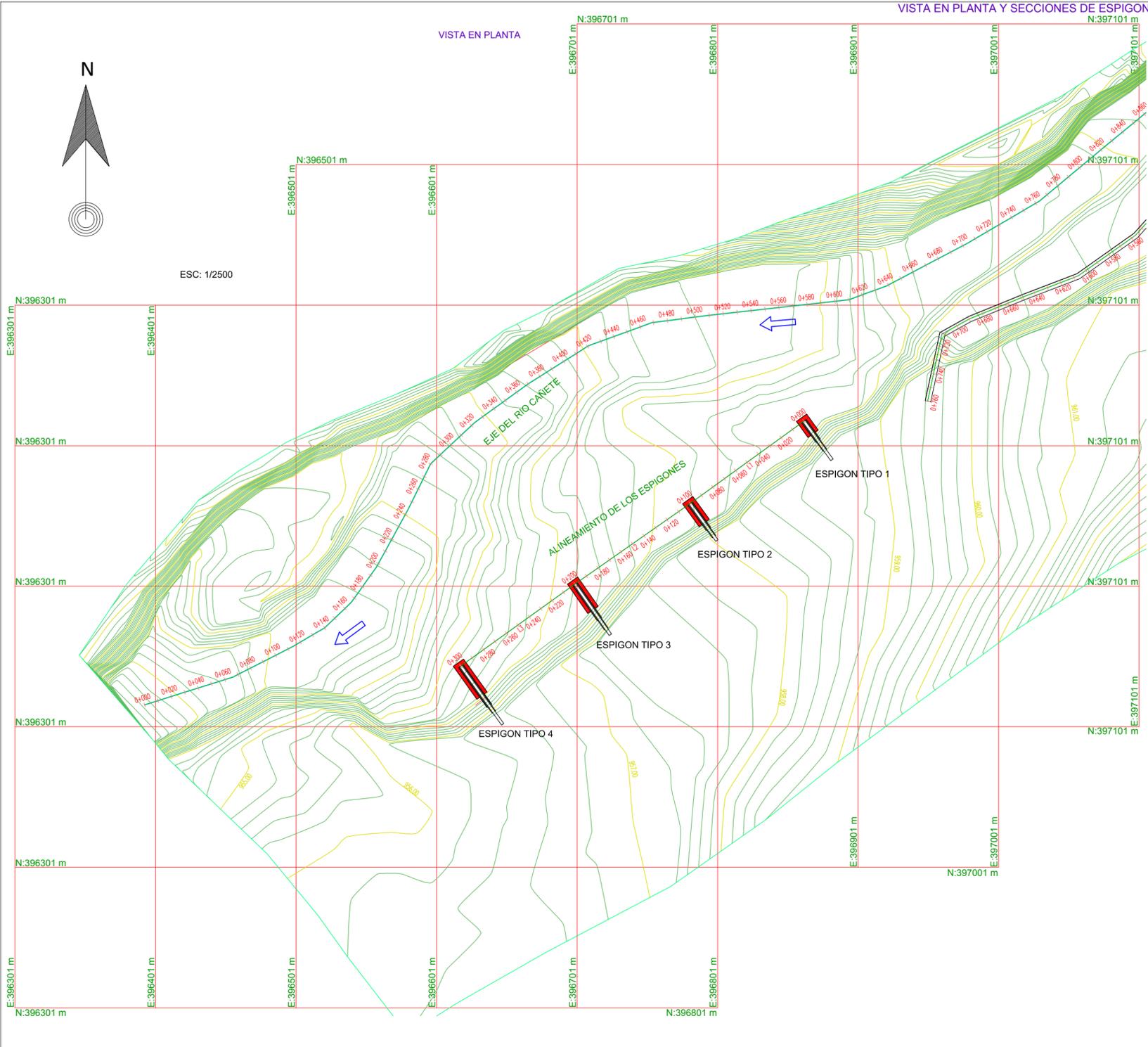
 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA 	
Trabajo Académico: "Modelación Geo-Espacial y propuesta de encauzamiento para Zonas vulnerables a la Inundación - Pueblo de San Miguel - Rio Cañete - Chocos - Yauyos"	
"VISTA EN PLANTA DEL ESTUDIO"	
Bach: IBARRA VERA STEVEN Trabajo: Propuesta de encauzamiento	Escala: 1/5000
Asesor: T. Velasquez; M. Portuguez	Fecha: Diciembre, 2016 Plano: 3-1

Anexo I: Plano de la propuesta de encauzamiento para espigones

VISTA EN PLANTA Y SECCIONES DE ESPIGONES

VISTA EN PLANTA

CORTE DE ESPIGONES



LEYENDA

- CURVAS MENORES
- CURVAS MAYORES
- ALINEAMIENTO
- MURO
- ESPIGON
- SENTIDO DEL FLUJO

ALINEAMIENTO

LINEA	LONGITUD	DIRECCION	PUNTO DE INICIO	PUNTO FINAL
L1	100.00	S54° 06' 01.28"W	E: 396862.56 N: 8579823.89	E: 396781.56 N: 8579765.25
L2	100.00	S55° 03' 25.91"W	E: 396781.56 N: 8579765.25	E: 396699.59 N: 8579707.98
L3	100.00	S54° 18' 28.58"W	E: 396699.59 N: 8579707.98	E: 396618.37 N: 8579649.63


UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
 FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

Trabajo de Académico: "Modelación Geo-Espacial y propuesta de encauzamiento para Zonas vulnerables a la Inundación - Pueblo de San Miguel - Río Cañete - Chocos - Yauyos"

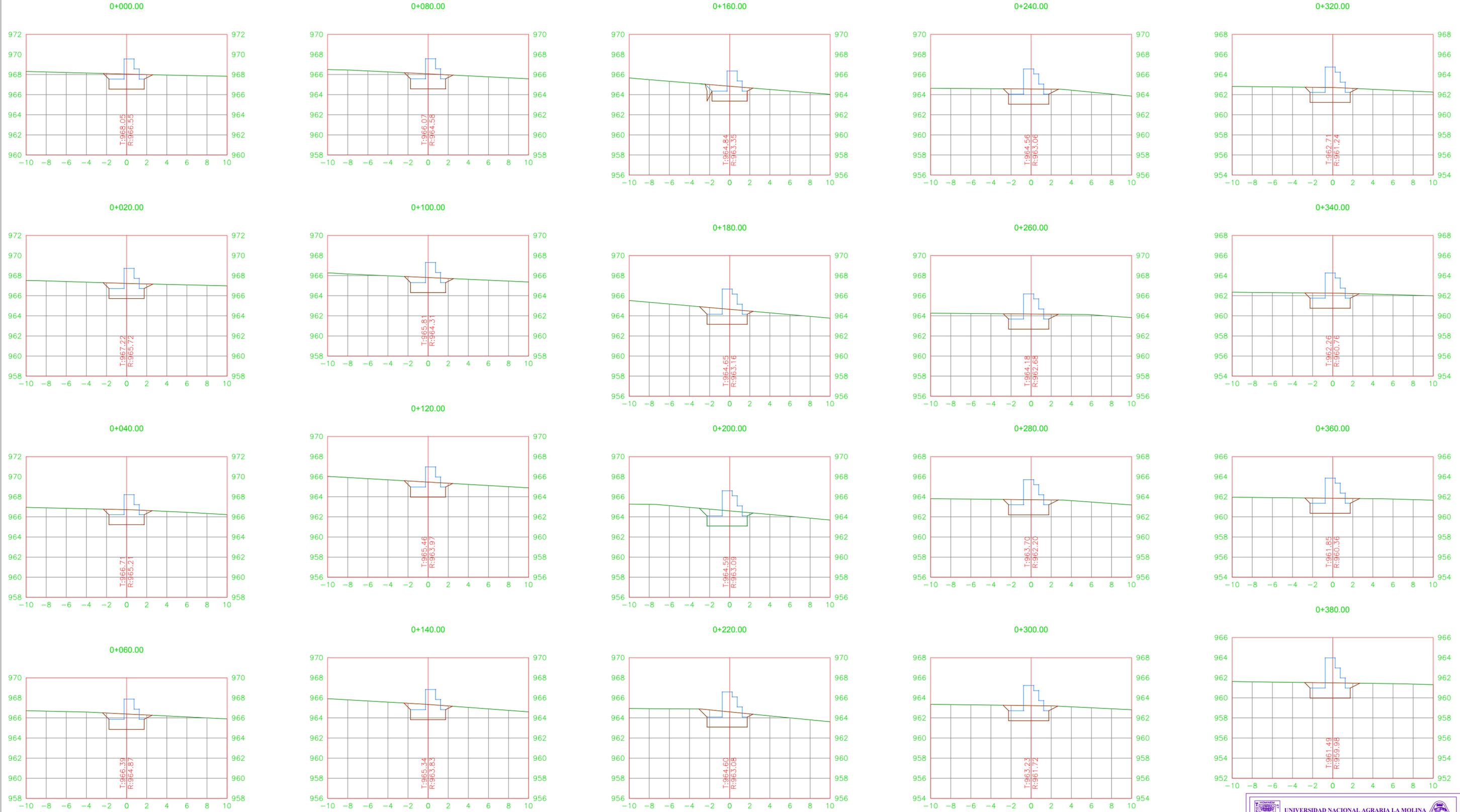
"VISTA EN PLANTA Y SECCIONES DE LOS ESPIGONES"

Bach:	IBARRA VERA STEVEN	Escala:	Indicada
Trabajo:	Propuesta de encauzamiento	Fecha:	Diciembre, 2016
Autor:	T. Velasquez, M. Portuquez	Plano:	4-1

Anexo J: Planos de la propuesta de encauzamiento para muro

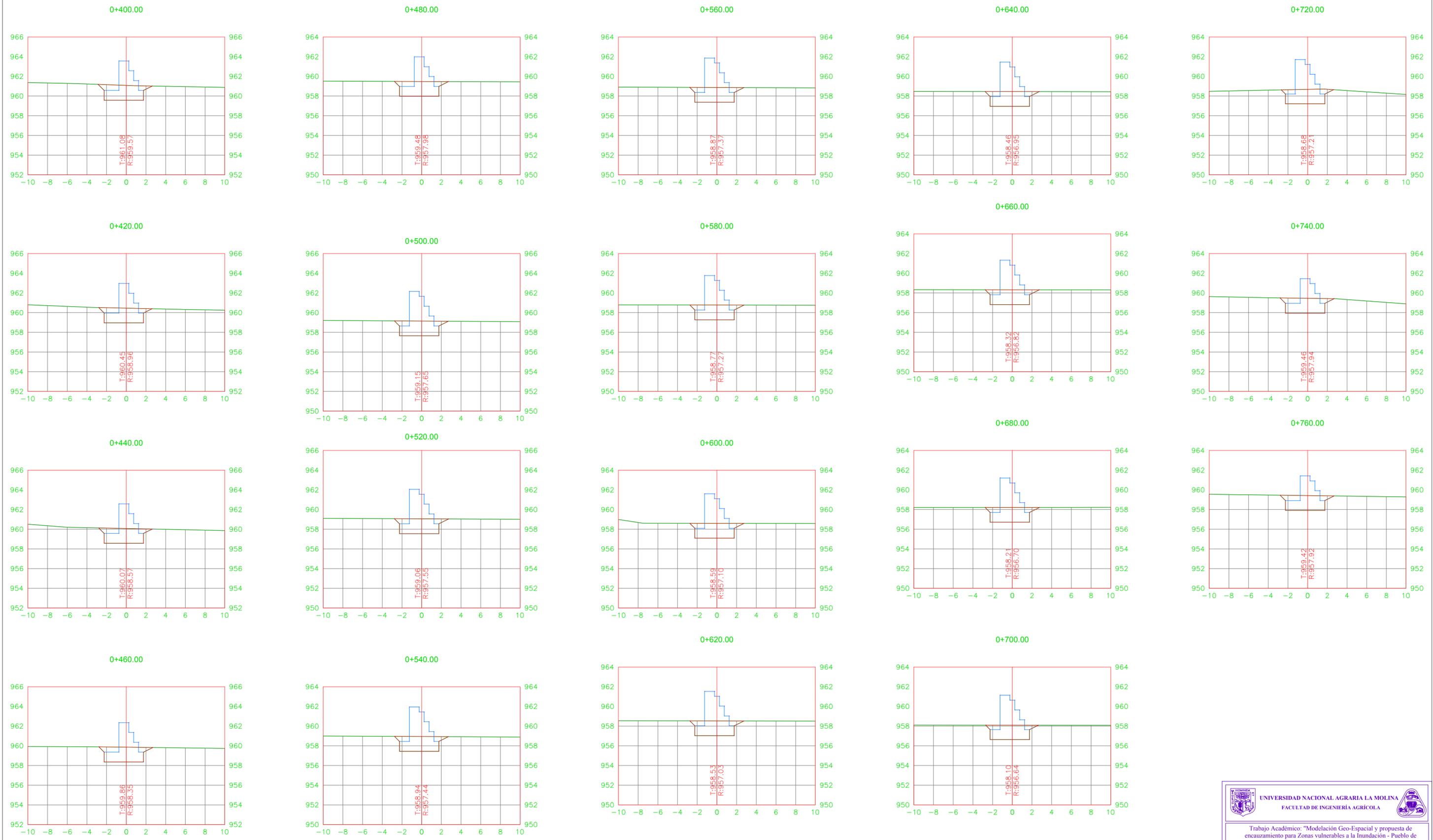
SECCIONES TRANSVERSALES DEL MURO DE GAVIONES

ESC: 1/250



 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA			
Trabajo Académico: "Modelación Geo-Espacial y propuesta de encauzamiento para Zonas vulnerables a la Inundación - Pueblo de San Miguel - Río Cañete - Chocos - Yauyos"			
"SECCIONES TRANSVERSALES DEL MURO DE GAVIONES"			
Bach:	IBARRA VERA STEVEN	Facultad:	Indicada
Asesor:	T. Velasquez, M. Portuquez	Fecha:	Diciembre, 2016
		Página:	5-2

SECCIONES TRANSVERSALES DEL MURO DE GAVIONES

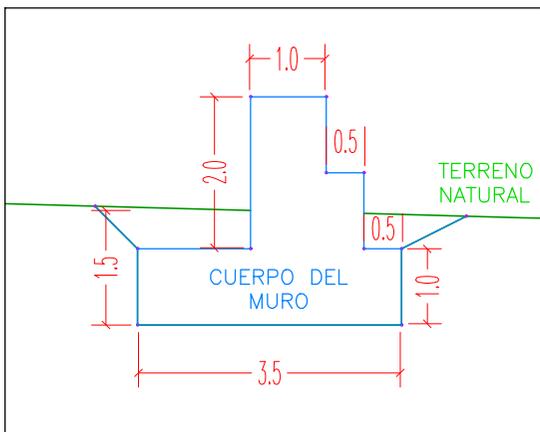


UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA		
Trabajo Académico: "Modelación Geo-Espacial y propuesta de encauzamiento para Zonas vulnerables a la Inundación - Pueblo de San Miguel - Río Cañete - Chocos - Yauyos"		
"SECCIONES TRANSVERSALES DEL MURO DE GAVIONES"		
Bach: IBARRA VERA STEVEN	Escala: Indicada	
Trabajo: Propuesta de encauzamiento		
Autor: T. Velasquez, M. Portuguez	Fecha: Diciembre, 2016	Págs: 5-3

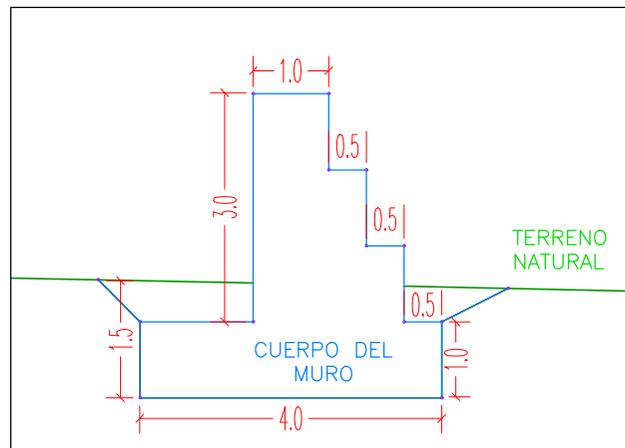
DETALLE DE MURO DE GAVIONES

ESC: 1/100

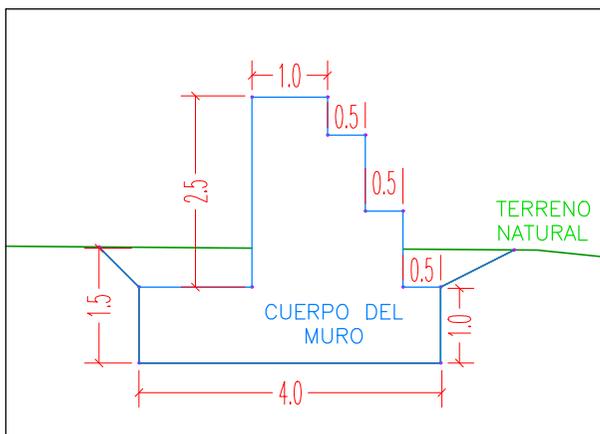
MURO TIPO 1



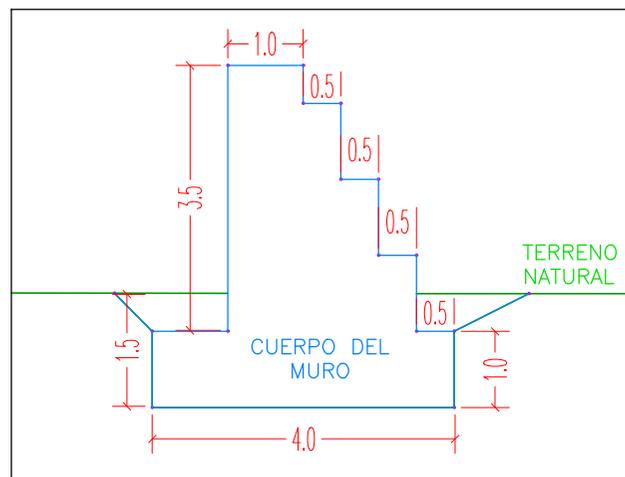
MURO TIPO 3



MURO TIPO 2



MURO TIPO 4



 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA 			
Trabajo Académico: "Modelación Geo-Espacial y propuesta de encauzamiento para Zonas vulnerables a la Inundación - Pueblo de San Miguel - Río Cañete - Chocos - Yauyos"			
"DETALLE DE MURO DE GAVIONES" TIPO 1, TIPO 2, TIPO 3 Y TIPO 4"			
Bach:	IBARRA VERA STEVEN	Escala:	Indicada
Trabajo:	Propuesta de encauzamiento	Fecha:	Diciembre, 2016
Asesor:	T. Velasquez; M. Portuguez	Plano:	5-4