ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

ESTUDIO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE SOCAVACIÓN CONSTRUCCIÓN

Recuperación ambiental y paisajística de la Ribera del rio Sinú, en el municipio de San Bernardo del Viento, córdoba.



CONSULTOR:
FREDY OMAR CARABALLO ALVAREZ
INGENIERO CIVIL

SAN BERNARDO DEL VIENTO CORDOBA

202**1**

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 7
2. OBJETIVOS 8
2.1 Objetivo general 8
2.2 Objetivos específicos 8
3. CONTENIDO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO -HIDRÁULICO 9
4. ANTECEDENTES 10
5. LOCALIZACIÓN GENERAL 11
5.1 Descripción física 11
5.2 Economía 11
5.3 Clima 11
5.4 Cobertura del suelo 11
5.5 Uso del suelo 12
6. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO 14
7. PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE LA CUENCA SAN BERNARDO 15
8. ANÁLISIS HIDROLÓGICO 17
9. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES 17
9.1 Recopilación de información relevante 17
8.2 Curvas IDF generadas. 21
10. CAUDAL DE DISEÑO CUENCA DEL RIO SINÚ 23
10.1 Área de drenaje 23
10.2 Características de la cuenca del rio Sinú 24
10.3 ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS 25
10.3.1 Distribuciones de probabilidad de valores máximos 25
10.3.2 Distribución de probabilidad de Gumbel 26
10.3.3 Distribución de probabilidad log-Pearson tipo III 27
10.3.4 Evaluación de la metodología con los datos de estaciones. 28
Distribución de Gumbel, para las estaciones seleccionadas. 28
- Distribución de Gumbel para datos de la estación Cocota Abajo. 30
- Distribución de Gumbel para datos de la estación La Doctrina. 30
Distribución de Log Pearson III, para las estaciones seleccionadas 31

- Distribución de Log Pearson III para datos de la estación Cocota Abajo..... 32
- Distribución de Log Pearson III para datos de la estación La Doctrina. 32
11 ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SECTOR LA PLAYITA EN LAS RIBERAS DEL RIO SINU. 34
Perspectiva X-Y-Z RIO Sinú, sector la Playita en san Bernardo del Viento 37
10.1 Estimación del Coeficiente de Manning (n) 37
Grado de irregularidad n1 39
Variación en la sección transversal del cauce n2 40
Efecto de obstrucciones n3 40
Cantidad de vegetación n4..... 40
Grado de sinuosidad m 40
11.2 Resultado de simulación hidráulica para el rio Sinú sector la playita en San Bernardo del Viento..... 41
11.2.1 Niveles de agua en el tramo de secciones transversales 41
11.2.2 Superficies de inundación 43
10.2.3 Velocidades en el cauce..... 45
12 ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN POTENCIAL..... 46
Socavación General..... 46
Socavación Local..... 47
10.1 Calculo de profundidad de socavación por el método de Lischtvan-Lebediev. 48
12. MEDIDAS DE PROTECCION Y OBRAS DE MITIGACION 51
12.1 Dique..... 51
- Antecedentes de inundación 52
12.1.1 Evaluación hidráulica del dique 54
- Secciones con el dique modelado 55
..... 56
..... 56
12.1.2 Resultados de modelación hidráulica con el dique 57
13. Barrera de pilotes dobles con geo-estera..... 59
12.1 Fuerza horizontal aplicada a la barrera de pilotes. 60
12.2 Muro de contención..... 63

12.3 Enrocados para protección contra la erosión del Rio Sinú sector la Playita – San Bernardo del Viento. 63
12.3.1 Cálculo de nivel de cimentación del enrocado. 64
12.3.2 Cálculo de profundidad de la uña (P) 66
12.3.3 Cálculo de la altura del enrocado (H) 66
Valores del coeficiente (Φ) para diversos caudales 67
12.3.4 Calculo del diámetro medio de la roca (D50) 68
12.3.4 Cálculo del espesor mínimo del enrocado (T) 71
12.3.5 Cálculo del ancho de la base (A) 71
12.3.6 ESTABILIDAD DEL ENROCADO 72
12.3.6.1 Cálculo del esfuerzo cortante local 72
12.3.6.2 Calculo del esfuerzo local en curvas 73
12.3.6.3 Calculo del esfuerzo cortante para el fondo 73
12.3.6.4 Calculo del esfuerzo cortante en el talud 73
12.3.6.5 Factor seguridad al deslizamiento 74
13 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 75
14 BIBLIOGRAFIA 78

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Desviación estándar 19
Ecuación 2: Intensidad de la lluvia en San Bernardo del viento. 20
Ecuación 3: Ecuación de Manning 37
Ecuación 4: Ecuación empírica para coeficiente de rugosidad 38
Ecuación 5: Profundidad de socavación, Lischtvan 48
Ecuación 6: Esfuerzo cortante local 72
Ecuación 7: Esfuerzo cortante local en curvas 73
Ecuación 8: Esfuerzo cortante en el fondo 73
Ecuación 9: Esfuerzo cortante en el talud 73
Ecuación 10: Factor seguridad al deslizamiento 74

ÍNDICE DE GRAFICAS

Gráfica 1: Intensidad vs duración, con diferentes periodos de retorno. 20
Gráfica 2: Curvas intensidad - Duración - Frecuencia Estación el limón. 21

Gráfica 3: Hietogramas de precipitación. 23
Gráfica 4: Distribución de Gumbel, Estación Cocota Abajo. 30
Gráfica 5: Distribución de Gumbel, estación La doctrina. 30
Gráfica 6: Distribución de Pearson III, estación Cocota abajo. 32
Gráfica 7: Distribución de Pearson, estación la doctrina. 32
Gráfica 8: Evaluación de métodos de distribución de caudales. 33
Gráfica 9: Representación gráfica del desarrollo longitudinal de un cauce (Toapaxi J. Galiano L. Castro M. Hidalgo X. Valencia N) 47
Gráfica 10: Angulo de reposo de, material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation. Fuente: Criterios de diseño de obras de protección de estructuras hidráulicas viales. 69

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Áreas inundables en la vereda la Playita, San Bernardo del Viento. 10
Ilustración 2: San Bernardo del viento, Ubicación. 11
Ilustración 3: Mapa de cobertura del suelo, municipio de San Bernardo del Viento, departamento de Córdoba (Fuente: Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural y Corporación Colombia Internacional, 2012) 12
Ilustración 4: Distribución del área en porcentaje de la vocación de uso del suelo en el municipio de San Bernardo 13
Ilustración 5: Área de del proyecto. Fuente: Google Earth. 14
Ilustración 6: Modelo digital de elevación cuenca San Bernardo del Viento 15
Ilustración 7: Sub zonas hidrográficas, cuenca del rio Sinú fuente: ANLA 2018 24
Ilustración 8: Curvas de nivel, sección del cauce. 34
Ilustración 9: Modelo digital de elevación de la sección de estudio. 35
Ilustración 10:: Vista en planta de secciones transversales del cauce. 36
Ilustración 11: Vista 3D de secciones del cauce. 37
Ilustración 12: Superficies de inundación Tr 100 años 43
Ilustración 13: Velocidades en el cauce 45
Ilustración 14: Dimensiones dique 53
Ilustración 15: Dique proyectado, Tr 100 años 54
Ilustración 16:Ilustraciones con dique proyectado 55
Ilustración 17: Muro de contención con pilotes. 59
Ilustración 18: Esquema aplicación de fuerza horizontal sobre el muro de contención. 60
Ilustración 19: Geo-estera y barrera de pilotes, cara en contacto con el agua. 61
Ilustración 20: Fuerza horizontal con socavación. 62
Ilustración 21: Enrocados de protección contra la erosión. 63

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros morfométricos de la Cuenca. 16
Tabla 2: Datos estación pluviométrica. 17
Tabla 3: Registro de precipitaciones máximas anuales. 18
Tabla 4: Estaciones Limnimétricas. 25
Tabla 5: Datos limnimetricos, estación Cocota abajo. 28
Tabla 6: Datos limnimetricos, estación la doctrina 28
Tabla 7: Caudales de diseño, Cocota Abajo. 29
Tabla 8: Caudales de diseño, la doctrina. 29
Tabla 9: Caudales de diseño, La doctrina 31
Tabla 10:Caudales de diseño, Cocota abajo. 31
Tabla 11: Caudales de diseño, con diferentes tiempos de retorno. 33
Tabla 12: Ecuaciones para el coeficiente de rugosidad. 38
Tabla 13: Valores base para la n de Manning (según Arcement y Schneider, 1989) 39
Tabla 14: Grado de irregularidad n1, (según Arcement y Schneider, 1989) 39
Tabla 15: Variación en la sección transversal del cauce, (según Arcement y Schneider, 1989) 40
Tabla 16: Efecto de obstrucciones, (según Arcement y Schneider, 1989) 40
Tabla 17: cantidad de vegetación, (según Arcement y Schneider, 1989) 40
Tabla 18: Grado de sinuosidad, (según Arcement y Schneider, 1989) 40
Tabla 19: Características de modelo hidráulico. 41
Tabla 20: Resultado de modelación Hec-Ras 42
Tabla 21: Coeficiente B, para periodos de retorno. 49
Tabla 22:Valores de x, para suelos cohesivos y no cohesivos. 49
Tabla 23: Socavación por secciones, Tr 100 años 50
Tabla 24: Resultados modelación hidráulica con Dique. 58
Tabla 25: Socavación en la barrera de pilotes. 62
Tabla 26: Socavación, muro de contención. 63
Tabla 27: Resultados profundidad de socavación. 65
Tabla 28: Resultados del cálculo para la profundidad de la uña (P) 66
Tabla 29: Resultado del cálculo de la altura del enrocado (H) 68
Tabla 30: Resultado del cálculo diámetro medio del enrocado 70
Tabla 31: Resultado del cálculo ancho de la base (A) 72

1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo con la solicitud presentada por la GOBERNACIÓN DE CÓRDOBA se realizó el estudio hidrológico, hidráulico y de socavación en la ribera del rio Sinú sector la playita en san Bernardo del Viento para la construcción de obras de protección, mitigación y recuperación de las zonas aledañas al cauce.

La propuesta presentada por la gobernación abarca las siguientes actividades a desarrollar:

- Construcción de obras de mitigación de proceso erosivos y de protección de inundación.
- Recuperación ambiental y del paisaje, mediante obras de urbanismo.
- Construcción de zonas de recreación y deporte.
- Recuperación de la flora nativa, mediante la siembra de especies arbóreas de la zona.

Para ejecutar las actividades anteriormente mencionadas fue necesario la elaboración de estudios hidrológicos, hidráulicos y socavación, el primero referido al estudio hidrológico basado en la determinación de caudales con diferentes tiempos de retorno, la conformación de la cuenca y su morfometría; para proceder con este análisis se dispuso de la topografía de la zona y así determinar puntos de elevación y de declive que ocasionan la acumulación de las fuentes de agua, además de los registros pluviométricos de la estación más cercana para determinar los eventos de precipitación máxima y el registro de caudales de las estaciones limnimétrica más cercanas al punto de interés.

La modelación hidráulica basada en un modelo de inundación simulado en el software Hec-Ras, en el cual se evaluaron diferentes tiempos de retorno para generar el mapa de inundación y el estudio de socavación efectuando un perfil de socavación de acuerdo al arrastre de sedimentos del rio y granulometría del suelo.

El presente informe tiene como objeto mostrar la metodología, los datos y los resultados en el estudio hidrológico, la evaluación hidráulica y de socavación en la ribera del rio Sinú sector la playita en san Bernardo del Viento.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Realizar el estudio hidrológico, hidráulico y de socavación, para la construcción de obras de protección, mitigación y recuperación de las zonas ribereñas al rio Sinú en la vereda la Playita en el municipio de San Bernardo del viento en el departamento de Córdoba.

2.2 Objetivos específicos

Realizar la delimitación y morfometría de la cuenca presente en el sitio de estudio, a través del sistema de información geográfica SIG.

Evaluar los hidrogramas de precipitación, generados a través del registro de lluvias diarias máximas proporcionado por el IDEAM, para calcular intensidades de lluvia.

Obtener y estimar los caudales del rio Sinú con diferentes tiempos de retorno, a través de los registros históricos de las estaciones limnimétricas.

Realizar el cálculo hidráulico para analizar el modelo de inundación a través del software Hec-Ras.

Establecer un perfil de socavación y erosión del suelo.

Propuestas de medidas correctoras a la problemática presente en el área de interés.

3. CONTENIDO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO -HIDRÁULICO

El estudio se estructura en las siguientes fases:

A. Recopilación de datos necesarios para la elaboración de estudio.

- Recopilación de cartografía existente.
- Topografía y batimetría de la zona de proyecto.
- Registros pluviométricos.
- Registros limnimétricos.

B. Visita de campo

- Estudio de las condiciones del cauce.
- Registro fotográfico.

C. Estudio hidrológico.

- Delimitación y morfometría de la Cuenca aportante al cauce.
- Estudio de características hidrológicas.
- Análisis pluviométrico de la cuenca.
- Resultado de curvas IDF.
- Distribuciones estadísticas de caudales máximos.
- Obtención de caudales con distintitos periodos de retorno.

D. Estudio hidráulico.

- Caracterización de la cuenca en Hec-GeoRas
- Modelo de secciones transversales en el punto de interés.
- Calculo hidráulico para obtención de puntos de inundación.
- Calculo hidráulico para obtención de perfil de socavación.

E. Medidas correctoras
- Modelación de medidas correctoras establecidas.

4. ANTECEDENTES

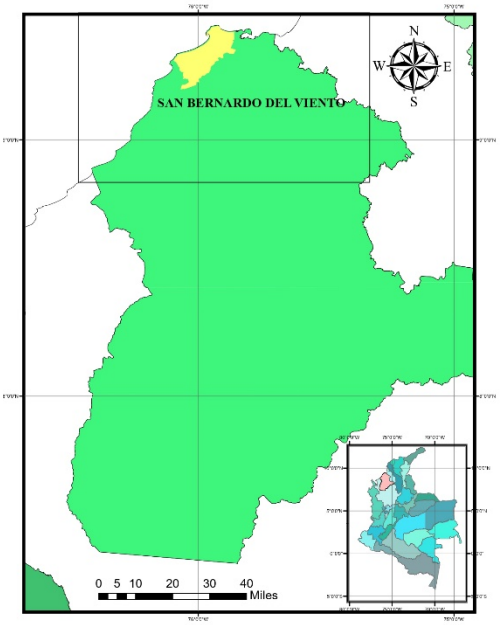


Ilustración 1: Áreas inundables en la vereda la Playita, San Bernardo del Viento.

San Bernardo del Viento ubicado en la costa norte de Colombia está influenciado por la frecuencia de fuertes precipitaciones que afectan directamente a sus habitantes, tal es el caso de la vereda La Playita que se ve perjudicado por las inundaciones provocadas por el desbordamiento del rio Sinú debido a las fuertes lluvias. Esta problemática abarca un sin número de problemas sociales, ambientales y económicos que impactan de manera negativa a este sector y otros ubicados en la ribera del rio Sinú; la productividad agrícola es una de las más afectadas produciendo perdidas incalculables de cultivos que son la fuente ingreso de muchos habitantes en La playita, el deterioro de territorios naturales y la salud de los pobladores son otros factores que impiden el desarrollo en este Municipio.

En razón de esto se hace necesario proteger las áreas susceptibles a inundaciones y de procesos de erosión, y así mitigar esta gran problemática y brindar una solución que garantice un modelo de vida más apto para los habitantes de San Bernardo del Viento.

5. LOCALIZACIÓN GENERAL



San Bernardo del Viento está ubicado en el Departamento de Córdoba en las coordenadas geográficas 9°21'18"N 75°57'16"O, limita al norte con el mar caribe y al sur con el municipio de Lorica. Es caracterizado por ser punto de desembocadura del rio Sinú en el Mar Caribe.

5.1 Descripción física

Su territorio comprende a bosques secos tropicales y de poca altitud, presenta altura cercana a los 100 msnm. Vegetación integrada por pastizales, arbustos, pantanos y cultivos, posee una fauna con más de 221 especies de aves.

5.2 Economía

Economía basada en la agricultura en un 87% cultivos de arroz y otros cultivos tradicionales como plátano, yuca, ñame y maíz, también en actividades ganaderas dedicadas al ganado bovino de doble propósito carne y leche, la pesca otra fuente de ingreso realizada en la zona costera en las ciénagas y aprovechamiento 34.2 km de playas, diversidad de flora y fauna para el ecoturismo.

5.3 Clima

Temperatura promedio de 27 °C, con variaciones intertropicales entre lluvioso, nublado y fresco; pero también existen tiempos soleados y secos.

5.4 Cobertura del suelo

Los resultados indican que el 40,5% del municipio está representado por la categoría de superficies de agua, compuesta por la presencia de lagos, ciénagas y áreas costeras. Un 22,5% de la superficie municipal tiene una cobertura de tierra agrícola donde dominan los cultivos permanentes y un17% del uso del suelo lo componen un mosaico de cultivos transitorios con pastos incluido barbecho y tierras de descanso. (IGAC 2008)

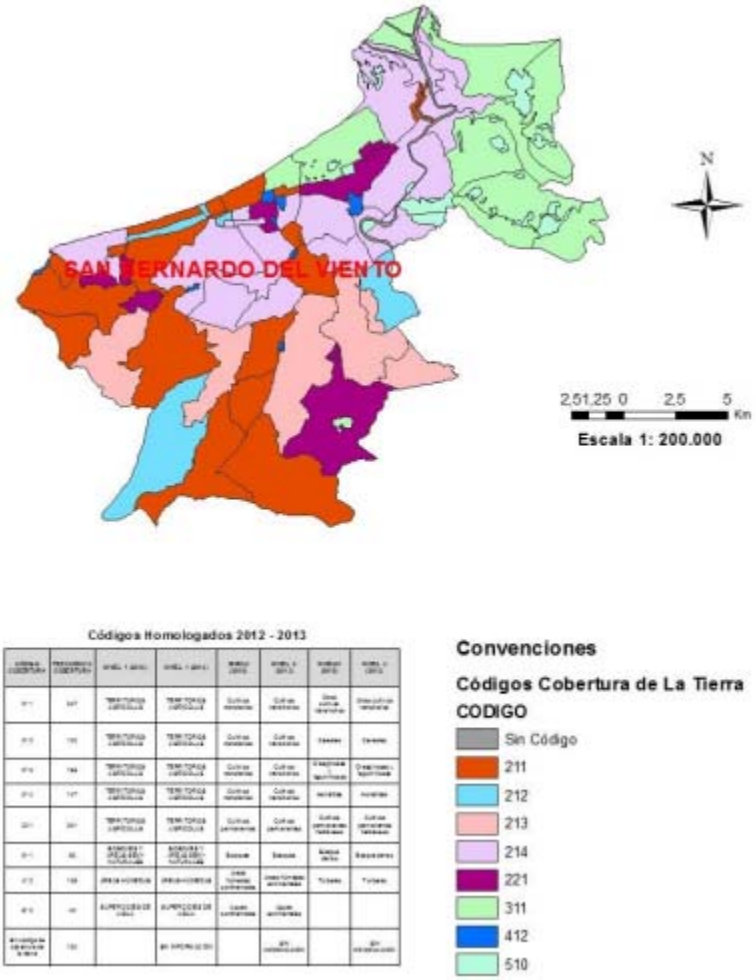


Ilustración 3: Mapa de cobertura del suelo, municipio de San Bernardo del Viento, departamento de Córdoba (Fuente: Ministerio de Agricultura y Desarrollo Rural y Corporación Colombia Internacional, 2012)

5.5 Uso del suelo

De acuerdo con IGAC (2008),4 el municipio de San Bernardo del Viento, tiene una vocación de uso del suelo destinada a actividades agrícolas (89%), donde predominan las áreas con vocación para el establecimiento de cultivos transitorios semi intensivos que ocupa una superficie de 797,08 ha. Sólo un 4% del municipio se encuentra con una vocación de uso forestal, orientada hacia la protección - producción.

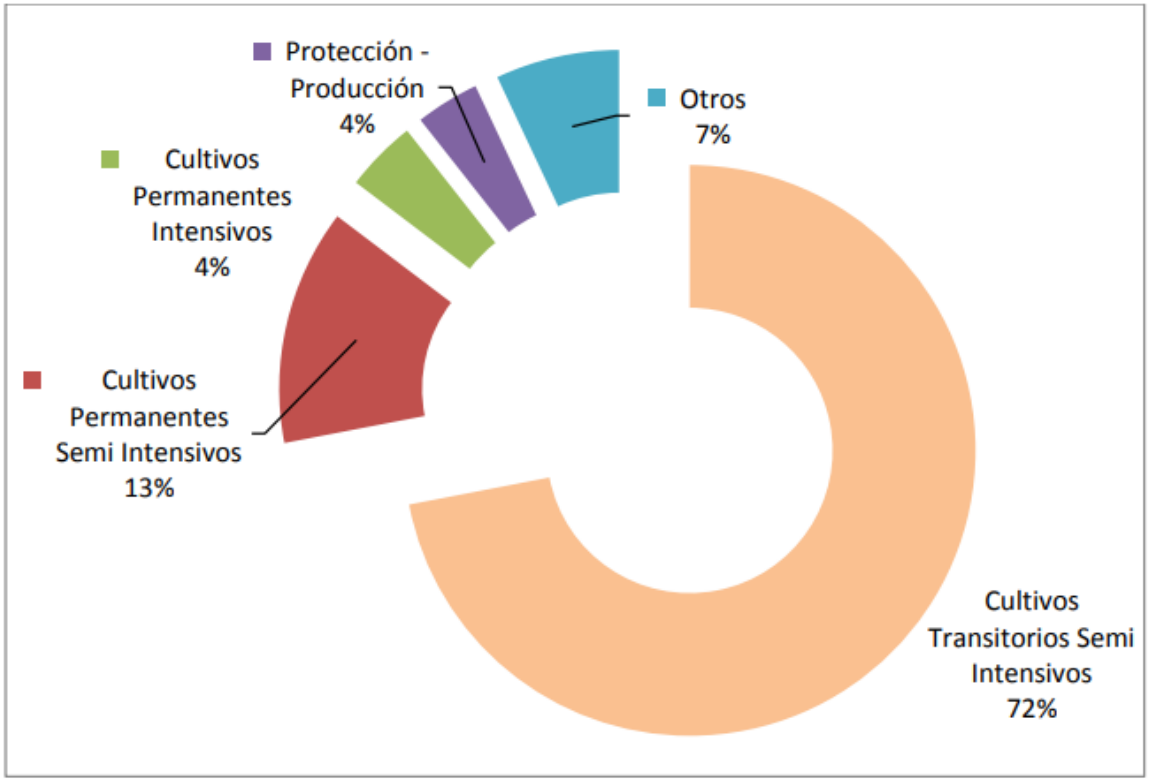


Ilustración 4: Distribución del área en porcentaje de la vocación de uso del suelo en el municipio de San Bernardo

Fuente: IGAC 2008.

6. CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La influencia de este proyecto se localiza en la vereda la playita aproximadamente a 1,4 Km del casco urbano de San Bernardo; en la margen izquierda de este municipio, como se muestra en la siguiente imagen.



Ilustración 5: Área de del proyecto. Fuente: Google Earth.

Ubicando las obras de mitigación y protección justamente en los meandros del rio Sinú, en los cuales se presenta la siguiente problemática.

- Procesos erosivos severos de la ribera del rio Sinú.
- Inundaciones constantes
- Proliferación de enfermedades cutáneas y respiratorias.
- Población afectada: 2523 habitantes de la margen izquierda del Municipio.
- Deterioro y perdida de la infraestructura fisca Pública y privada por humedades.



Se identificaron los parámetros hidrológicos de la cuenca en San Bernardo como desnivel altitudinal, longitud de la cuenca, coeficiente de forma, coeficiente de compacidad, ancho máximo de la cuenca, índice de alargamiento, coeficiente de masividad, clase de orden de corrientes, longitud de drenajes, densidad de drenajes, longitud del curso principal, altura máxima del curso principal, altura mínima del curso principal y pendiente del cauce principal. Y parámetros de forma, como longitud, pendiente, cota más alta, cota más baja y perímetro.

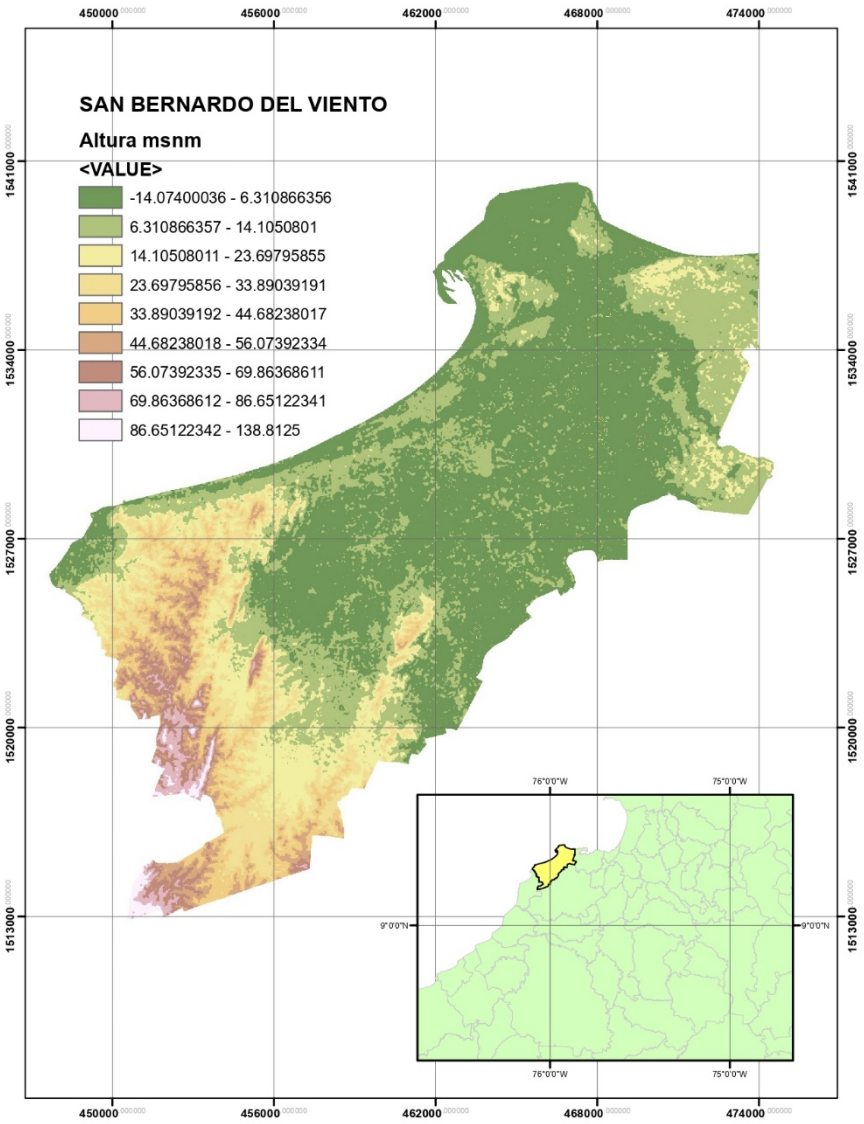


Ilustración 6: Modelo digital de elevación cuenca San Bernardo del Viento

Se genero un modelo digital de elevación, este modelo presenta los puntos de elevación más altos y el más bajo con el fin de determinar y analizar la dirección de los flujos originados por la escorrentía superficial producto de las precipitaciones. Se examino la dirección del flujo en condiciones habituales, como se puede observar la zona verde es la más baja característica notable en la topografía de San Bernardo por estar prácticamente al nivel del mar, los puntos más altos están en la zona sur del municipio. La escorrentía se está produciendo de arriba hacia abajo para efectos de la imagen, la cota

máxima presenta una elevación de 138.81 m y la cota mínima con una elevación de -14.07 m.

7.1 Análisis morfométrico de la cuenca

Se obtuvieron los parámetros de forma, como longitud, pendiente, cota más alta, cota más baja y perímetro. Y otros parámetros como: desnivel altitudinal, longitud de la cuenca, coeficiente de forma, coeficiente de compacidad, ancho máximo de la cuenca, índice de alargamiento, coeficiente de masividad, clase de orden de corrientes, longitud de drenajes, densidad de drenajes, longitud del curso principal, altura máxima del curso principal, altura mínima del curso principal y Pendiente del cauce principal.

Datos de la cuenca		
Geometría		
Área	Km²	317.70
Perímetro	km	115.35
Ancho máximo	km	15.40
Longitud	km	30.1
Valores de las Cotas		
Cota mínima	msnm	-14.074
Cota Máxima	msnm	138.813
Coordenadas		
Centroide X	m	9.34
Centroide Y	m	-75.94
Altitudes de la cuenca		
Altitud Media	msnm	14.369
Altitud más frecuente	msnm	3.4
Pendiente de la cuenca		
Pendiente de la cuenca	%	6.59
Hidrografía		
Longitud del Cauce Principal	km	22.22
Orden de la red Hídrica	Adimensional	5
Longitud de la red Hídrica	km	525.73
pendiente promedio de la red hídrica	%	0.0000017246

Parámetros Geomorfológicos de la cuenca			
Nombre del Parámetro	**Símbolo**	**Valor**	**Unidad**
Factor Forma	F	0.35	S/N
Índice de Gravelious (Compacidad)	K	1.81	S/N
Rectángulo Equivalente (Lado Mayor)	L	51.43	km
Rectángulo Equivalente (Lado Menor)	l	6.18	km
Densidad de Drenaje	Dd	1.65	u/km²

Tabla 1: Parámetros morfométricos de la Cuenca.

8. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Realizar el análisis hidrológico implica tener presente las limitaciones y condiciones de la metodología; esto garantiza unas herramientas de desarrollo adecuadas para el manejo de datos confiables, como la relación lluvia escorrentía en la cuenca de estudio.

El presente informe está estructurado de la siguiente manera, la primera parte consiste en la recopilación de datos necesarios, la segunda parte en la descripción teórica de los métodos utilizados y la aplicación de la metodología sobre la cuenca y por último se analizan los resultados y se define el caudal de diseño.

9. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES

9.1 Recopilación de información relevante

A fin de recopilar información necesaria para el estudio hidrológico, se recurrió a entidades como el IDEAM, el cual nos proporcionó los registros pluviométricos de la estación meteorológica más cercana.

Estación	El limón
Código	[130710]
Longitud	-75,94
Latitud	9,34
Categoría	Pluviométrica
Departamento	Córdoba
Municipio	San bernardo del viento

Tabla 2: Datos estación pluviométrica.

Se tomo el registro de precipitaciones diarias máximas desde el año 1969 hasta el 2017, para el cual se seleccionaron las precipitaciones máximas anuales. A continuación, los datos de precipitaciones anuales máximas en mm.

Año	Prec.Máx (mm)
1969	103
1970	80
1971	100
1972	118
1973	85.34
1974	140
1975	116
1976	115
1977	88
1978	140
1979	97
1980	123

Año	Prec.Máx (mm)
1981	115
1982	107
1983	100.76
1984	130
1985	150
1986	83
1987	105
1988	58
1989	100
1990	87
1991	140
1992	100

Año	Prec.Máx (mm)
1993	105
1994	80
1995	90
1996	75
1997	125
1998	90
1999	61.77
2000	55
2001	136
2002	90
2003	124.13
2004	116

Año	Prec.Máx (mm)
2005	54
2006	80
2007	40
2008	108
2009	109.53
2010	135
2011	99
2012	118
2013	78
2014	60
2015	58
2016	128.35
2017	70.16

Tabla 3: Registro de precipitaciones máximas anuales.

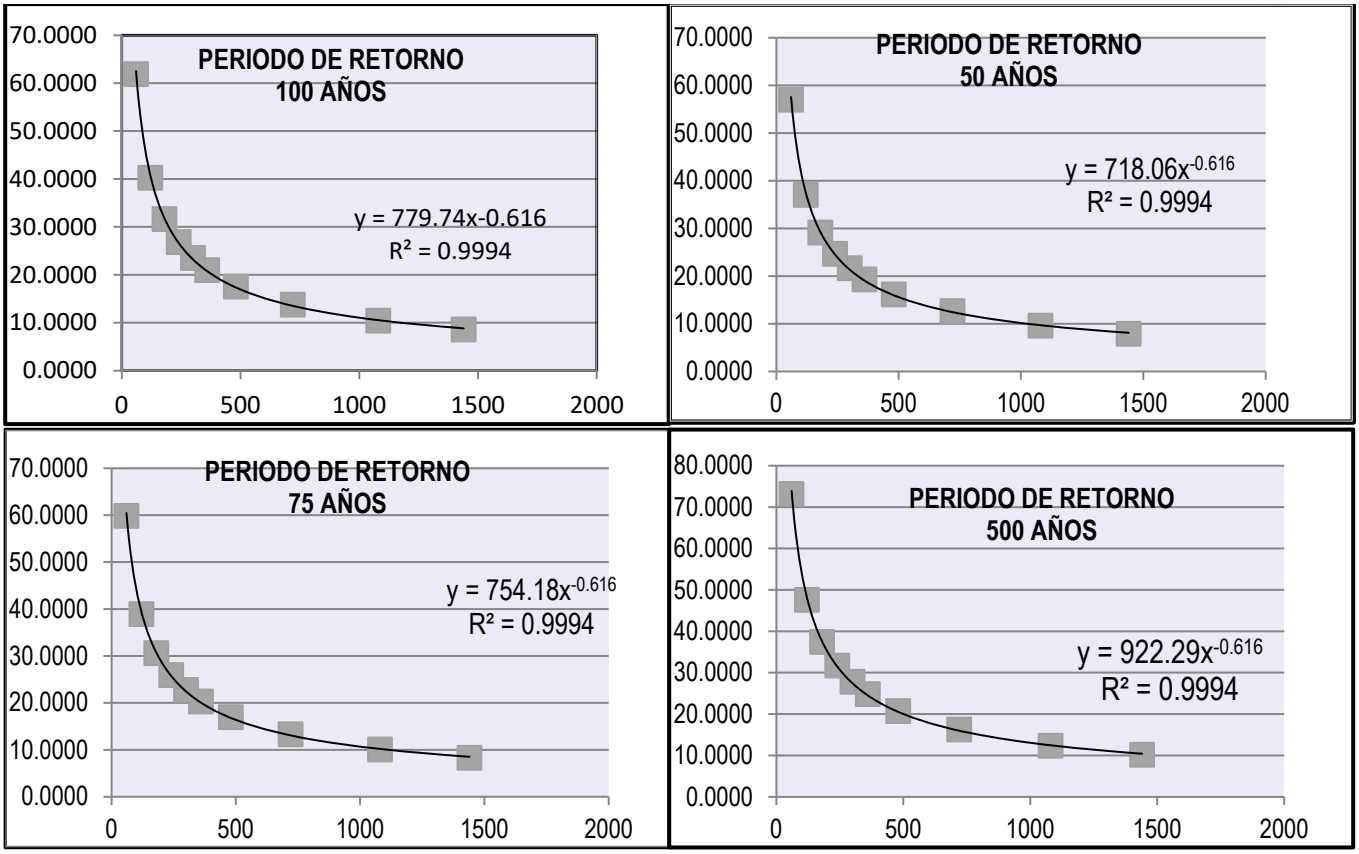
El uso de las curvas IDF sirven para la estimación de crecidas de cuencas hidrográficas que tienen tiempos de concentración pequeños o de pequeña duración, y su utilidad principal es poder estimar la intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en un lugar que poseen fluviógrafos totalizadores que entregan precipitaciones diarias. La metodología para la elaboración de las curvas fue a través de Microsoft Excel, con el cual se pudo procesar los datos y aplicar la metodología seleccionada.

La distribución de datos de Gumbel aplicada para ingeniería fue el procedimiento ejecutado para alcanzar las curvas IDF de los datos pluviométricos de la estación. Primero se realizó una desviación estándar de los datos que se utiliza para cuantificar la dispersión o variación de los datos.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(x_i - \overline{x})^2}{N-1}}.$$

Ecuación 1: Desviación estándar

Y se procedió con la conformación de las curvas IDF hallando así la intensidad para diferentes periodos de retorno. Se gráfico duración en minutos vs intensidad en mm/hr.



Gráfica 1: Intensidad vs duración, con diferentes periodos de retorno.

A través de la construcción de estas curvas podemos obtener la ecuación de la intensidad, La intensidad de la lluvia es la razón de incremento de la altura que alcanza la lluvia respecto al tiempo, es necesario evaluar la intensidad de la lluvia en diferentes periodos de retorno para analizar el comportamiento de este fenómeno durante varios años.

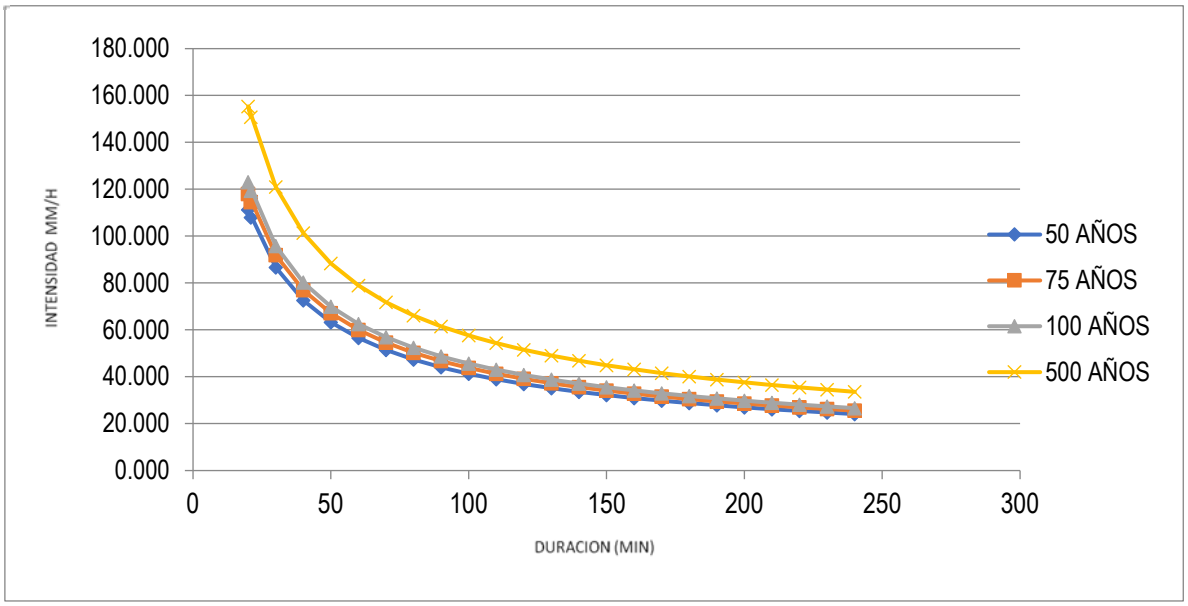
$$I = P_{(mm)} / t_{duración\ (hr)}$$

$$I = 399.53 * T^{(0.1449)} / t^{(0.616)}$$

Ecuación 2: Intensidad de la lluvia en San Bernardo del viento.

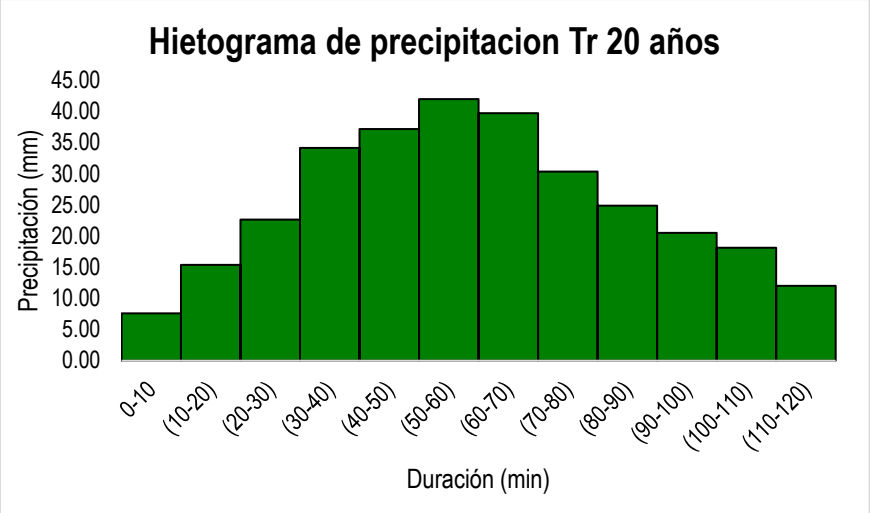
Al obtener la ecuación para generar las curvas IDF el resultado de los valores es el siguiente:

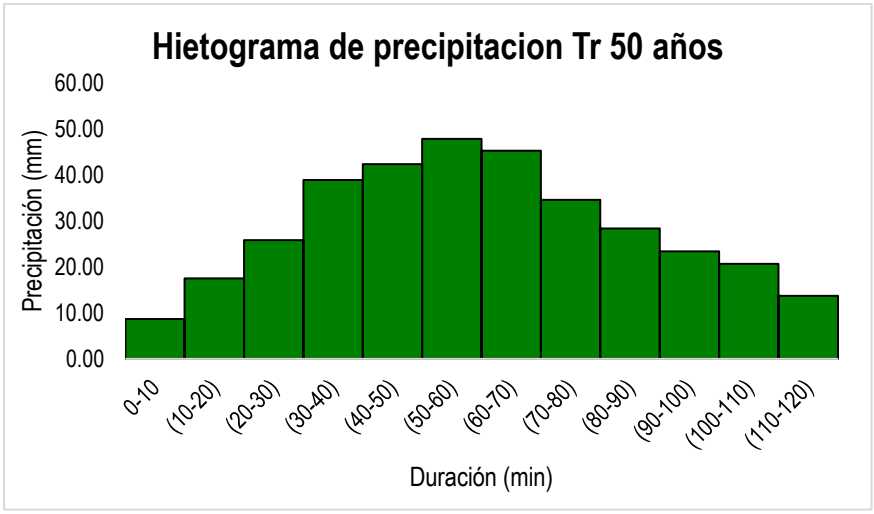
9.2 Curvas IDF generadas.

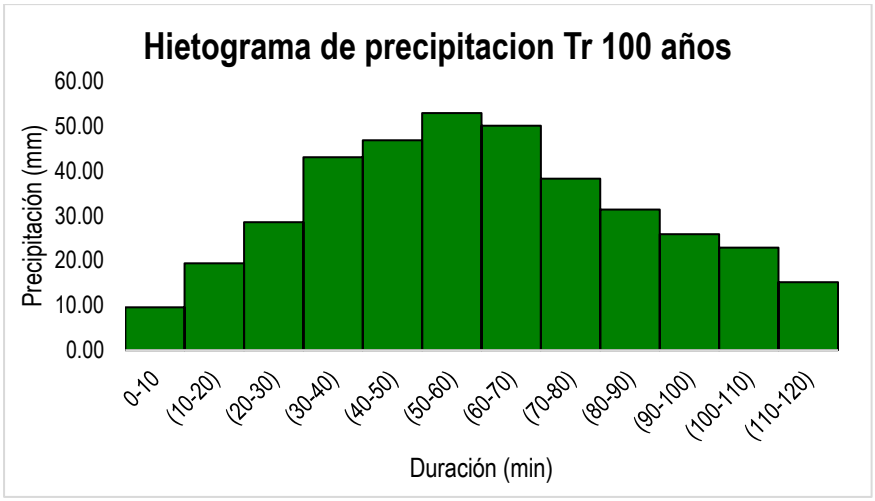


Gráfica 2: Curvas intensidad - Duración - Frecuencia Estación el limón.

Así mismo se obtuvieron los hietogramas de precipitación para varios periodos de retorno, cabe destacar que los fenómenos de precipitación y las intensidades de lluvia influyen directamente en la conformación de cuencas y la variación de caudales en distintos cauces, por lo que es importante considerar que los estudios realizados no representan un valor exacto, sino que pueden variar por la variabilidad temporal de las precipitaciones marcadas por la climatología de la región. La zona anualmente está controlada por el movimiento cíclico de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT) y la dominancia de dos chorros superficiales contrarios, el chorro de San Andrés y el chorro del Chocó (Poveda, 1998); es decir estos dos chorros controlan la climatología de la cuenca del rio Sinú y en consecuencia el área de influencia del proyecto.


Hietograma de precipitacion Tr 20 años
Precipitación (mm)
45.00
40.00
35.00
30.00
25.00
20.00
15.00
10.00
5.00
0.00
0-10
(10-20)
(20-30)
(30-40)
(40-50)
(50-60)
(60-70)
(70-80)
(80-90)
(90-100)
(100-110)
(110-120)
Duración (min)


Hietograma de precipitacion Tr 50 años
Precipitación (mm)
60.00
50.00
40.00
30.00
20.00
10.00
0.00
0-10
(10-20)
(20-30)
(30-40)
(40-50)
(50-60)
(60-70)
(70-80)
(80-90)
(90-100)
(100-110)
(110-120)
Duración (min)



Gráfica 3: Hietogramas de precipitación.

10. CAUDAL DE DISEÑO CUENCA DEL RIO SINÚ

10.1 Área de drenaje

La cuenca hidrográfica es un área de captación natural del agua de precipitación de la lluvia que hace converger los escurrimientos hacia un único punto de salida. Este punto de salida es denominado exutorio. Una cuenca hidrográfica está compuesta por un conjunto de superficies vertientes constituidas por la superficie del suelo y de una red de drenaje formada por los cursos de agua que confluyen hasta llegar a un lecho único en el punto de salida.

Para realizar el modelamiento hidrológico fue necesario evaluar y determinar que ríos, caños o quebradas aportan a la condición de flujo del Rio Sinú.

El rio Sinú Nace en el Nudo del Paramillo, en el departamento de Antioquia, y desemboca en Boca de Tinajones, en la bahía de Cispatá, en el mar Caribe. Con una extensión de 415 km, es el tercer río más importante de Colombia en la vertiente del Caribe, después de los ríos Magdalena y Cauca. En sus 13700 Km^2, comprende 16 municipios cordobeses entre los cuales tenemos: Tierralta, Montelíbano, Valencia, Planeta Rica, Montería, Canalete, Cereté, San Carlos, Ciénaga de Oro, San Pelayo, Cotorra, Sahagún, Chinú, San Andrés de Sotavento, Chimá, Momíl, Purísima, Lorica, San Bernardo del Viento y San Antero; en el Departamento

de Sucre, Sampués y Sincelejo y en el Departamento de Antioquia el municipio de Ituango. La cuenca del rio Sinú también se divide en sub zonas hidrográficas, Alto San Jorge, Alto Sinú (Urrá), Bajo Sinú y Medio Sinú con un área total de cuenca de 4200 Km^2; mostrados en la siguiente ilustración.

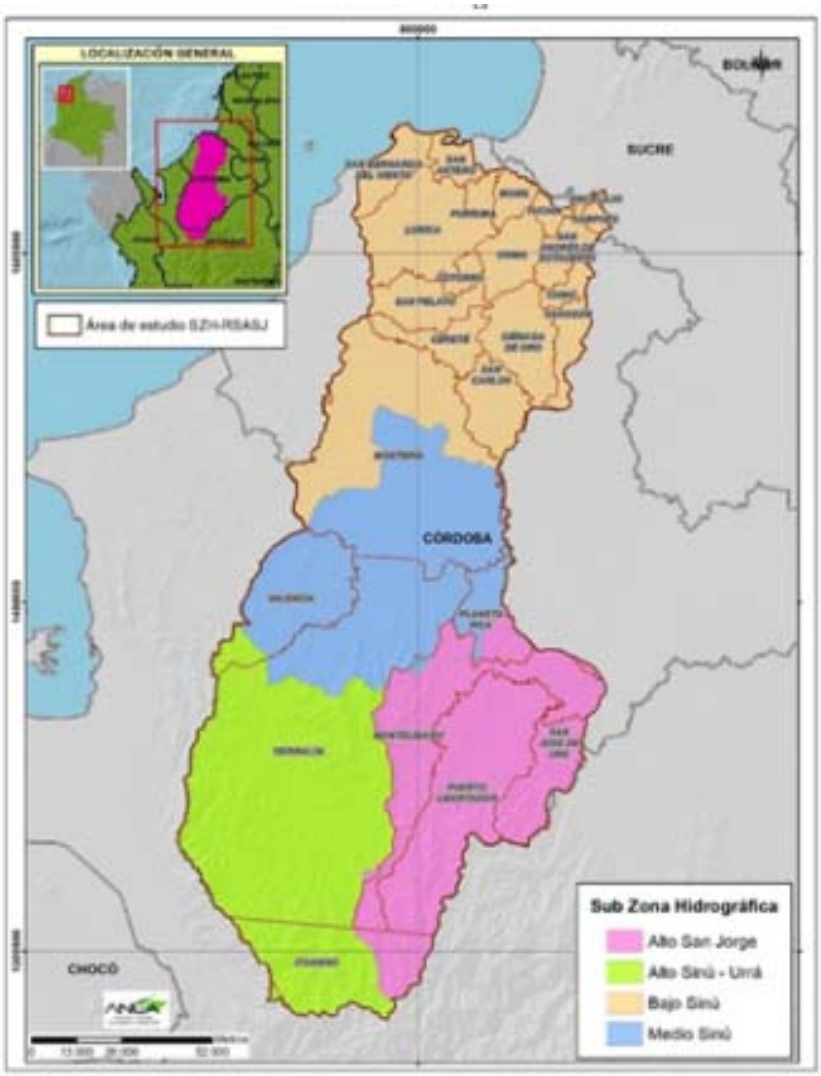


Ilustración 7: Sub zonas hidrográficas, cuenca del rio Sinú fuente: ANLA 2018

10.2 Características de la cuenca del rio Sinú

- La cuenca hidrográfica del río Sinú ocupa un área de 1´395.244 hectáreas que representa el 55.7 % del territorio del Departamento de Córdoba, el cual tiene un área

de 2´506.822 hectáreas y en ella se localiza cerca del 76.2 % de la población total del Departamento.

- La cuenca hidrográfica del río Sinú tiene 41.772,6 ha en cultivos transitorios; más 292.066,0 hectáreas en semipermanentes y permanentes. (CVS, 2006-2019)

- En el caso del complejo lagunar del Bajo Sinú, en relación a los impactos generados por la hidroeléctrica Urrá I, el estudio realizado por CVS-UNAL [2005], manifiesta un cambio en la variabilidad del régimen de caudales del río Sinú. (CVS, 2006-2019)

- En la cuenca del Sinú existen tres acuíferos importantes: Betulia, Depósitos Aluviales del Río Sinú y El Cerrito. (CVS, 2006-2019).

10.3 ANÁLISIS DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

La realización del análisis estadístico de contó con los registros históricos de caudales máximos anuales de las estaciones la doctrina y cocota abajo.

Estación	La doctrina	Estación	Cocota Abajo
Código	[13077040]	Código	[13077060]
Longitud	-75,89	Longitud	-75,83
Latitud	9,30	Latitud	9,22
Categoría	Limnimétrica	Categoría	Limnigráfica
Departamento	Córdoba	Departamento	Córdoba
Municipio	Lorica	Municipio	Lorica

Tabla 4: Estaciones Limnimétricas.

Con el fin de obtener datos más acertados y la frecuencia de ocurrencia de estos, se procede a emplear distintos métodos en los cuales tenemos: Distribución Gumbel y Distribución Log Pearson III, aplicados a cada uno de los datos y posterior a esto escoger el que más se ajuste a la frecuencia de ocurrencia de caudales.

10.3.1 Distribuciones de probabilidad de valores máximos

Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas. Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana). (Invias, 2009)

10.3.2 Distribución de probabilidad de Gumbel

Es una función de probabilidad utilizada usualmente para valores máximos aleatorios sacados de poblaciones suficientemente grandes.

$$P(x \leq xi) = e^{-eyi}$$

Donde:

xi: Variable aleatoria.

e: Base de los logaritmos neperianos

yi: Variable reducida

Tomando la solución de ajuste a esta distribución de probabilidad por medio del método de los momentos (se debe hacer notar que existen otros métodos de ajuste a ésta y a distribuciones probabilísticas existentes, como el de máxima verosimilitud, el de momentos ponderado y el de mínimos cuadrados), se tiene:

$$yi = a\,(xi - xf)$$

$$a = Sn / S$$

$$Xf = (\text{promedio } X) - S\,Yn / Sn$$

Donde:

Promedio X: Promedio aritmético de la muestra

S: Desviación estándar o típica de los datos de la muestra.

Xi: Datos de la muestra, desde "i" igual a uno (1) hasta "n".

Yn, Sn: Media y desviación estándar de la variable reducida "y". Dependen del número de años de registros de la muestra "n".

Xf, a: Parámetros que dependen del número de años de la muestra y de Yn, Sn, X y S.

La función teórica de probabilidad de Gumbel posee un coeficiente de asimetría o sesgo Cs igual 1.139. Esto significa que, si los datos de una muestra se ajustan a esta distribución, su coeficiente de asimetría debe estar cercano a este valor. Para el caso de esta distribución de probabilidad de Gumbel, para calcular la recta de mejor ajuste de los datos históricos, en el método de momentos se utilizan

las características estadísticas de la muestra, como media y desviación típica, y se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación (que, a su vez, está ligada a la probabilidad) para el cálculo de la recta de mejor ajuste, la cual es graficada en papel probabilístico. (Invias, 2009).

10.3.3 Distribución de probabilidad log-Pearson tipo III

Benson (1968) reportó un método de análisis de frecuencias basado en la distribución log-Pearson tipo III (método factor de frecuencia), que se obtiene cuando se usan los logaritmos de los datos observados xi junto con la distribución probabilística Pearson tipo III. Este método se puede aplicar de la siguiente manera:

- Se transforman las n magnitudes de los valores máximos anuales hidrológicos xi a sus valores logarítmicos (base 10) yi:

$$yi = \text{Log } Xi \text{ , para } i = 1, 2, 3, \ldots, n$$

- Se calcula la media de los logaritmos, Y:

$$Y = \sum n\ i=1\ (yi / n)$$

- Se calcula la desviación típica de los logaritmos, Sy:

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^{n} (y_i - \overline{Y})^2}{n - 1}}$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=0}^{n} (y_i - \overline{Y})^3}{(n - 1)(n - 2) S_y^3}$$

- Se calcula el valor de la variable transformada y para un periodo de retorno T:

$$YT = Y + Sy\ KT$$

10.3.4 Evaluación de la metodología con los datos de estaciones.

Registro de caudales máximos anuales del rio Sinú.

Tabla 5: Datos limnimetricos, estación Cocota abajo.

Cocota Abajo		Q Mayor a menor
Año	Q (m3/s)	
1992	718	837
1993	636.4	769.5
1994	673	752.6
1995	725	739.45
1996	752.6	729
1997	643.6	725
1998	626.4	718
1999	729	675.5
2000	633.4	673
2001	641.9	670
2002	739.45	662.6
2003	837	643.6
2004	601.8	641.9
2005	675.5	636.4
2006	670	634.1
2007	591.2	633.4
2008	634.1	626.4
2009	769.5	616.1
2010	662.6	601.8
2011	616.1	591.2
2012	585.8	585.8

Tabla 6: Datos limnimetricos, estación la doctrina

La doctrina		Q Mayor a menor
Año	Q (m3/s)	
1992	606.7	806
1993	599.7	804
1994	733.6	762
1995	616.1	733.6
1996	630.2	710
1997	531.8	696
1998	610.6	694
1999	691.9	691.9
2000	710	690
2001	679.3	685.7
2002	690	681.4
2003	685.7	681.4
2004	681.4	679.3
2005	694	677.1
2006	677.1	666.3
2007	804	630.2
2008	762	616.1
2009	681.4	610.6
2010	806	606.7
2011	696	599.7
2012	666.3	531.8

Distribución de Gumbel, para las estaciones seleccionadas.

A continuación, la aplicación del **método de distribución de Gumbel** para las dos estaciones a evaluar. Las siguientes tablas muestran el resultado de los caudales proyectados con diferentes tiempos de retorno por este método. La probabilidad teórica (%) representa la ocurrencia de los eventos, es decir, los periodos de retorno presentados en porcentaje.

Tabla 7: Caudales de diseño, Cocota Abajo.

Probabilidad teórica %	Tr (años)	y	Qd (m3/s)
0.01	10000	9.21	1115.81
0.1	1000	6.91	998.06
0.5	200	5.30	915.67
1	100	4.60	880.10
3	33.33333	3.49	823.41
5	20	2.97	796.76
10	10.0	2.25	759.96
20	5	1.50	721.59
25	4	1.25	708.60
30	3.333333	1.03	697.61
40	2.5	0.67	679.24
50	2	0.37	663.64
60	1.67	0.09	649.37
70	1.428571	-0.19	635.41
75	1.33	-0.33	628.20
80	1.25	-0.48	620.57
90	1.111	-0.83	602.26
95	1.053	-1.10	588.80
97	1.031	-1.25	580.75
99	1.010	-1.53	566.82
99.9	1.001	-1.93	546.09

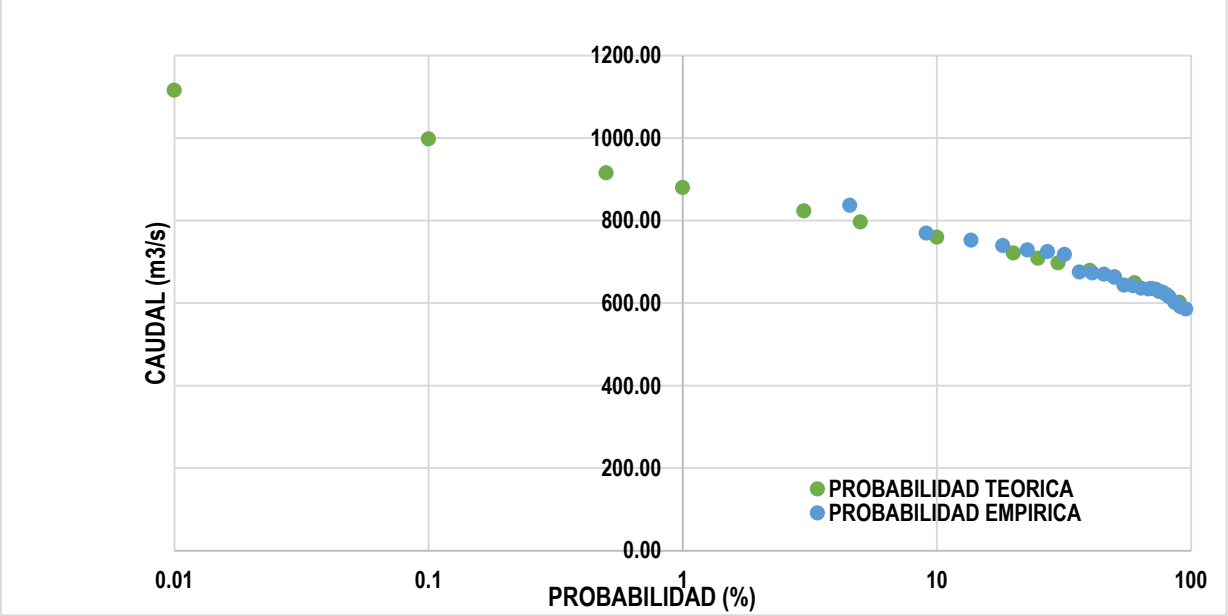
Tabla 8: Caudales de diseño, la doctrina.

Probabilidad teórica %	Tr años	y	Qd (m3/s)
0.01	10000	9.21	1124.95
0.1	1000	6.91	1005.92
0.5	200	5.30	922.64
1	100	4.60	886.68
3	33.33333	3.49	829.38
5	20	2.97	802.44
10	10.0	2.25	765.24
20	5	1.50	726.46
25	4	1.25	713.33
30	3.333333	1.03	702.22
40	2.5	0.67	683.65
50	2	0.37	667.88
60	1.67	0.09	653.45
70	1.428571	-0.19	639.34
75	1.33	-0.33	632.05
80	1.25	-0.48	624.34
90	1.111	-0.83	605.83
95	1.053	-1.10	592.23
97	1.031	-1.25	584.09
99	1.010	-1.53	570.01
99.9	1.001	-1.93	549.05

Se evaluó la probabilidad real de ocurrencia de los datos de caudal con cada estación y por medio de la distribución del Gumbel se grafican los datos reales de caudal vs la proyección teórica en distintos periodos de retorno, para la cual se obtienen los siguientes resultados.

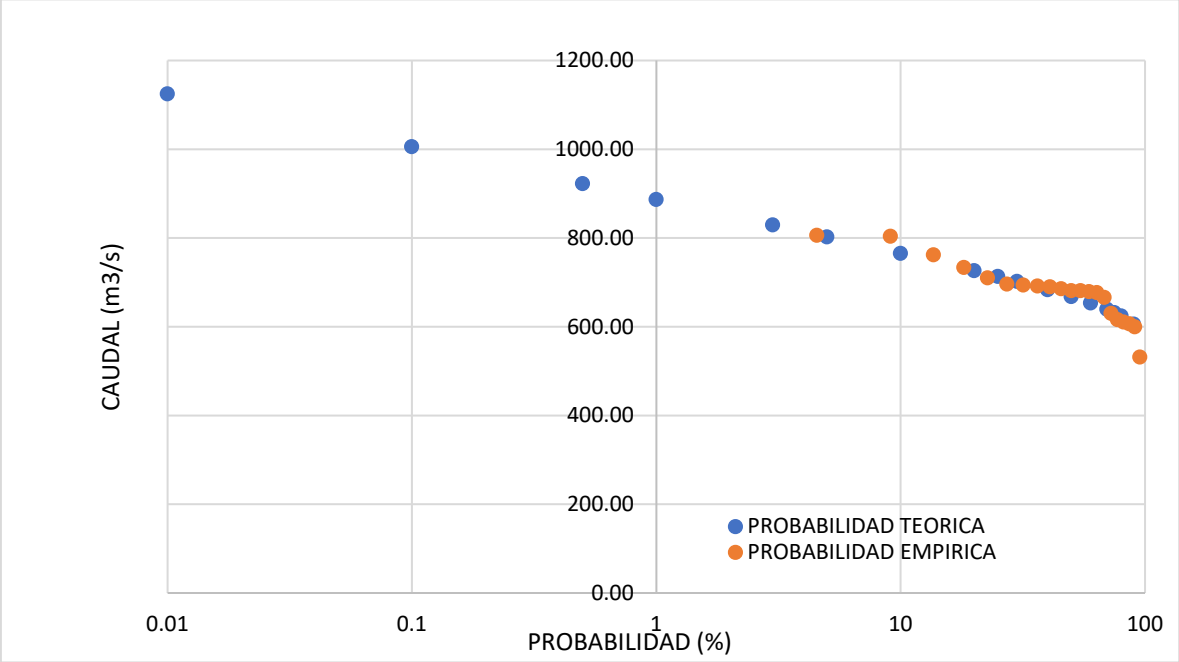
Para las cuales se pueden inferir que entre más cercana este la probabilidad teórica a los datos de caudales reales (probabilidad empírica) más aceptable es el resultado de la proyección de caudales.

- **Distribución de Gumbel para datos de la estación Cocota Abajo.**



Gráfica 4: Distribución de Gumbel, Estación Cocota Abajo.

- **Distribución de Gumbel para datos de la estación La Doctrina.**



Gráfica 5: Distribución de Gumbel, estación La doctrina.

Distribución de Log Pearson III, para las estaciones seleccionadas

Tabla 9: Caudales de diseño, La doctrina.

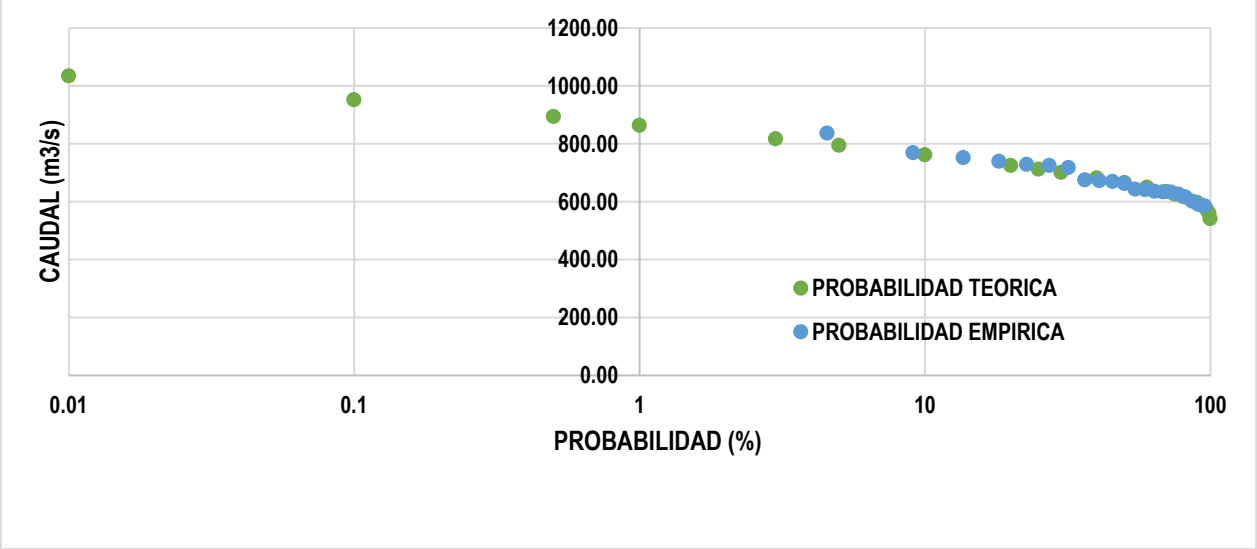
Prob.teorica %	Tr años	Qd m3/s
0.01	10000	925.24
0.1	1000	883.49
0.5	200	849.04
1	100	833.14
3	33.3	803.32
5	20	787.42
10	10	763.56
20	5	734.41
25	4	723.15
30	3.33	713.21
40	2.5	695.32
50	2	678.75
60	1.67	662.19
70	1.43	644.30
75	1.33	634.36
80	1.25	623.09
90	1.11	593.94
95	1.05	570.09
97	1.03	554.18
99	1.01	524.37
99.9	1.001	474.01

Tabla 10:Caudales de diseño, Cocota abajo.

Prob.teorica %	Tr años	Qd m3/s
0.01	10000	1034.92
0.1	1000	952.33
0.5	200	894.64
1	100	863.83
3	33.3	817.29
5	20	795.01
10	10	762.23
20	5	725.53
25	4	712.42
30	3.33	701.27
40	2.5	682.26
50	2	665.88
60	1.67	650.14
70	1.43	635.07
75	1.33	626.55
80	1.25	618.68
90	1.11	597.71
95	1.05	583.94
97	1.03	574.76
99	1.01	560.34
99.9	1.001	541.99

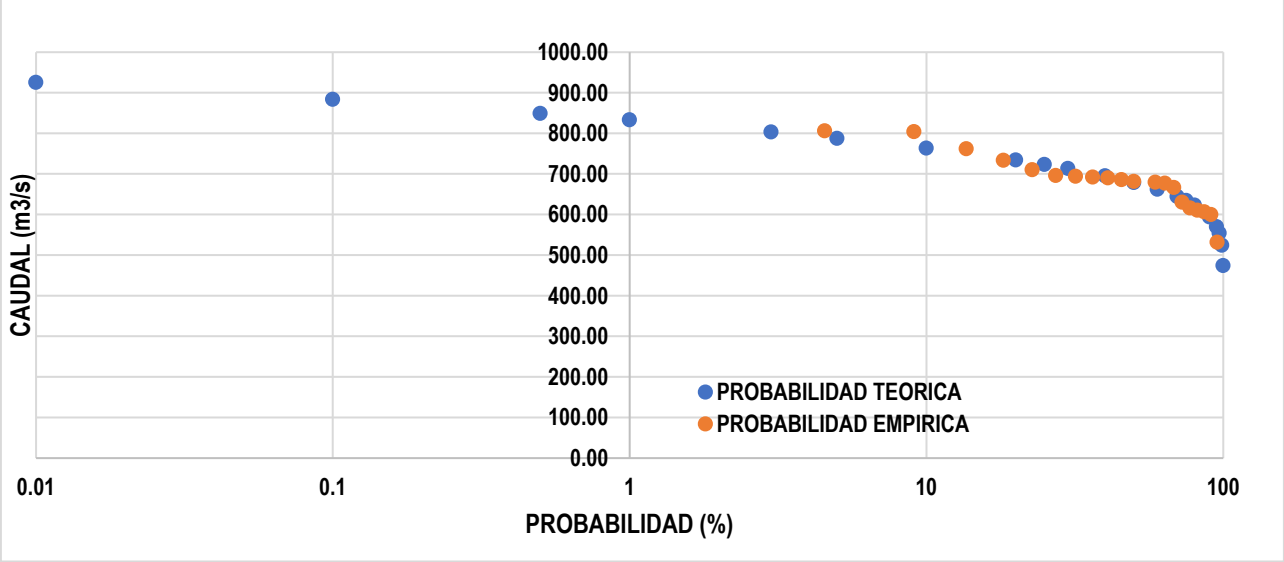
Se obtuvieron los caudales de diseño con diferentes tiempos de retorno con la distribución de Pearson III (tablas 9-10) y también las gráficas de ajuste de condiciones teóricas y reales para cada estación; mostradas a continuación resaltando que entre más se asemejen los puntos de probabilidad teórica a la probabilidad empírica se obtienen mejores resultados.

- **Distribución de Log Pearson III para datos de la estación Cocota Abajo.**



Gráfica 6: Distribución de Pearson III, estación Cocota abajo.

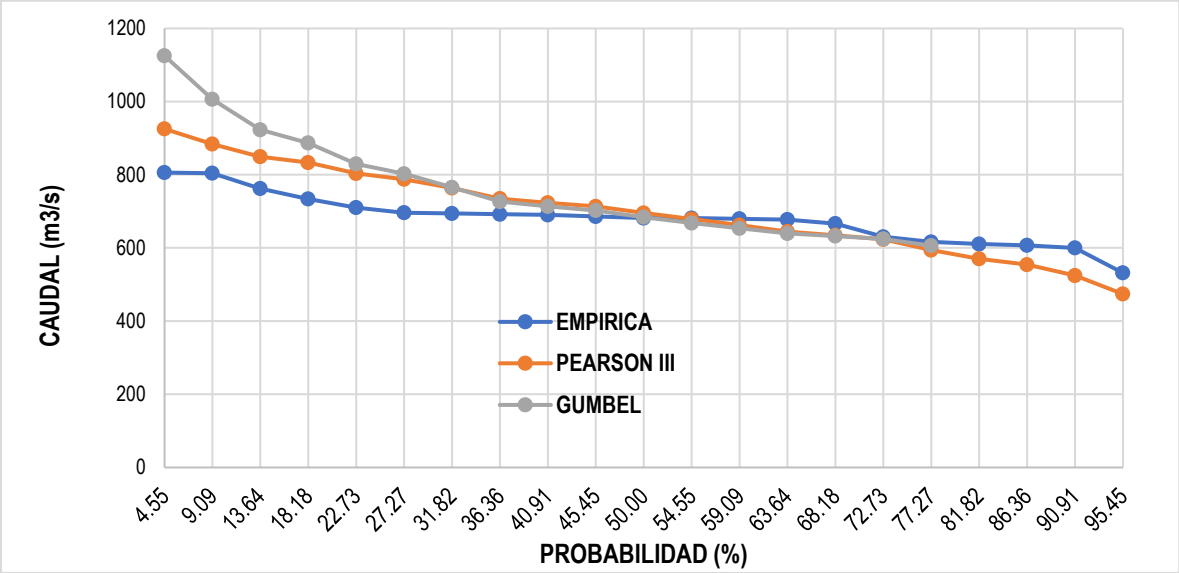
- **Distribución de Log Pearson III para datos de la estación La Doctrina.**



Gráfica 7: Distribución de Pearson, estación la doctrina.

Se realizo un análisis entre los dos métodos de distribución y sobre los datos y características de la estación, por lo que el método más acertado y que más se ajusta a los indicadores reales de caudal es el de Log Pearson III, así mismo se seleccionaron los datos de la estación la doctrina por estar más cerca al punto de estudio. En la siguiente grafica podemos observar los dos métodos evaluados con

los datos de la estación de la doctrina y podemos verificar que la metodología de Pearson se acerca más a las condiciones reales del cauce.



Gráfica 8: Evaluación de métodos de distribución de caudales.

Finalmente, los datos de caudal resultantes para distintos periodos de retorno son los siguientes:

Tabla 11: Caudales de diseño, con diferentes tiempos de retorno.

Tr años	Qd m3/s
10000	925.24
1000	883.49
200	849.04
100	833.14
33.3	803.32
20	787.42
10	763.56
5	734.41
4	723.15
3.33	713.21
2.5	695.32
2	678.75
1.67	662.19
1.43	644.30
1.33	634.36
1.25	623.09
1.11	593.94
1.05	570.09
1.03	554.18
1.01	524.37
1.001	474.01

11 ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SECTOR LA PLAYITA EN LAS RIBERAS DEL RIO SINU.

El modelo seleccionado para la simulación hidráulica fue el programa HEC-RAS (River Analysis System del Hydrologic Engineering Center del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos). Este modelo unidimensional se basa en el cálculo de Flujo Gradualmente Variado (FGV) mediante la solución de la ecuación de energía en una dimensión. Considera las pérdidas de energía producto de la fricción a lo largo del cauce y de procesos de expansión y contracción del flujo. Para casos de Flujo Rápidamente Variado (FRV), como saltos hidráulicos, confluencias y flujo en puentes el modelo incorpora la solución de la ecuación de momentum del flujo. (Porras, 2013).

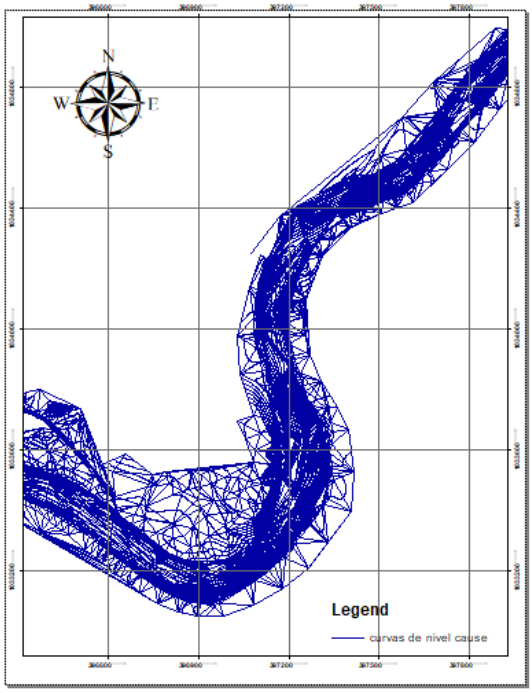


Ilustración 8: Curvas de nivel, sección del cauce.

El uso de un modelo hidráulico unidimensional como el RAS es suficiente y adecuado para estimar las características del flujo, en particular los niveles para los caudales de diseño y los parámetros hidráulicos relacionados con los cálculos de socavación e inundación.

Para generar este modelo primero se tomaron los datos de topografía realizados previamente de un tramo de 3300 m. La longitud del tramo fue definida en función de las características hidráulicas del río y resultó suficiente para el modelado hidráulico. A partir de este modelo topográfico se generaron una serie de perfiles perpendiculares al cauce y el levantamiento de una nube de puntos en las inmediaciones del río, se elaboró un plano topográfico detallado con las curvas de nivel y un modelo digital de elevación de la zona.

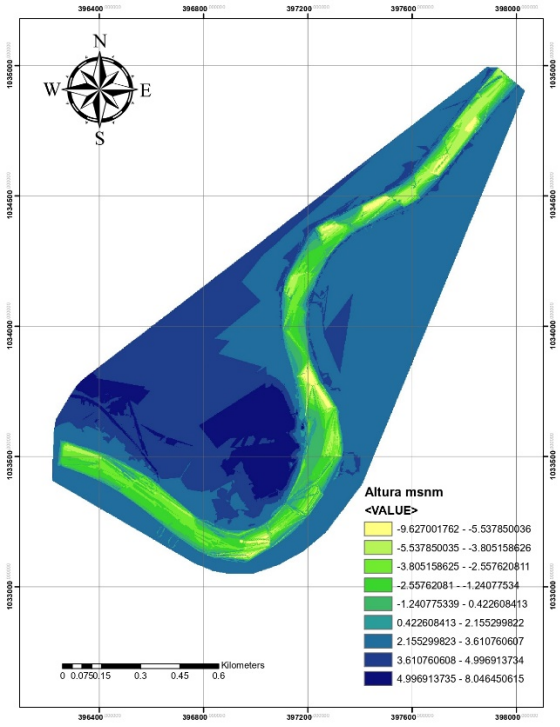


Ilustración 9: Modelo digital de elevación de la sección de estudio.

El modelo que se realizó en HEC-RAS requirió de la inclusión de la geometría de las secciones transversales, a partir de las cuales se obtuvieron parámetros hidráulicos de las secciones para el cálculo de las condiciones de flujo analizadas. Para lograr una correcta aplicación del modelo unidimensional, se utilizaron secciones transversales espaciadas y detalladas a cada 50 metros aproximadamente, con una extensión media de 100 m a cada lado del eje del río, eje central del rio y las riberas laterales en cada margen además un área extra de posible inundación. En total, 55 secciones transversales conformaron el modelo hidráulico. La siguiente ilustración muestra la planta del modelo en el programa HEC-RAS, con la ubicación de las secciones transversales.

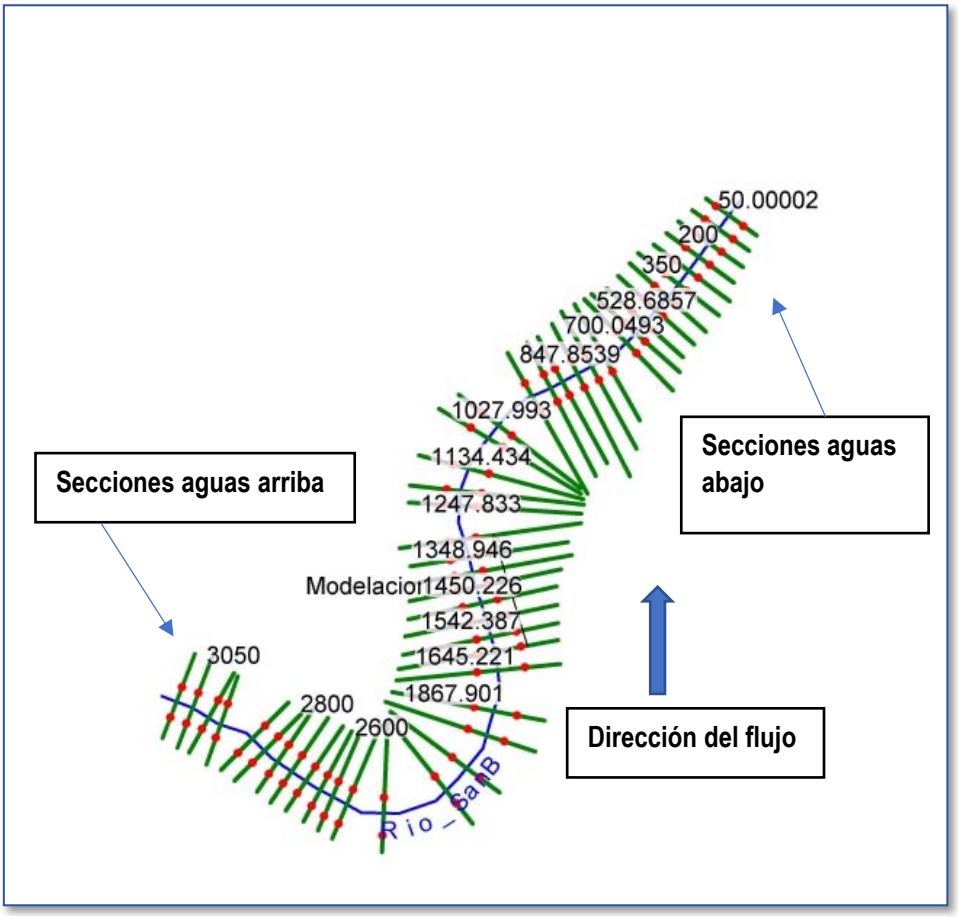


Ilustración 10:: Vista en planta de secciones transversales del cauce.

Perspectiva X-Y-Z RIO Sinú, sector la Playita en san Bernardo del Viento

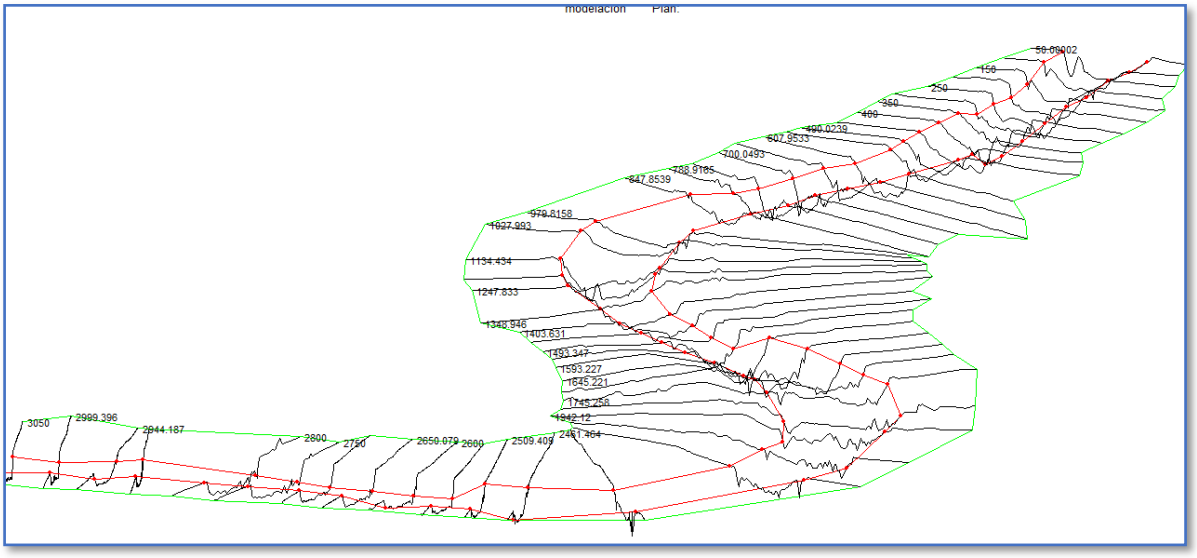


Ilustración 11: Vista 3D de secciones del cauce.

11.1 Estimación del Coeficiente de Manning (n)

Este coeficiente determina la resistencia de un flujo en un canal y permite estimar la condición de pendiente; es por ellos que HEC-RAS y muchos otros programas, incluyen dentro de sus formulaciones numéricas un término que represente esta condición de resistencia del fuljo en diferentes partes del canal ya sea en el fondo o en las paredes. Una de las ecuaciones de resistencia más utilizadas en la hidráulica fluvial es la ecuación de Manning, la cual se puede escribir como:

$$v = \frac{1}{n}\sqrt{s}R_H^{2/3}$$

Ecuación 3: Ecuación de Manning

donde:

v: es la velocidad media en la sección transversal

n: es el coeficiente de rugosidad de Manning

s: es la pendiente de la línea de energía del flujo

RH: es el radio hidráulico de la sección transversal de flujo

Este coeficiente n depende de diversos factores, tales como:

- Rugosidad absoluta de los materiales en el lecho y los bancos del cauce
- Irregularidades del mismo
- Presencia de obstrucciones y vegetación,
- Régimen de transporte de sedimentos y del régimen de flujo.

Existen diversas metodologías para estimar el coeficiente de Manning en un cauce natural. Estas metodologías tienen en común el cálculo de un valor base de n en función de la rugosidad absoluta o de la granulometría de los materiales del lecho. Para ello existen metodologías empíricas y fórmulas analíticas. Algunas de las fórmulas analíticas más comunes utilizadas para este fin tienen la forma y concepto de las ecuaciones de Strickler, Hey y Limerinos (Chang 1992, USACE 1994, USACE 2010, García 2007, entre otros):

Ecuación	Autor	Parametros
$n = 0{,}0474 k_s^{1/6}$	Strickler	Donde kS (en metros) está correlacionado con el tamaño de la partícula, usualmente con el d50. Supone condiciones de lecho rígido y una variación de n sólo con la rugosidad absoluta del lecho.
$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2{,}03\log\left(\frac{11{,}75 R_H}{3{,}5 d_{84}}\right)$ $n = \frac{R_H^{1/6}\sqrt{f}}{8{,}86}$	Hey	Donde RH es el radio hidráulico del flujo, d84 es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino) y f el factor de fricción de Darcy-Weisbach.
$n = \frac{0{,}0926 R_H^{1/6}}{1{,}16 + 2\log\left(\frac{R_H}{d_{84}}\right)}$	Limerinos	Donde RH es el radio hidráulico del flujo y d84 es el tamaño de partícula (para el que el 84% del sedimento es más fino).

Tabla 12: Ecuaciones para el coeficiente de rugosidad.

Otra metodología utilizada es la desarrollada inicialmente por Chow en 1959 y posteriormente desarrollada por Arcement y Schneider en su texto "Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for natural Channels and Flood Plains" (1989). El valor de n se obtiene de la siguiente manera:

$$n = (n_b + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m$$

Ecuación 4: Ecuación empírica para coeficiente de rugosidad

donde:

nb: es el valor de base para un canal recto, uniforme y liso conformado por materiales naturales

n1: factor de corrección por irregularidades presentes en la superficie

n2: valor para variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal

n3: valor para obstrucciones presentes

n4: valor para presencia de vegetación y condiciones de flujo

m: factor de corrección por el efecto de la sinuosidad a lo largo del cauce

Para cual se recomiendan los valores de correcciones n1, n2, n3 y n4 en las siguientes tablas:

Material del fondo	Tamaño medio del material (mm)	Valor base de n	
		Canal recto y uniforme	Canal liso
Concreto	--	0,012 - 0,018	0,011
Roca	--	--	0,025
Suelo firme	--	0,025 - 0,032	0,020
Arena gruesa	1-2	0,026 - 0,035	--
Gravas finas	--	--	0,024
Gravas	2-64	0,028 - 0,035	--
Gravas gruesas	--	--	0,026
Pequeños cantos rodados	64-256	0,030 - 0,050	--
Cantos rodados	>256	0,040 - 0,070	--

Tabla 13: Valores base para la n de Manning (según Arcement y Schneider, 1989)

Grado de irregularidad n1

Grado de irregularidad	Valor de ajuste n_1
Liso	0,000
Menor	0,001 - 0,005
Moderada	0,006 - 0,010
Severa	0,011 - 0,020

Tabla 14: Grado de irregularidad n1, (según Arcement y Schneider, 1989)

Variación en la sección transversal del cauce n2

Variación en la sección transversal del cauce	Valor de ajuste n_2
Gradual	0,000
Alternan ocasionalmente	0,001 – 0,005
Alternan frecuentemente	0,010 – 0,015

Tabla 15: Variación en la sección transversal del cauce, (según Arcement y Schneider, 1989)

Efecto de obstrucciones n3

Efecto de obstrucciones	Valor de ajuste n_3
Despreciable (ocupa menos del 5% del área de la sección transversal)	0,000 – 0,004
Menor (ocupa menos del 15% del área de la sección transversal)	0,005 – 0,015
Apreciable (ocupa entre el 15% y el 50% del área de la sección transversal)	0,020 – 0,030
Severo (ocupa más del 50% del área de la sección transversal)	0,040 – 0,050

Tabla 16: Efecto de obstrucciones, (según Arcement y Schneider, 1989)

Cantidad de vegetación n4

Cantidad de vegetación	Valor de ajuste n_4
Pequeña	0,002 – 0,010
Mediana	0,010 – 0,025
Grande	0,025 – 0,050
Muy grande	0,050 – 0,100

Tabla 17: cantidad de vegetación, (según Arcement y Schneider, 1989)

Grado de sinuosidad m

Grado de sinuosidad	Valor de ajuste m
Menor (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1 y 1,2)	1
Apreciable (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta entre 1,2 y 1,5)	1,15
Severo (Relación entre longitud real del cauce y longitud en línea recta mayor a 1,5)	1,3

Tabla 18: Grado de sinuosidad, (según Arcement y Schneider, 1989)

El coeficiente de rugosidad de Manning, para el rio Sinú en las riberas la playita en San bernardo del Viento se tomó un valor de n base de 0,035, correspondiente a la textura y granulometría de los materiales presentes en el cauce, arena gruesa. La irregularidad de las formas del canal, la baja presencia de obstrucciones, poca vegetación y apreciable sinuosidad en las márgenes del cauce dan como resultado un coeficiente de Manning de 0,037 en el

cauce a lo largo del tramo modelado. Para las llanuras de inundación, ubicadas por encima de los bancos del cauce principal y que presentan una topografía plana y con presencia importante de vegetación, se estimó un coeficiente de 0,041. Se estima que en todo el tramo analizado las condiciones de rugosidad de las llanuras de inundación se conservan, por lo que se usó un valor general de 0.039 para todas las secciones transversales.

Para las simulaciones, se evaluaron los caudales estimados para períodos de retorno de entre 10 y 200 años de período de retorno de acuerdo con los resultados de la modelación hidrológica. Un resumen de las características del modelo se presenta en la siguiente tabla:

Características geométricas	
Numero de secciones	55
Estación aguas abajo	0+050
Estación aguas arriba	3+3050
Condición de frontera	
Condición de frontera aguas abajo	Elevación de rio: 3.554 m
Condiciones de fronteras aguas arriba	Elevación de rio: 3.9 m
Coeficiente de rugosidad (Manning)	
Cauce principal	0.039
Planicies de inundación	0.039
Condiciones de caudal	
Q20 años	787.42 m^3/s
Q100años	833.14 m^3/s
Q200años	849.04 m^3/s

Tabla 19: Características de modelo hidráulico.

11.2 Resultado de simulación hidráulica para el rio Sinú sector la playita en San Bernardo del Viento

11.2.1 Niveles de agua en el tramo de secciones transversales

Las simulaciones en HEC-RAS, se evaluaron en régimen mixto (Supercrítico y subcrítico) permitiendo obtener las condiciones del flujo del rio. La siguiente ilustración es una vista tridimensional de los niveles de agua en el rio con el periodo de retorno seleccionado (100 años) y las superficies de inundación y las ilustraciones anexas representan cada sección transversal con el caudal de diseño evaluado.

Tabla 20: Resultado de modelación Hec-Ras

Sección	Tiempo de retorno	Vel Total	Área	N° Froude	Q Total
		(m/s)	(m2)		(m3/s)
3050	Tr 100	1.02	813.89	0.15	833.14
2999.396	Tr 100	0.97	859.67	0.15	833.14
2944.187	Tr 100	1.01	825.64	0.16	833.14
2904.072	Tr 100	1.00	831.23	0.16	833.14
2800	Tr 100	0.99	838.52	0.15	833.14
2750	Tr 100	0.97	863.19	0.14	833.14
2700	Tr 100	0.95	874.55	0.14	833.14
2650.079	Tr 100	0.97	859.19	0.15	833.14
2600	Tr 100	0.97	857.60	0.15	833.14
2550	Tr 100	0.94	883.78	0.14	833.14
2509.409	Tr 100	1.04	799.11	0.17	833.14
2461.464	Tr 100	1.03	805.14	0.17	833.14
2347.691	Tr 100	1.00	833.04	0.16	833.14
2145.58	Tr 100	1.16	718.07	0.18	833.14
2056.166	Tr 100	1.57	530.55	0.28	833.14
1942.12	Tr 100	1.26	659.50	0.21	833.14
1867.901	Tr 100	1.12	746.53	0.17	833.14
1745.258	Tr 100	0.95	874.85	0.15	833.14
1689.496	Tr 100	1.05	796.64	0.17	833.14
1645.221	Tr 100	0.87	959.93	0.12	833.14
1593.227	Tr 100	0.90	924.62	0.12	833.14
1542.387	Tr 100	1.01	821.29	0.14	833.14
1493.347	Tr 100	1.17	712.96	0.20	833.14
1450.226	Tr 100	1.76	473.00	0.38	833.14
1403.631	Tr 100	1.82	458.96	0.35	833.14
1348.946	Tr 100	1.48	564.63	0.29	833.14
1247.833	Tr 100	1.49	557.38	0.26	833.14
1204.633	Tr 100	1.51	550.67	0.25	833.14
1134.434	Tr 100	1.07	776.41	0.16	833.14
1027.993	Tr 100	1.61	516.17	0.28	833.14
979.8158	Tr 100	1.88	442.67	0.36	833.14
847.8539	Tr 100	4.01	207.58	0.82	833.14
788.9165	Tr 100	3.45	241.39	0.62	833.14
749.6788	Tr 100	1.98	421.78	0.27	833.14
700.0493	Tr 100	2.14	389.31	0.30	833.14
653.5874	Tr 100	3.41	244.42	0.58	833.14
607.9533	Tr 100	2.14	388.65	0.31	833.14
528.6857	Tr 100	3.71	224.73	0.66	833.14
490.0239	Tr 100	2.83	294.36	0.45	833.14
450.0001	Tr 100	2.03	410.25	0.29	833.14
400	Tr 100	2.13	390.35	0.31	833.14
350	Tr 100	2.67	312.38	0.42	833.14
300	Tr 100	2.19	380.67	0.33	833.14
250	Tr 100	1.67	498.12	0.22	833.14
200	Tr 100	1.78	468.06	0.25	833.14
150	Tr 100	2.73	305.19	0.46	833.14
99.99999	Tr 100	3.20	260.02	0.57	833.14
50.00002	Tr 100	4.54	183.69	0.92	833.14

11.2.2 Superficies de inundación

La extensión de las superficies de inundación se aprecia en la siguiente figura, en el cual se puede apreciar que tanto el agua intercepta las zonas aledañas.

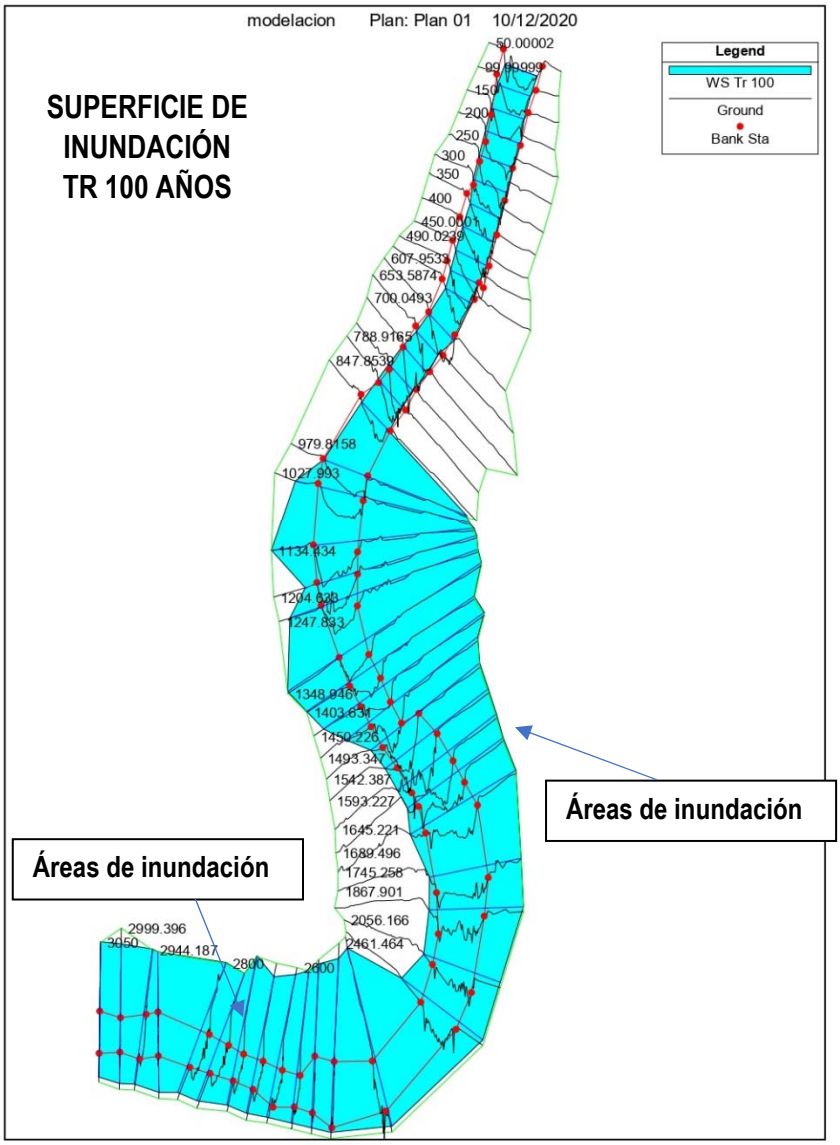
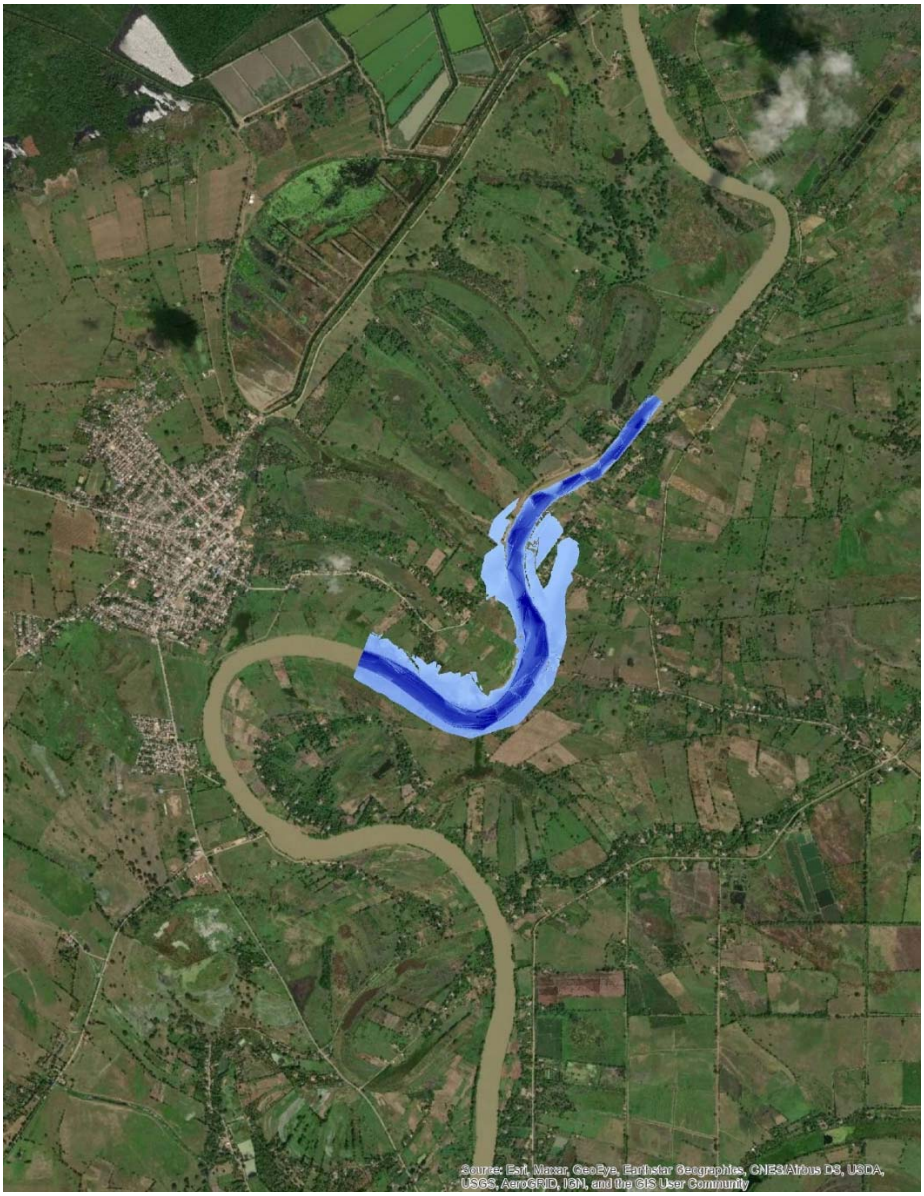


Ilustración 12: Superficies de inundación Tr 100 años

Cauce Inundación



11.2.3 Velocidades en el cauce

Se obtuvo un mapa de velocidades del flujo de agua en el cauce, para la cual se efectúan velocidades máximas en el centro del cauce de 4.5 m/s y velocidades mínimas de 0.3 m/s y velocidades medias entre 0.53 m/s y 1.20 m/s.

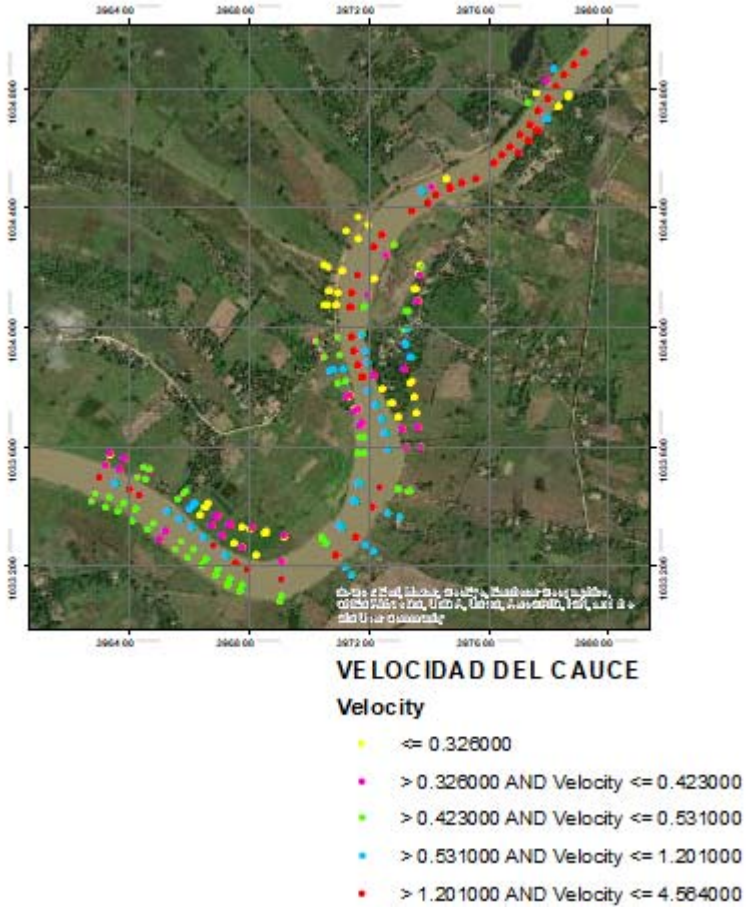


Ilustración 13: Velocidades en el cauce.

12 ESTIMACIÓN DE SOCAVACIÓN POTENCIAL

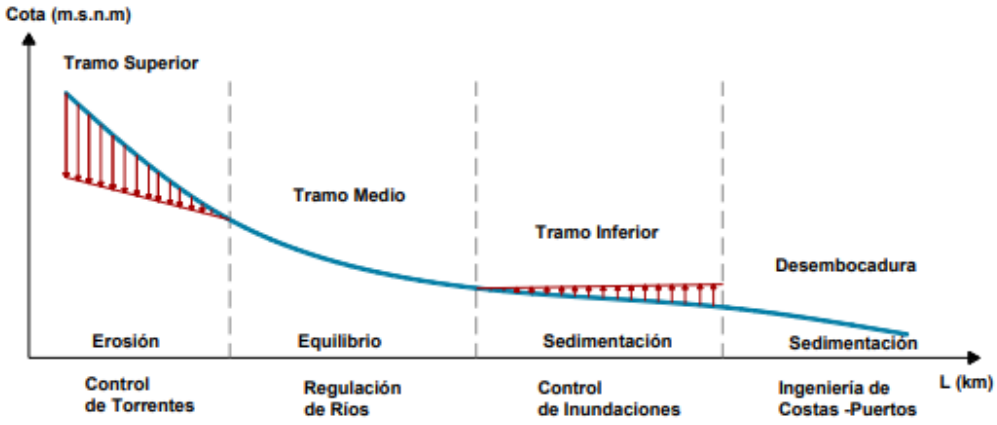
La socavación puede definirse como la excavación y remoción de material del lecho y bancos de un curso de agua como resultado de la acción erosiva del agua (Hamill, 1999). En un puente, la socavación total potencial se puede subdividir en tres componentes principales (FHWA 2001, Hamill 1999, Julien 2002, García 2007, Leopold et.al., 1995, entre otros):

- Degradación o agradación de largo plazo
- Socavación general en el puente (socavación por contracción)
- Socavación local en pilas o bastiones

Estos tres aspectos de la socavación son aditivos, por lo que los tres componentes se deben calcular para cada puente y su suma será la socavación potencial total esperada en cada sitio. Adicionalmente a estos factores, la posibilidad de migración lateral del curso de agua debe analizarse con el fin de tener un panorama completo sobre la estabilidad del sitio donde se erigirá el puente (FHWA, 2001).

Socavación General

La socavación general, también conocida como socavación normal, consiste en una disminución generalizada del fondo por el aumento del arrastre de sedimentos debido al incremento de la capacidad de flujo (crecidas). La socavación del fondo se produce debido a un desequilibrio entre el aporte sólido que transporta el agua a una sección y el material removido. Este tipo de socavación es consecuencia del régimen del flujo y puede ocurrir con o sin la presencia de una obra en el cauce, en periodos cortos de tiempo en una o varias crecidas o en periodos largos en intervalos del orden de años. (Toapaxi J. Galiano L. Castro M. Hidalgo X. Valencia N)



Gráfica 9: Representación gráfica del desarrollo longitudinal de un cauce (Toapaxi J. Galiano L. Castro M. Hidalgo X. Valencia N)

Socavación Local

La socavación local se produce debido a la presencia de estrechamientos, curvas o estructuras en la corriente de un río, lo que provoca un aumento en la intensidad del flujo capaz de remover el material del lecho. Este tipo de socavación afecta a una zona limitada, caracterizada por una fuerte turbulencia con desarrollo de remolinos y vórtices inducidos por la obstrucción al paso del agua. En el análisis de la socavación local se puede considerar dos escenarios socavación en agua clara o socavación en lecho móvil. En la socavación en agua clara no existe transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba y por lo tanto no hay reabastecimiento de sedimentos en el hoyo socavado. Alcanza equilibrio cuando el esfuerzo cortante en el lecho es menor que el requerido para el inicio del movimiento de las partículas. Al contrario, en la socavación en lecho móvil existe transporte de sedimentos del lecho desde aguas arriba y por lo tanto parte de este sedimento queda atrapado en el hoyo de socavación. En este caso la socavación alcanza equilibrio cuando la cantidad de material que es transportado iguala la cantidad de material que es removido. A continuación, se describen las generalidades de la socavación local de acuerdo al tipo de obstrucción que se presente:

- Socavación Local en Estrechamientos: Se presenta en los sitios del curso de un río donde exista un estrechamiento más o menos brusco. Por ejemplo, en los cimientos de un puente o en un estrechamiento natural a lo ancho del río.

- Socavación Local en Curvas: En las curvas de los cauces, se presenta una mayor velocidad en su parte exterior (parte cóncava), aumentando así, la capacidad de arrastre de sólidos y provocando una mayor profundidad de socavación en esta zona.

- Socavación Local en Pilas: El proceso de socavación alrededor de pilas de puentes es rápido, y se produce debido a la existencia de velocidades mayores alrededor de estas

estructuras, provocando la formación de vórtices frontales, laterales y de estela detrás de la pila, los cuales constituyen la principal causa de este tipo de socavación. (Toapaxi J. Galiano L. Castro M. Hidalgo X. Valencia N)

12.1 Calculo de profundidad de socavación por el método de Lischtvan-Lebediev.

Este método es aplicado para suelos no cohesivos, donde se calcula la profundidad total de erosión en metros y se estima una profundidad media.

$$H_s = \left(\frac{\alpha . {H_0}^{5/3}}{0.68 dm^{0.28} . \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Be . {y_m}^{5/3}}$$

Ecuación 5: Profundidad de socavación, Lischtvan.

Dónde:

H_s: Profundidad total de erosión (m)

H_o: Profundidad media (m)

Be: Sección estable determinada (m)

β: Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida de análisis

dm: Diámetro medio de los granos de fondo (mm)

x: Exponente para material no cohesivo en función del peso específico.

Y_m: Tirante medio (m)

12.2.1 Coeficiente β

Probabilidad anual en que se presenta el gasto de diseño, o periodo de retorno.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coeficiente B
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Diseño de defensas Ribereñas – Rubén Terán

Tabla 21: Coeficiente B, para periodos de retorno.

12.2.2 Valores de X y 1/(1+X) para suelos cohesivos y no cohesivos.

SUELOS COHESIVOS						SUELOS COHESIVOS					
γ_d (mm)	x	1 / (1 + x)	γ_d (mm)	x	1 / (1 + x)	d (mm)	x	1 / (1 + x)	d (mm)	x	1 / (1 + x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Fuente: Diseño de defensas Ribereñas – Rubén Terán

Tabla 22:Valores de x, para suelos cohesivos y no cohesivos.

12.3 Resultados del cálculo profundidad de socavación método de Lischtvan-Lebediev.

Sección	Q (m3/s)	V (m/s)	Ho (m)	Be (m)	Ym (m)	dm (mm)	Beta	x	alfa	Hs (m)	Socavación e (m)
3050	833.14	1.02	3.17	256.64	3.17	0.1	1.01	0.42	0.47	4.70	1.53
2999.396	833.14	0.97	3.16	272.08	3.16	0.1	1.01	0.42	0.45	4.51	1.35
2944.187	833.14	1.01	3.09	266.84	3.09	0.1	1.01	0.42	0.48	4.57	1.48
2904.072	833.14	1.00	3.03	274.29	3.03	0.1	1.01	0.42	0.48	4.49	1.46
2800	833.14	0.99	3.15	266.21	3.15	0.1	1.01	0.42	0.46	4.58	1.43
2750	833.14	0.97	3.17	271.96	3.17	0.1	1.01	0.42	0.45	4.51	1.34
2700	833.14	0.95	2.92	300.00	2.92	0.1	1.01	0.42	0.47	4.21	1.29
2650.079	833.14	0.97	3.13	274.47	3.13	0.1	1.01	0.42	0.45	4.48	1.35
2600	833.14	0.97	2.99	286.79	2.99	0.1	1.01	0.42	0.47	4.35	1.36
2550	833.14	0.94	2.95	300.00	2.95	0.1	1.01	0.42	0.46	4.21	1.26
2509.409	833.14	1.04	2.50	320.26	2.50	0.1	1.01	0.42	0.56	4.02	1.52
2461.464	833.14	1.03	2.37	339.60	2.37	0.1	1.01	0.42	0.58	3.86	1.49
2347.691	833.14	1.00	2.38	350.56	2.38	0.1	1.01	0.42	0.56	3.77	1.39
2145.58	833.14	1.16	3.09	232.15	3.09	0.1	1.01	0.42	0.55	5.05	1.96
2056.166	833.14	1.57	2.72	194.81	2.72	0.1	1.01	0.42	0.81	5.71	2.99
1942.12	833.14	1.26	2.85	231.11	2.85	0.1	1.01	0.42	0.63	5.06	2.21
1867.901	833.14	1.12	3.42	218.55	3.42	0.1	1.01	0.42	0.49	5.26	1.84
1745.258	833.14	0.95	3.05	287.06	3.05	0.1	1.01	0.42	0.45	4.34	1.29
1689.496	833.14	1.05	2.93	271.55	2.93	0.1	1.01	0.42	0.51	4.52	1.59
1645.221	833.14	0.87	3.45	278.33	3.45	0.1	1.01	0.42	0.38	4.44	0.99
1593.227	833.14	0.90	3.12	296.65	3.12	0.1	1.01	0.42	0.42	4.25	1.13
1542.387	833.14	1.01	2.60	316.16	2.60	0.1	1.01	0.42	0.54	4.06	1.46
1493.347	833.14	1.17	1.88	379.67	1.88	0.1	1.01	0.42	0.77	3.57	1.69
1450.226	833.14	1.76	1.18	399.50	1.18	0.1	1.01	0.42	1.58	3.44	2.26
1403.631	833.14	1.82	1.22	375.45	1.22	0.1	1.01	0.42	1.59	3.60	2.38
1348.946	833.14	1.48	1.32	429.19	1.32	0.1	1.01	0.42	1.22	3.27	1.95
1247.833	833.14	1.49	1.42	391.29	1.42	0.1	1.01	0.42	1.19	3.49	2.07
1204.633	833.14	1.51	1.68	327.06	1.68	0.1	1.01	0.42	1.07	3.96	2.28
1134.434	833.14	1.07	1.78	436.61	1.78	0.1	1.01	0.42	0.73	3.23	1.45
1027.993	833.14	1.61	1.50	344.51	1.50	0.1	1.01	0.42	1.23	3.82	2.32
979.8158	833.14	1.88	1.45	304.59	1.45	0.1	1.01	0.42	1.47	4.17	2.72
847.8539	833.14	4.01	2.43	85.32	2.43	0.1	1.01	0.42	2.223259	10.21	7.78
788.9165	833.14	3.45	3.05	79.21	3.05	0.1	1.01	0.42	1.639727	10.76	7.71
749.6788	833.14	1.98	5.42	77.85	5.42	0.1	1.01	0.42	0.639922	10.89	5.47
700.0493	833.14	2.14	5.09	76.49	5.09	0.1	1.01	0.42	0.723187	11.03	5.94
653.5874	833.14	3.41	3.53	69.33	3.53	0.1	1.01	0.42	1.468382	11.82	8.29
607.9533	833.14	2.14	4.81	80.73	4.81	0.1	1.01	0.42	0.752965	10.62	5.81
528.6857	833.14	3.71	3.23	69.54	3.23	0.1	1.01	0.42	1.69751	11.79	8.56
490.0239	833.14	2.83	4.02	73.15	4.02	0.1	1.01	0.42	1.120625	11.38	7.36
450.0001	833.14	2.03	5.07	80.88	5.07	0.1	1.01	0.42	0.688436	10.60	5.53
400	833.14	2.13	4.90	79.63	4.90	0.1	1.01	0.42	0.740141	10.72	5.82
350	833.14	2.67	3.96	78.93	3.96	0.1	1.01	0.42	1.064921	10.79	6.83
300	833.14	2.19	4.39	86.62	4.39	0.1	1.01	0.42	0.817195	10.10	5.71
250	833.14	1.67	5.66	87.99	5.66	0.1	1.01	0.42	0.526733	9.99	4.33
200	833.14	1.78	5.23	89.55	5.23	0.1	1.01	0.42	0.590404	9.87	4.64
150	833.14	2.73	3.63	84.04	3.63	0.1	1.01	0.42	1.156257	10.32	6.69
99.99999	833.14	3.20	3.26	79.84	3.26	0.1	1.01	0.42	1.455911	10.70	7.44
50.00002	833.14	4.54	2.49	73.67	2.49	0.1	1.01	0.42	2.472265	11.32	8.83

Tabla 23: Socavación por secciones, Tr 100 años

Se evaluó la socavación con un periodo de retorno de 100 años para la cual obtuvimos una socavación mínima de 0.99 metros y una socavación máxima de 8.83 metros, efectuándose mayor socavación aguas abajo aumentando progresivamente desde la estación 847.8539 en el modelo en planta Hec-ras hasta la última sección 50.

Socavación min (m)	0.99
Socavación Max (m)	8.83
Socavación prom (m)	3.45

13. MEDIDAS DE PROTECCION Y OBRAS DE MITIGACION

13.1 Dique

Ante la problemática de inundación analizada en la modelación, se pretende construir un dique de 1.100 metros lineales que permitirá controlar las inundaciones por el desbordamiento del rio Sinú.



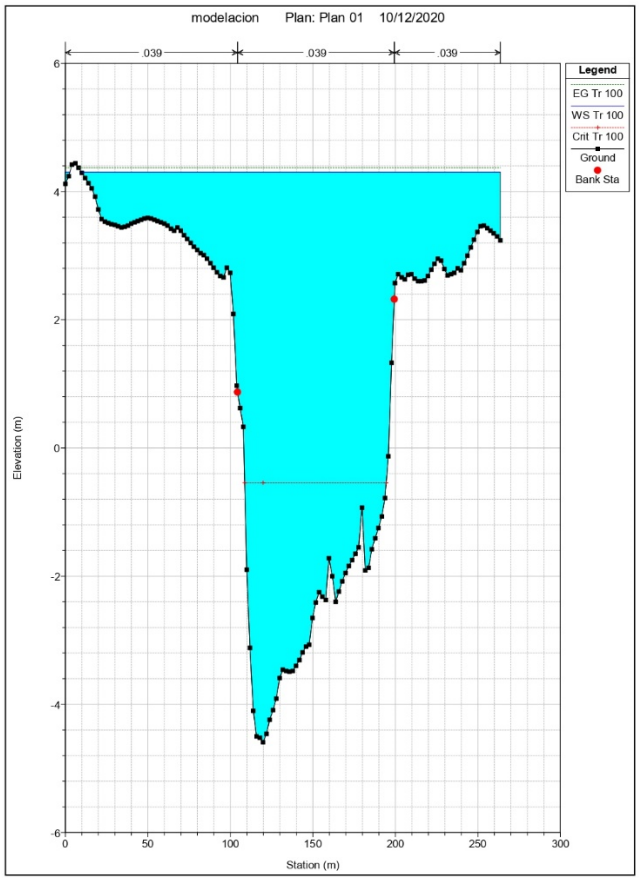
- **Antecedentes de inundación**

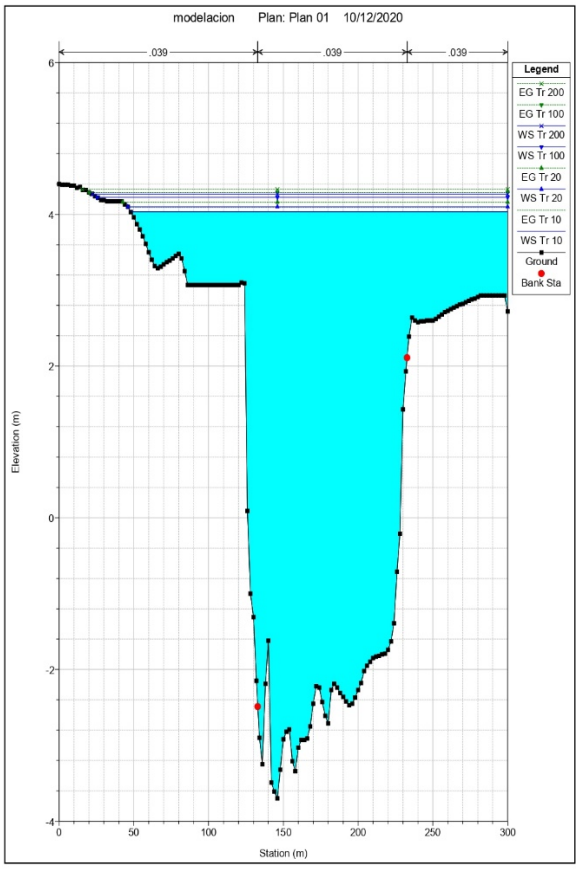
A partir de la modelación hidráulica se obtuvieron las cotas mínimas y máximas de las cotas máximas de agua o de inundación, se generaron los siguientes resultados:

Tr años	cota de aguas máximas (m.s.n.m) min	cota de aguas máximas (m.s.n.m) máx.
10	3.06	4.11
20	3.13	4.18
100	3.27	4.3
200	3.31	4.34

Como podemos observar en las siguientes ilustraciones se tienen unas secciones del rio en las cuales el caudal supera las cotas permitidas de altura del agua y pasa por encima de los bancos del cauce.

- **Sección 3050** **-sección 2650**





A partir de estos resultados se proyecta la construcción del dique con un ancho de corona de 3.0 metros, taludes 2:1.

El borde libre o corona de calcularon a través de la ecuación de la energía.

$$f = \phi \left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

Donde:

V: velocidad del flujo

g: gravedad

Valores del coeficiente (Φ) para diversos caudales

Caudal Máximo (m3/s)	Coeficiente (Φ)
3000 – 4000	2.0
2000 – 3000	1.7
1000 – 2000	1.4
500 – 1000	1.2
100 – 500	1.1

Fuente: Diseño de defensas Ribereñas – Rubén Terán

Borde libre o corona de 0,18 m, por lo anterior la corona deberá alcanzar la cota 4.48.

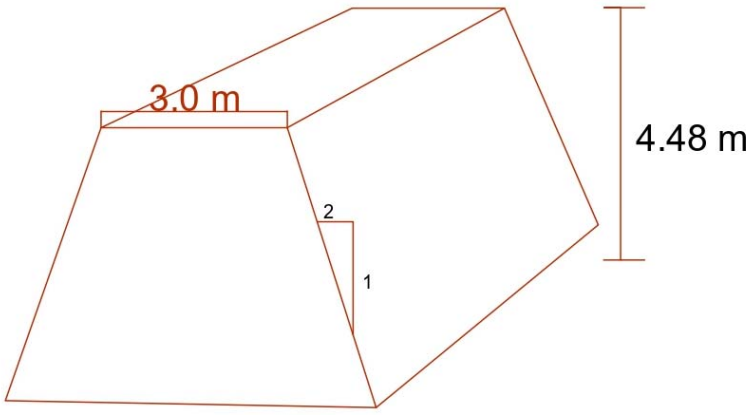


Ilustración 14: Dimensiones dique

13.1.1 Evaluación hidráulica del dique

Se efectúa la modelación del dique en el software. Considerando los puntos las zonas de inundación. En la siguiente ilustración podemos observar las secciones transversales con el dique proyectado (puntos rosados), y la contención del agua. Se recomienda analizar la ilustración 12 y compararla con la siguiente ilustración para contemplar la función del dique en las zonas de inundación.

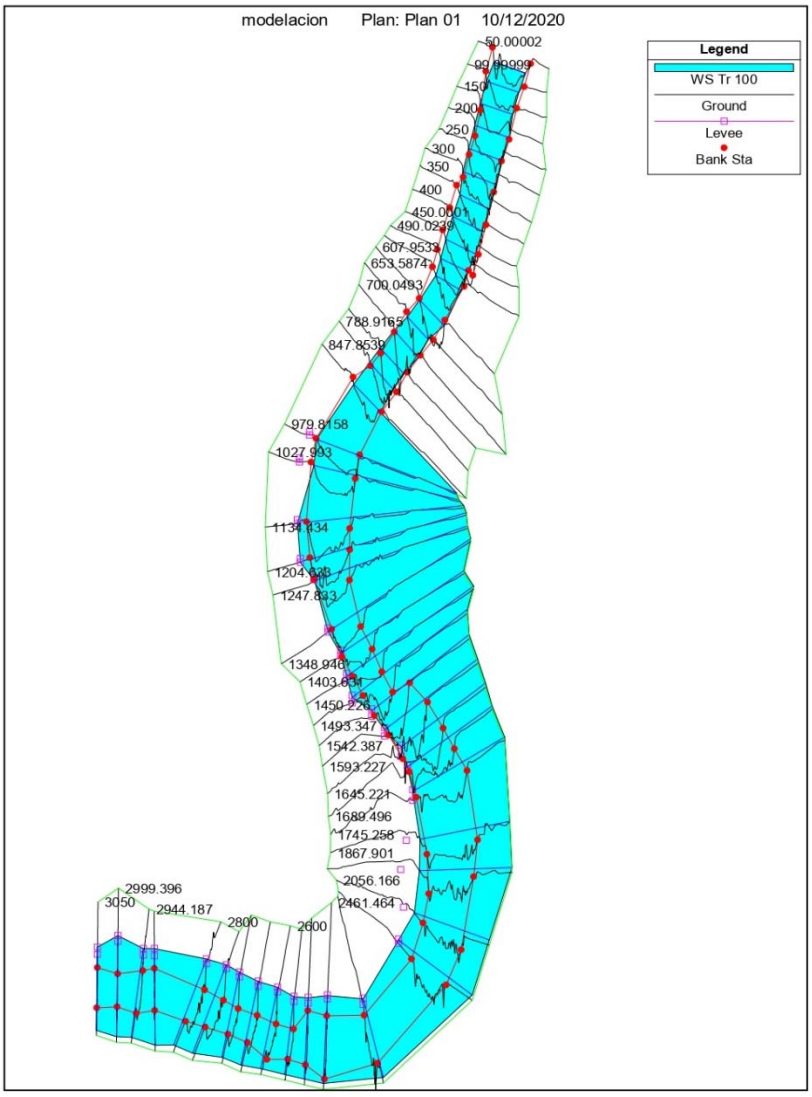


Ilustración 15: Dique proyectado, Tr 100 años.

- **Secciones con el dique modelado**

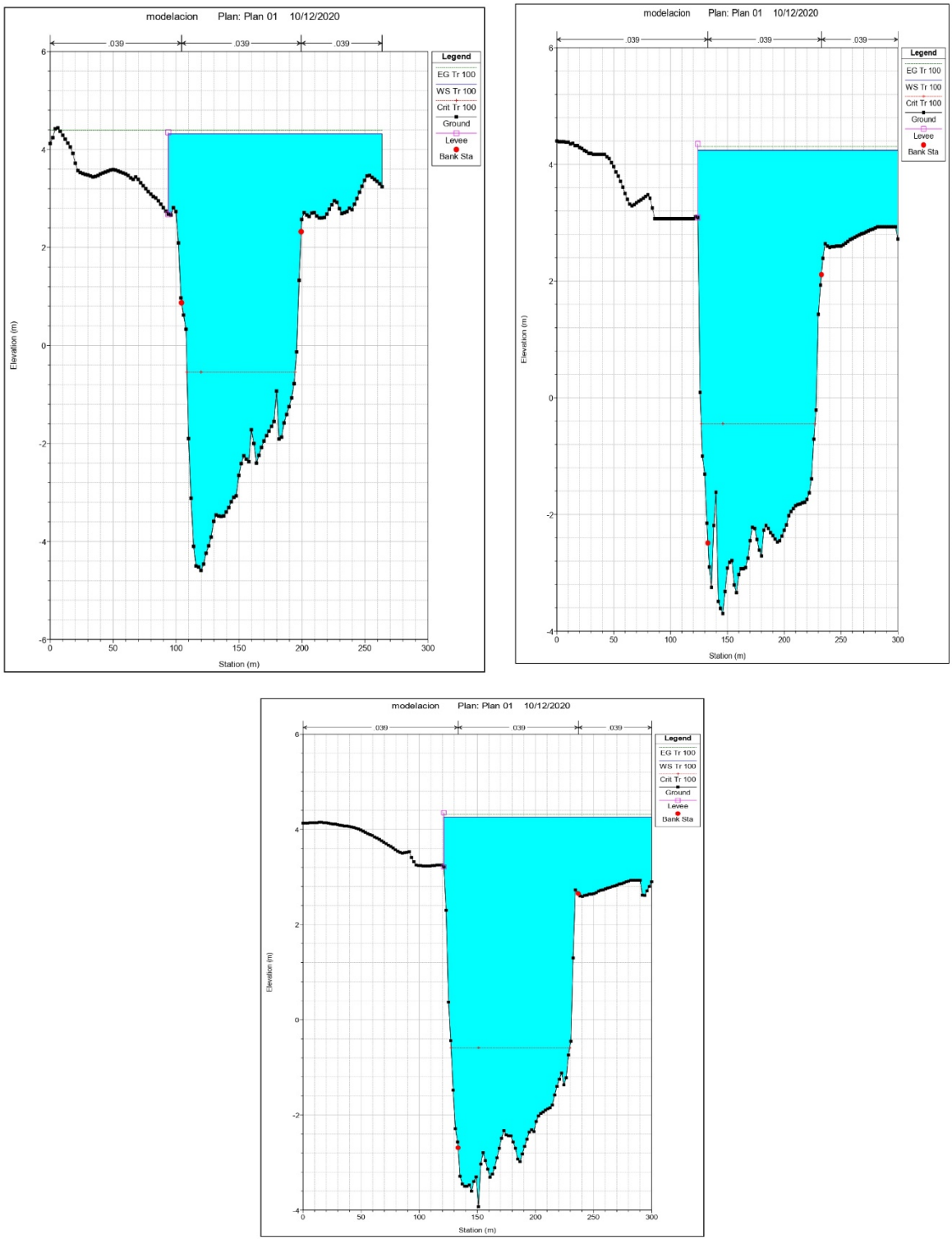
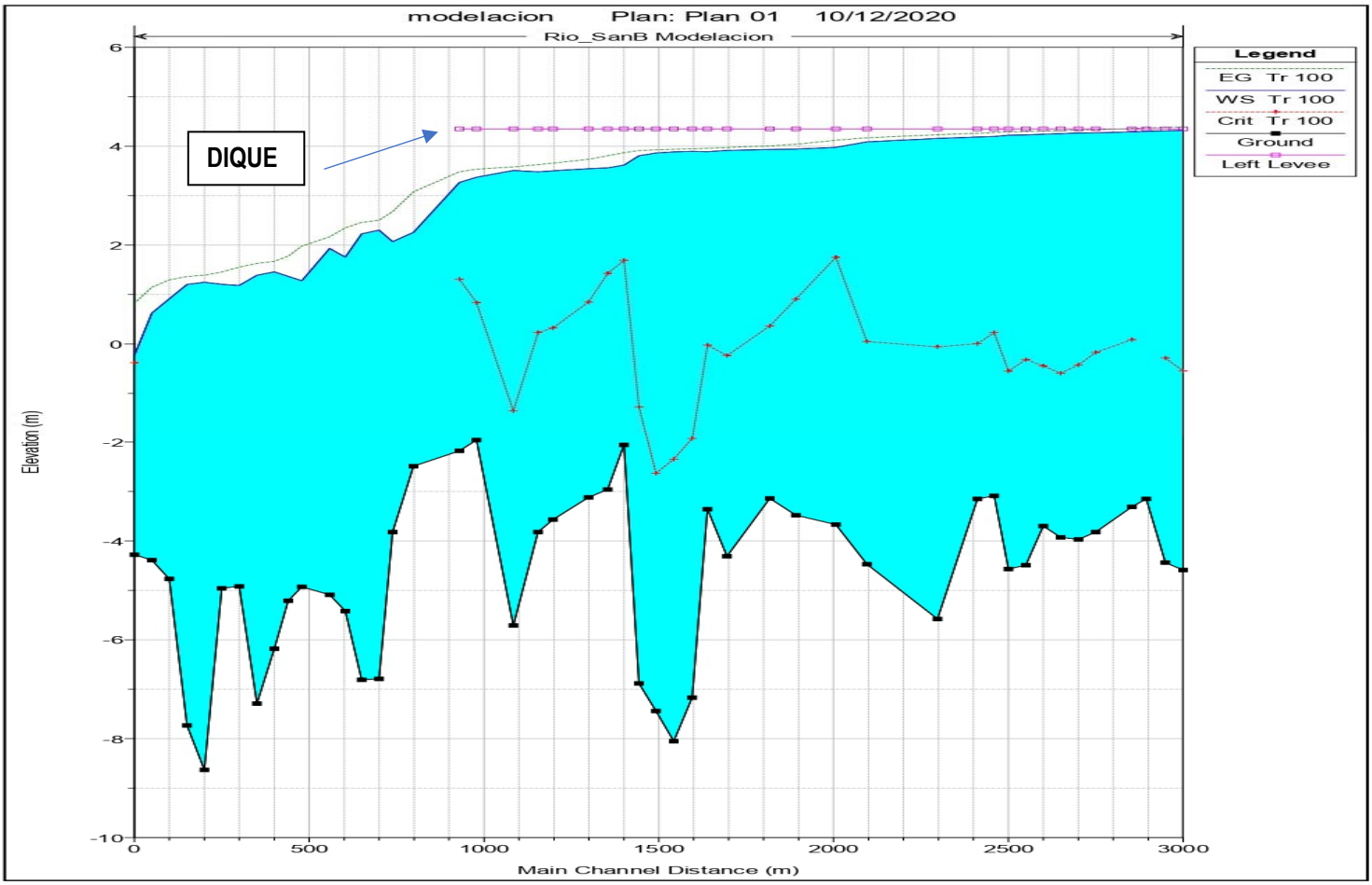


Ilustración 16:Ilustraciones con dique proyectado

También podemos observar el perfil longitudinal del tramo del rio Sinú sector la playita con la proyección del dique a construir.



13.1.2 Resultados de modelación hidráulica con el dique

Sección	Tr (años)	Q Total	Cota fondo	Nivel de agua	Pendiente	Área sección	Ancho	N° froude	Vel Total
		(m3/s)	(m)	(m)	(m/m)	(m2)	(m)		(m/s)
3050	Tr 100	833.14	-4.59	4.34	0.000193	740.81	165.77	0.15	1.12
2999.396	Tr 100	833.14	-4.44	4.33	0.000199	754.69	178.81	0.15	1.10
2944.187	Tr 100	833.14	-3.15	4.31	0.000221	740.95	183.20	0.16	1.12
2904.072	Tr 100	833.14	-3.31	4.31	0.000247	756.89	196.77	0.16	1.10
2800	Tr 100	833.14	-3.82	4.29	0.000194	811.50	193.60	0.15	1.03
2750	Tr 100	833.14	-3.97	4.29	0.000170	846.88	200.53	0.14	0.98
2700	Tr 100	833.14	-3.93	4.28	0.000159	824.56	178.81	0.14	1.01
2650.079	Tr 100	833.14	-3.70	4.26	0.000175	792.82	176.00	0.15	1.05
2600	Tr 100	833.14	-4.49	4.25	0.000182	781.74	168.87	0.15	1.07
2550	Tr 100	833.14	-4.57	4.24	0.000174	780.94	160.00	0.15	1.07
2509.409	Tr 100	833.14	-3.09	4.21	0.000273	682.15	157.93	0.18	1.22
2461.464	Tr 100	833.14	-3.15	4.20	0.000254	698.47	157.69	0.17	1.19
2347.691	Tr 100	833.14	-5.58	4.17	0.000276	707.23	163.99	0.17	1.18
2145.58	Tr 100	833.14	-4.47	4.10	0.000337	684.38	189.38	0.19	1.22
2056.166	Tr 100	833.14	-3.67	3.99	0.000846	521.57	177.20	0.28	1.60
1942.12	Tr 100	833.14	-3.48	3.95	0.000440	648.10	213.96	0.21	1.29
1867.901	Tr 100	833.14	-3.14	3.95	0.000263	736.17	205.70	0.17	1.13
1745.258	Tr 100	833.14	-4.31	3.93	0.000208	856.16	261.21	0.15	0.97
1689.496	Tr 100	833.14	-3.36	3.90	0.000255	772.48	245.07	0.17	1.08
1645.221	Tr 100	833.14	-7.17	3.91	0.000128	927.74	248.00	0.12	0.90
1593.227	Tr 100	833.14	-8.05	3.90	0.000136	917.35	275.76	0.12	0.91
1542.387	Tr 100	833.14	-7.44	3.88	0.000175	807.55	289.04	0.14	1.03
1493.347	Tr 100	833.14	-6.88	3.82	0.000366	667.24	317.31	0.20	1.25
1450.226	Tr 100	833.14	-2.06	3.63	0.001418	438.25	310.46	0.38	1.90
1403.631	Tr 100	833.14	-2.96	3.58	0.001208	426.38	265.45	0.36	1.95
1348.946	Tr 100	833.14	-3.12	3.56	0.000796	504.92	316.97	0.30	1.65
1247.833	Tr 100	833.14	-3.57	3.52	0.000611	548.50	324.13	0.26	1.52
1204.633	Tr 100	833.14	-3.82	3.50	0.000624	556.50	327.86	0.25	1.50
1134.434	Tr 100	833.14	-5.71	3.53	0.000206	774.38	360.56	0.16	1.08

1027.993	Tr 100	833.14	-1.96	3.39	0.000757	521.52	323.02	0.28	1.60
979.8158	Tr 100	833.14	-2.18	3.29	0.001292	449.94	313.88	0.36	1.85
847.8539	Tr 100	833.14	-2.49	2.38	0.006846	218.30	88.56	0.78	3.82
788.9165	Tr 100	833.14	-3.82	2.22	0.003764	253.35	80.87	0.58	3.29
749.6788	Tr 100	833.14	-6.79	2.42	0.000641	431.31	78.64	0.26	1.93
700.0493	Tr 100	833.14	-6.81	2.35	0.000836	399.15	78.17	0.29	2.09
653.5874	Tr 100	833.14	-5.42	1.94	0.003134	257.36	70.59	0.54	3.24
607.9533	Tr 100	833.14	-5.09	2.10	0.000840	401.90	81.38	0.30	2.07
528.6857	Tr 100	833.14	-4.93	1.57	0.003638	245.26	72.51	0.59	3.40
490.0239	Tr 100	833.14	-5.21	1.64	0.001725	314.17	75.28	0.41	2.65
450.0001	Tr 100	833.14	-6.18	1.71	0.000634	430.72	81.76	0.27	1.93
400	Tr 100	833.14	-7.29	1.65	0.000774	411.35	80.70	0.29	2.03
350	Tr 100	833.14	-4.92	1.48	0.001391	336.40	81.77	0.38	2.48
300	Tr 100	833.14	-4.96	1.50	0.000797	406.60	87.91	0.30	2.05
250	Tr 100	833.14	-8.63	1.54	0.000371	523.79	88.55	0.20	1.59
200	Tr 100	833.14	-7.73	1.50	0.000461	495.09	90.93	0.23	1.68
150	Tr 100	833.14	-4.77	1.28	0.001648	336.09	86.48	0.40	2.48
99.99999	Tr 100	833.14	-4.39	1.09	0.002383	298.31	86.06	0.48	2.79
50.00002	Tr 100	833.14	-4.28	-0.02	0.009997	171.21	63.63	0.95	4.87

Tabla 24: Resultados modelación hidráulica con Dique.

Como resultados de la modelación realizada en la que incluye el dique el área de las secciones disminuirá, y el nivel de aguas aumentará entre 0.01m a 0.02m.

14. Barrera de pilotes dobles con geo-estera.

Se desea construir una barrera conformada por pilotes metálicos tubería de 12” x 5 /16 y geo- esteras de poliéster 3.0 x 2.0 x 0.40 metros con piedra rajón entre 10-12”, un tramo de aproximadamente 346 metros de longitud ubicada entre las abscisas K2+002.0 y la K2+348.

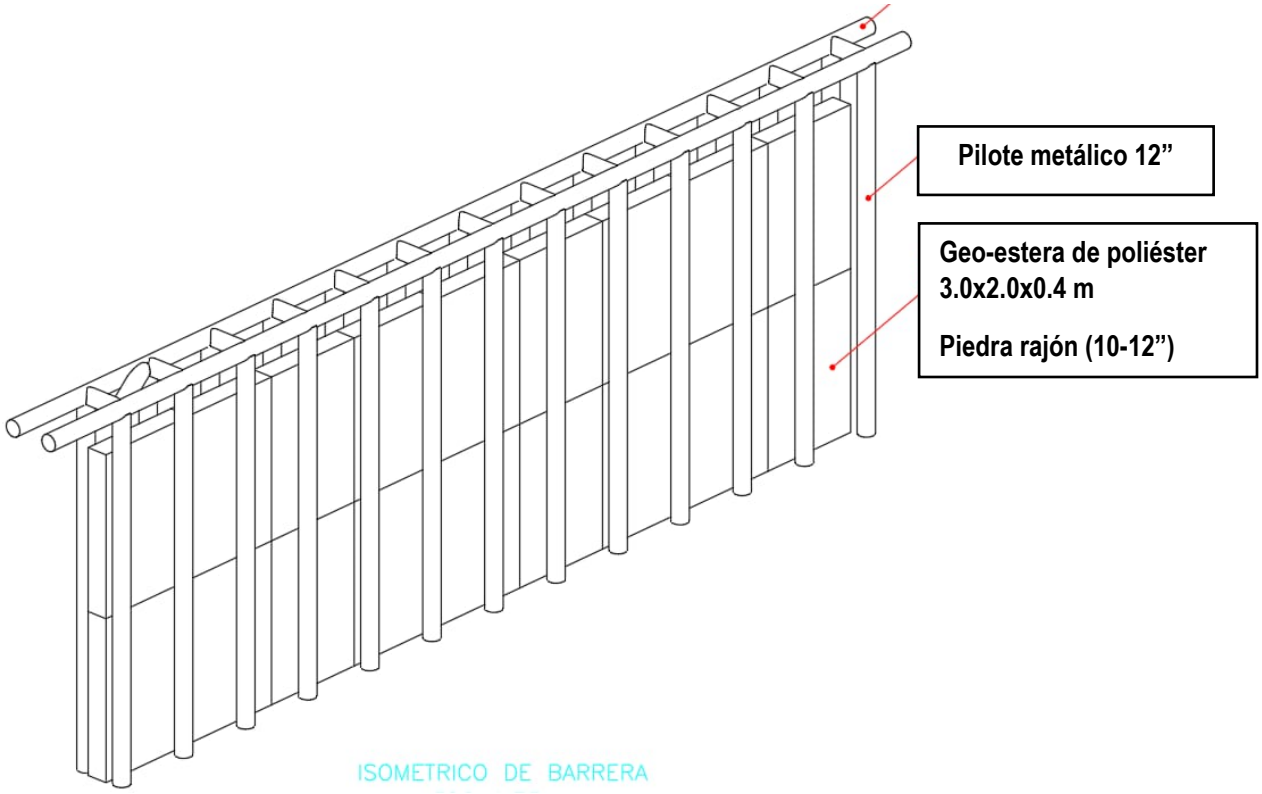


Ilustración 17: Muro de contención con pilotes.

14.1 Fuerza horizontal aplicada a la barrera de pilotes.

La presión hidrostática es la presión que se somete un cuerpo sumergido en un fluido, debido a la columna de líquido que tiene sobre él.

Tenemos que:

$$P = F/A$$
$$F = P\,x\,A$$

Partiendo de que en todos los puntos sobre el fluido se encuentran en equilibrio, la presión hidrostática es directamente proporcional al peso específico del líquido, a la profundidad y al área. La ecuación para calcular la fuerza horizontal en un fluido es:

$$Fh = ɣ\,x\,hc\,x\,A$$

ɣ=	Peso específico del agua
hc=	Altura en contacto con el fluido
A=	Área de cara mojada de la barrera

Esquematizamos la sección correspondiente al inicio de la barrera, con un nivel de agua de 3.56 metros, un borde libre de 1 m y la aplicación de la fuerza sobre el muro.

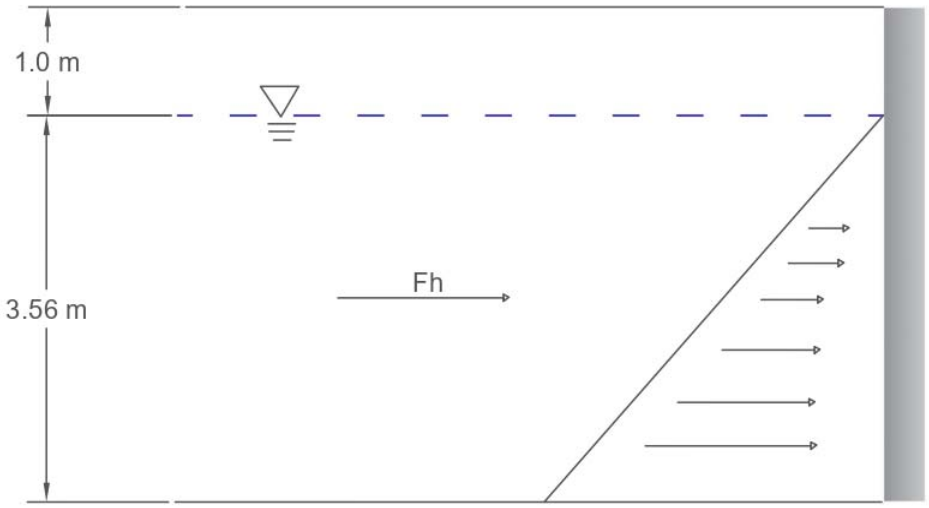


Ilustración 18: Esquema aplicación de fuerza horizontal sobre el muro de contención.

Se debe calcular el área de la cara de la barrera en contacto con el agua, para este caso tenemos el diámetro del pilote 0.30 m (dos pilotes por lo tanto 0.60 m) y el espesor de la geo-estera 0.40 m por lo que la base del área en contacto es de 1 m; ahora multiplicado por la altura del nivel de agua 3.56, obtenemos un área de cara mojada de la barrera de 3.56 m^2.

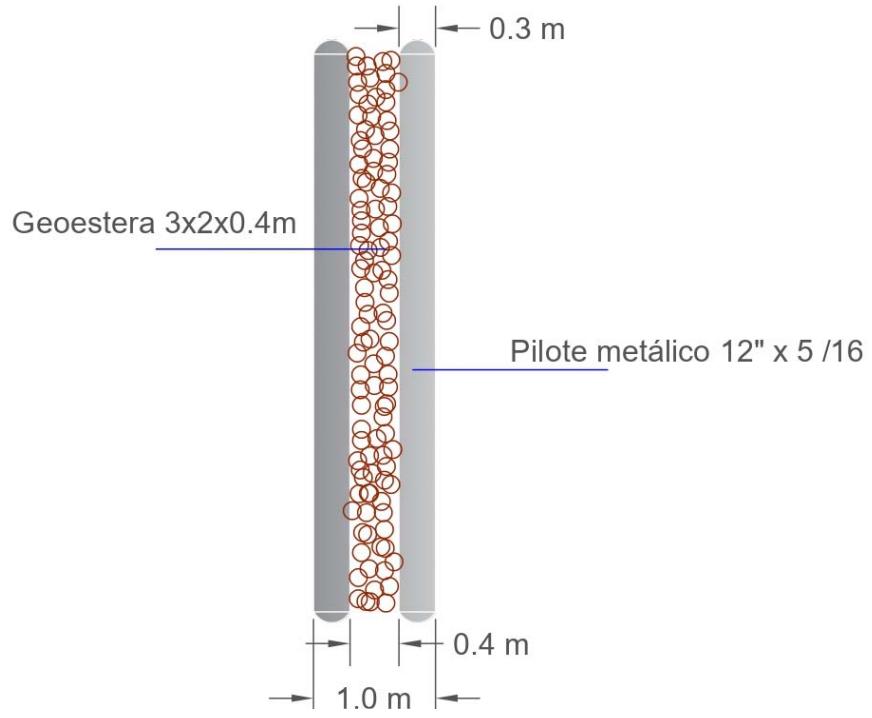


Ilustración 19: Geo-estera y barrera de pilotes, cara en contacto con el agua.

Por lo tanto:

ɣ=	9.81	Kn/m2
hc=	3.56	m
A=	3.56	m2

Aplicando la ecuación tenemos una fuerza horizontal de 124.33 Kn, para mayor seguridad se debe aplicar un factor de seguridad de por lo menos un 15%.

Se evalúa otra condición en la cual se debe tener en cuenta la socavación en este punto, según los resultados de la modelación y aplicando los cálculos de socavación; las socavaciones entre las abscisas K2+002.0 y la K2+348 que corresponden a la modelación en HEC-RAS entre las secciones 1348.846 y la 1027.993 son:

Sección	Q (m3/s)	V (m/s)	Ho (m)	Be (m)	Ym (m)	dm (mm)	Beta	x	alfa	Hs (m)	Socavación e (m)
1348.946	833.14	1.65	1.59	316.97	1.59	0.1	1.01	0.42	1.21	4.05	2.46
1247.833	833.14	1.52	1.69	324.13	1.69	0.1	1.01	0.42	1.07	3.99	2.30
1204.633	833.14	1.50	1.70	327.86	1.70	0.1	1.01	0.42	1.05	3.96	2.26
1134.434	833.14	1.08	2.15	360.56	2.15	0.1	1.01	0.42	0.65	3.70	1.55
1027.993	833.14	1.60	1.61	323.02	1.61	0.1	1.01	0.42	1.17	4.00	2.39

Tabla 25: Socavación en la barrera de pilotes.

Una socavación máxima de 2.46 se aproxima a 3 m, con este dato se recalcula la fuerza horizontal ejercida:

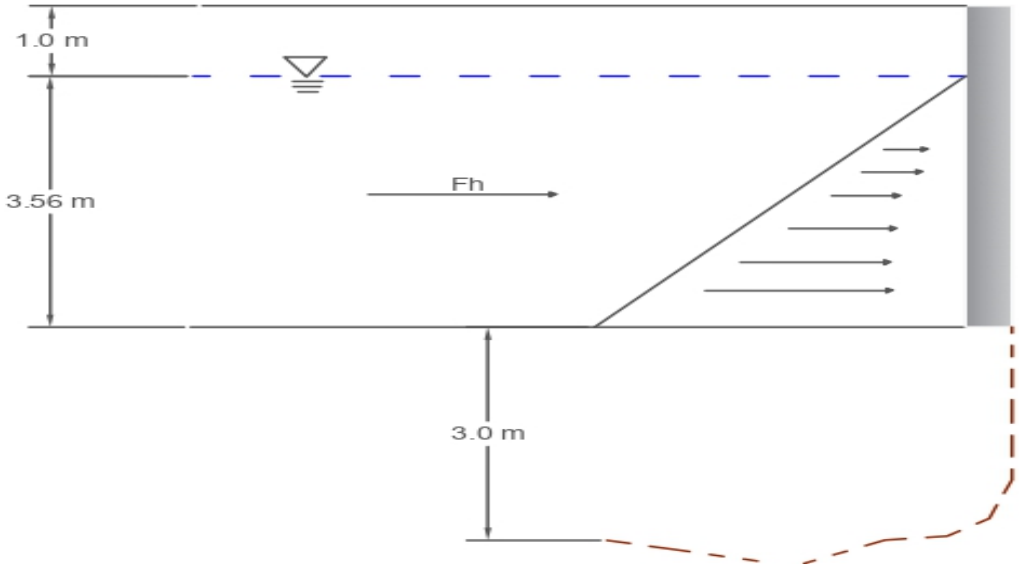


Ilustración 20: Fuerza horizontal con socavación.

ɣ=	9.81	Kn/m2
hc=	6.56	m
A=	3.56	m2

Aplicando la ecuación tenemos una fuerza horizontal de 229.09 KN, para mayor seguridad se debe aplicar un factor de seguridad de por lo menos un 15%.

14.2 Muro de contención

Muro de contención proyectado entre las abscisas K1+800 y la K2+000, aproximadamente 200 metros para la cual en esos puntos se analiza el resultado de la socavación.
Las secciones entre la 1542.387 y la 1403.63 en HEC-RAS corresponden a la ubicación del muro de contención.

Sección	Q (m3/s)	V (m/s)	Ho (m)	Be (m)	Ym (m)	dm (mm)	Beta	x	alfa	Hs (m)	Socavación e (m)
1542.387	833.14	1.03	2.79	289.04	2.79	0.1	1.01	0.42	0.52	4.32	1.53
1493.347	833.14	1.25	2.10	317.31	2.10	0.1	1.01	0.42	0.76	4.05	1.95
1450.226	833.14	1.90	1.41	310.46	1.41	0.1	1.01	0.42	1.51	4.11	2.70
1403.631	833.14	1.95	1.61	265.45	1.61	0.1	1.01	0.42	1.42	4.59	2.98

Tabla 26: Socavación, muro de contención.

Se debe tener en cuenta una socavación de aproximadamente 3.0 metros lo que implica que el muro de contención deberá tener una protección enrocada en la base.

14.3 Enrocados para protección contra la erosión del Rio Sinú sector la Playita – San Bernardo del Viento.

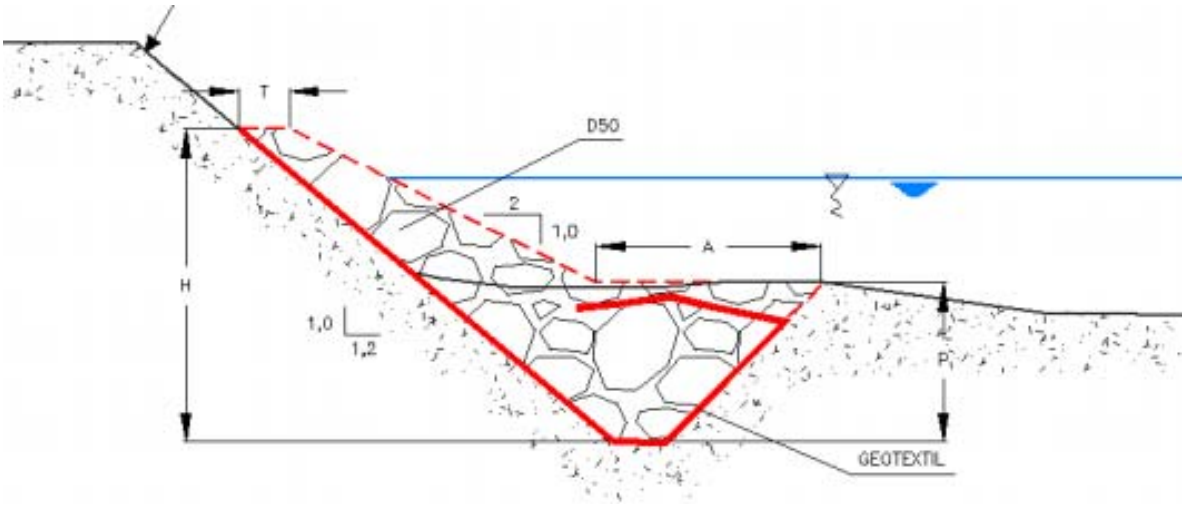


Ilustración 21: Enrocados de protección contra la erosión.

14.3.1 Cálculo de nivel de cimentación del enrocado.

El nivel de cimentación del enrocado se determinará a partir del análisis de socavación para el cual utilizará el método propuesto por LISCHTVAN-LEBEDIEV, para suelos no cohesivos.

$$H_s = \left(\frac{\alpha . {H_0}^{5/3}}{0.68 dm^{0.28} . \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Be . {y_m}^{5/3}}$$

Dónde:

H_s: Profundidad total de erosión (m)

H_o: Profundidad media (m)

Be: Sección estable determinada (m)

β: Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida de análisis

dm: Diámetro medio de los granos de fondo (mm)

x: Exponente para material no cohesivo en función del peso específico.

Y_m: Tirante medio (m)

Datos iniciales:

Dm= 0.1 mm

β =1.01 (ver tabla 21)

x=0.42 (ver tabla 22)

Para la sección 847.854

- Calculo para valor de α:

$$\alpha = \frac{833.14}{88.56\ x\ 2.47^{\frac{5}{3}}}$$

$$\alpha = 2.08$$

- Cálculo del valor de H_s:

$$Hs = (\frac{2.08\ x\ 2.47^{\frac{5}{3}}}{0.68\ x\ 0.1^{0.28}\ x\ 1.01})\text{^}(\frac{1}{1+0.42})$$

$$Hs = 9.95 \text{ m}$$

- Cálculo de la profundidad de socavación (e):

$$e = Hs - Ho$$

$$e = 7.48$$

La profundidad de socavación que se produce en la sección 847.854 es de 7.48 m, los resultados para las demás secciones se muestran a continuación (tabla 26). Las secciones seleccionadas son los puntos en donde la socavación tiene más influencia, de la sección 847.854 a la 50. 002.

Sección	Q (m3/s)	V (m/s)	Ho (m)	Be (m)	Ym (m)	dm (mm)	Beta	x	alfa	Hs (m)	Socavación e (m)
847.854	833.14	3.82	2.47	88.56	2.47	0.1	1.01	0.42	2.08	9.95	7.48
788.917	833.14	3.29	3.13	80.87	3.13	0.1	1.01	0.42	1.54	10.60	7.47
749.679	833.14	1.93	5.48	78.64	5.48	0.1	1.01	0.42	0.62	10.81	5.33
700.049	833.14	2.09	5.11	78.17	5.11	0.1	1.01	0.42	0.70	10.86	5.75
653.587	833.14	3.24	3.65	70.59	3.65	0.1	1.01	0.42	1.36	11.67	8.02
607.953	833.14	2.07	4.94	81.38	4.94	0.1	1.01	0.42	0.71	10.56	5.62
528.686	833.14	3.4	3.38	72.51	3.38	0.1	1.01	0.42	1.51	11.45	8.07
490.024	833.14	2.65	4.17	75.28	4.17	0.1	1.01	0.42	1.02	11.15	6.98
450	833.14	1.93	5.27	81.76	5.27	0.1	1.01	0.42	0.64	10.52	5.25
400	833.14	2.03	5.1	80.7	5.1	0.1	1.01	0.42	0.68	10.62	5.52
350	833.14	2.48	4.11	81.77	4.11	0.1	1.01	0.42	0.97	10.52	6.41
300	833.14	2.05	4.63	87.91	4.63	0.1	1.01	0.42	0.74	10.00	5.37
250	833.14	1.59	5.92	88.55	5.92	0.1	1.01	0.42	0.49	9.95	4.03
200	833.14	1.68	5.44	90.93	5.44	0.1	1.01	0.42	0.54	9.76	4.32
150	833.14	2.48	3.89	86.48	3.89	0.1	1.01	0.42	1.00	10.11	6.22
100	833.14	2.79	3.47	86.06	3.47	0.1	1.01	0.42	1.22	10.15	6.68
50	833.14	4.87	2.69	63.63	2.69	0.1	1.01	0.42	2.52	12.55	9.86

Tabla 27: Resultados profundidad de socavación.

14.3.2 Cálculo de profundidad de la uña (P)

Determinada la profundidad de socavación, ésta indica hasta donde excavaría el río, profundidad hasta la cual deberán llegar las cimentaciones de las estructuras, esta profundidad depende del tipo de material que se consideró en el cálculo, suelos no cohesivos.

De las profundidades de socavación obtenidas se observa que entre las secciones van de la profundidad 4.0 m a la máxima 9.86 m por lo que se adopta para todas las secciones una profundidad de uña P de 6.0 metros.

Vhffl%q##	Wu#d..rv,#	Frwd#rqgr#-p 1V1q1p ,#	Vrfdydfl%q#-p ,#	Frwd#gh#vrfdydfl%q#p 1V1q1p #	Dowxud#gh#cl#k..d#S#-p ,#
847.8539	433#	-2.49	7.48	0<1k:#	
788.9165	433#	-3.82	7.47	0441 5<#	
749.6788	433#	-6.79	5.33	045145#	
700.0493	433#	-6.81	5.75	045189#	
653.5874	433#	-5.42	8.02	04617 7#	
607.9533	433#	-5.09	5.62	0431:4#	
528.6857	433#	-4.93	8.07	046#	
490.0239	433#	-5.21	6.98	0451 4<#	
450.0001	433#	-6.18	5.25	044176#	913#
400	433#	-7.29	5.52	0451;4#	
350	433#	-4.92	6.41	044166#	
300	433#	-4.96	5.37	043166#	
250	433#	-8.63	4.03	045199#	
200	433#	-7.73	4.32	045138#	
150	433#	-4.77	6.22	043k<#	
99.99999	433#	-4.39	6.68	0441 3:#	
50.00002	433#	-4.28	9.86	047147#	

Tabla 28: Resultados del cálculo para la profundidad de la uña (P)

14.3.3 Cálculo de la altura del enrocado (H)

La altura del enrocado se define como la diferencia entre la cota del nivel de flujo y la cota socavación, más el borde libre; el valor de la cota del flujo y la velocidad se obtienen del

modelamiento HEC RAS del río Sinú; para el cálculo del borde libre se utilizará la expresión por energía.

$$H = \text{cota flujo} - \text{cota socavación} + f$$

$$f = \phi\left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

Donde:

H: Altura del enrocado

F: Borde libre (m)

V: velocidad del flujo (m/s)

g: gravedad (m/s^2)

Ø: Coeficiente en función del caudal máximo de descarga

Valores del coeficiente (Φ) para diversos caudales

Caudal Máximo (m3/s)	Coeficiente (Φ)
3000 – 4000	2.0
2000 – 3000	1.7
1000 – 2000	1.4
500 – 1000	1.2
100 – 500	1.1

Fuente: Diseño de defensas Ribereñas – Rubén Terán

Vhff&q##	Wu#d..rv,#	Qlyhd#ghd# ioxmr# p1vlq1p #	Yhorflgdg# -p 2v,#	Erugh#beuh# -p ,#	Frwd#gh# vrfdydf&q# -p 1vlq1p ,#	Dowxud# hqurfdgd# -p ,#	Dowxud#wrwdo# hqurfdgr# -p ,#
847.8539	100	2.38	3.82	0.892501529	-9.97	13.24250153	12.0
788.9165	100	2.22	3.29	0.662024465	-11.29	14.17202446	
749.6788	100	2.42	1.93	0.22782263	-12.12	14.76782263	
700.0493	100	2.35	2.09	0.26716208	-12.56	15.17716208	
653.5874	100	1.94	3.24	0.642055046	-13.44	16.02205505	
607.9533	100	2.1	2.07	0.262073394	-10.71	13.07207339	
528.6857	100	1.57	3.4	0.707033639	-13	15.27703364	
490.0239	100	1.64	2.65	0.429510703	-12.19	14.2595107	

450.0001	100	1.71	1.93	0.22782263	-11.43	13.36782263
400	100	1.65	2.03	0.252042813	-12.81	14.71204281
350	100	1.48	2.48	0.376171254	-11.33	13.18617125
300	100	1.5	2.05	0.257033639	-10.33	12.08703364
250	100	1.54	1.59	0.154623853	-12.66	14.35462385
200	100	1.5	1.68	0.172623853	-12.05	13.72262385
150	100	1.28	2.48	0.376171254	-10.99	12.64617125
99.99999	100	1.09	2.79	0.476091743	-11.07	12.63609174
50.00002	100	-0.02	4.87	1.450574924	-14.4	15.83057492

Tabla 29: Resultado del cálculo de la altura del enrocado (H)

De los cálculos realizados para cada progresiva se obtuvieron diversos valores, siendo el mínimo 12.08 m y el máximo 16.02 m. Para uniformizar la sección del enrocado a lo largo del tramo en estudio se seleccionó una altura del enrocado de 12.0 m

14.3.4 Calculo del diámetro medio de la roca (D50)

$$D'_{50} = \frac{0.00594V^3}{{y_m}^{0.5}.{K_1}^{1.5}}$$

$$K_1 = \left(1 - \frac{sen^2\theta}{sen^2\varphi}\right)^{0.50}$$

$$C = C_{sg}.C_{sf}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = \left(\frac{FS}{1.2}\right)^{1.5}$$

$$D_{50} = C.D'_{50}$$

Donde:

D_{50}: Diámetro medio de las rocas (m) (el 50% de la muestra tiene el diámetro máximo).

V: Velocidad media del flujo (m/s)

Y: Profundidad del flujo (m)

K1: Factor de corrección

Θ: Ángulo de inclinación del talud

Φ: Ángulo de reposo del material del enrocado

$\acute{r}_s$: Peso específico del material del enrocado

FS: factor de seguridad

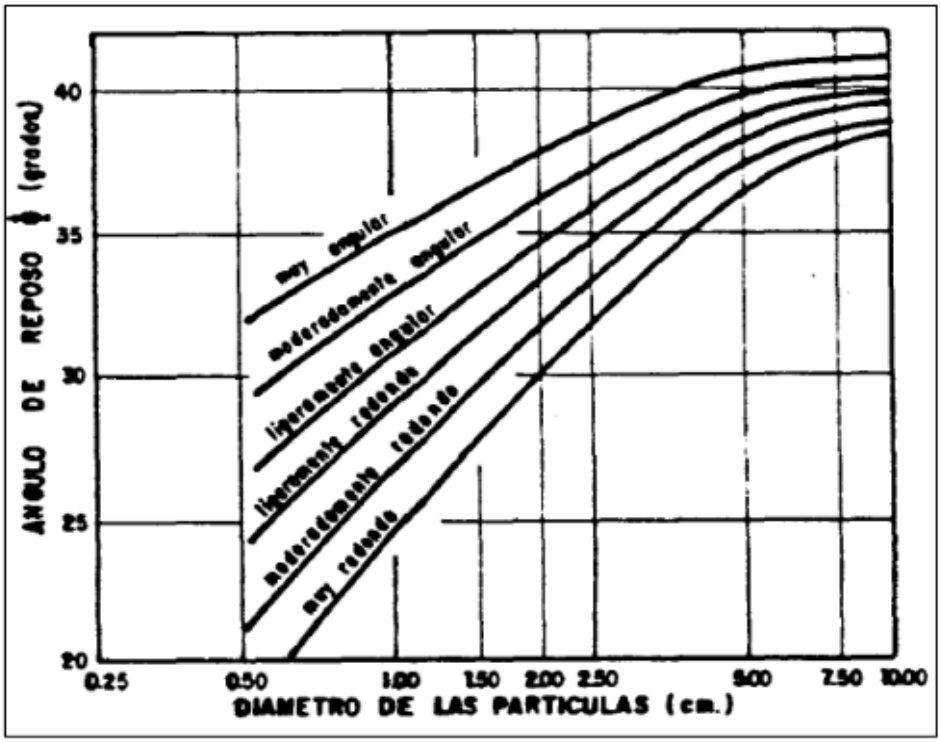
Datos iniciales

- Angulo de inclinación del talud seleccionado

$$\Theta = 26.57° \text{ (Talud Z=2)}$$

- Angulo de reposo del material seleccionado (Grafica)

$$\Phi: 41°$$



Gráfica 10: Angulo de reposo de, material no cohesivo según la U.S Bureau of Reclamation. Fuente: Criterios de diseño de obras de protección de estructuras hidráulicas viales.

Para la sección 847.854

- Calculo K1

$$K1 = \left(1 - \frac{sen^2 26.57}{sen^2\ 41}\right)^{0.50}$$

$$K1 = 0.73$$

- Cálculo del factor de corrección por gravedad especifica.

$$Csg = \frac{2.12}{(2.658 - 1)^{\wedge}1.5}$$

$$Csg = 0.99$$

- Cálculo del factor de corrección por estabilidad, considerando el valor de FS: 1.6

$$Csf = \left(\frac{1.6}{1.2}\right)^{1.5}$$

$$Csf = 1.54$$

- Cálculo del coeficiente de corrección:

$$C = 0.99 \times 1.54$$

$$C = 1.53$$

Vhff‰q#	Wu#el..rv#	T#p 62v#	Y#p 2v#	\p #p #	N4#	ϕ#°#	GCB3#p #	F#	G83#p #
847.8539	433#	833.14	3.82	2.47	0.738	41	0.33224142	1.53	0.51
788.9165	433#	833.14	3.29	3.13	0.738	41	0.1885505	1.53	0.29
749.6788	433#	833.14	1.93	5.48	0.738	41	0.02876695	1.53	0.04
700.0493	433#	833.14	2.09	5.11	0.738	41	0.03783037	1.53	0.06
653.5874	433#	833.14	3.24	3.65	0.738	41	0.16676341	1.53	0.25
607.9533	433#	833.14	2.07	4.94	0.738	41	0.03738176	1.53	0.06
528.6857	433#	833.14	3.4	3.38	0.738	41	0.20025832	1.53	0.31
490.0239	433#	833.14	2.65	4.17	0.738	41	0.08536538	1.53	0.13
450.0001	433#	833.14	1.93	5.27	0.738	41	0.02933451	1.53	0.04
400	433#	833.14	2.03	5.1	0.738	41	0.03469886	1.53	0.05
350	433#	833.14	2.48	4.11	0.738	41	0.07047682	1.53	0.11
300	433#	833.14	2.05	4.63	0.738	41	0.03750449	1.53	0.06
250	433#	833.14	1.59	5.92	0.738	41	0.01547543	1.53	0.02
200	433#	833.14	1.68	5.44	0.738	41	0.01904323	1.53	0.03
150	433#	833.14	2.48	3.89	0.738	41	0.07244233	1.53	0.11
99.99999	433#	833.14	2.79	3.47	0.738	41	0.1092094	1.53	0.17
50.00002	433#	833.14	4.87	2.69	0.738	41	0.65966419	1.53	1.01

Tabla 30: Resultado del cálculo diámetro medio del enrocado

En promedio resulta un valor de 0.19 m, por lo tanto, para fines constructivos se utilizará como un diámetro medio D50= 0.60 m

14.3.4 Cálculo del espesor mínimo del enrocado (T)

El espesor mínimo del enrocado se determina con las recomendaciones hechas por el cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1970).

- No debe ser menor que el tamaño máximo de la roca a usarse en el enrocado.

$$T = D_{100} = 0.90\ m$$

- No debe ser menor de $1.5D_{50}$

$$T = 1.5D_{50} = 0.90m$$

- Por razones constructivas no deberá ser menor de 30 cm.

$$T_{min} = 0.30\ m$$

De los tres valores dados por las consideraciones mencionadas, se tomará el mayor, debiéndose incrementar este valor en un 50% cuando el enrocado es colocado bajo el agua.

Por lo tanto, el espesor de diseño elegido:

$$Tdiseño = 0.90\ m$$

14.3.5 Cálculo del ancho de la base (A)

Calculado la profundidad de socavación, se determinó el valor del ancho del enrocado en la base utilizando la siguiente expresión:

$$A = 1.5e$$

Donde:

A: Ancho del enrocado en la base (m)

e: Profundidad de socavación (m)

En el cálculo del enrocado se obtuvieron anchos variables entre 6.0 m como mínimo y como máximo 14.79 m, con el fin de uniformizar y definir la sección típica del enrocado, se seleccionó un ancho de base a utilizar de 8.0 metros.

VhffÃ‰q##	Wu#d..rv;#	VrfdydfÃ‰q# -p ;#	Dqfkr#gh#d# edvh#p ;#	Dqfkr#gh#d# edvh#l#kwdl}du# -p ;##
847.8539	433#	7.48	11.22	
788.9165	433#	7.47	11.205	
749.6788	433#	5.33	7.995	
700.0493	433#	5.75	8.625	
653.5874	433#	8.02	12.03	
607.9533	433#	5.62	8.43	
528.6857	433#	8.07	12.105	
490.0239	433#	6.98	10.47	
450.0001	433#	5.25	7.875	8.0
400	433#	5.52	8.28	
350	433#	6.41	9.615	
300	433#	5.37	8.055	
250	433#	4.03	6.045	
200	433#	4.32	6.48	
150	433#	6.22	9.33	
99.99999	433#	6.68	10.02	
50.00002	433#	9.86	14.79	

Tabla 31: Resultado del cálculo ancho de la base (A)

14.3.6 ESTABILIDAD DEL ENROCADO

14.3.6.1 Cálculo del esfuerzo cortante local

$$\tau_0 = \frac{\gamma \bar{V}^2}{(18Log\frac{12.2y}{D50})^2}$$

Ecuación 6: Esfuerzo cortante local

Peso específico del agua (r)	1000	Kg/m3
Velocidad media del agua (v)	2.61	m/s
Tirante (y)	4.28529412	m
Diámetro medio (D50)	0.6	m
ESFUERZO CORTANTE LOCAL (*To*)	5.59	Kg/m2

14.3.6.2 Calculo del esfuerzo local en curvas

$$\frac{\tau_b}{\tau_a} = 2.65/\left(\frac{r}{w}\right)^{0.5}$$

Ecuación 7: Esfuerzo cortante local en curvas

Radio curvatura del eje (r)	394.12	m
Ancho de la superficie del agua (aguas arriba de la curvatura) (w)	80.87	m
Tb/Ta	1.20	
ESFUERZO CORTANTE ($T'O$)	6.71	Kg/m2

Los valores de r y w se obtienen de los planos topográficos.

14.3.6.3 Calculo del esfuerzo cortante para el fondo

$$\tau = a(\gamma_s - \gamma)D_{50}$$

Ecuación 8: Esfuerzo cortante en el fondo

Peso específico de la roca (rs)	2658	Kg/m3
Peso específico del agua (r)	1000	Kg/m3
Coeficiente, canales anchos asumir	0.04	
Diámetro medio (D50)	0.6	m
ESFUERZO CORTANTE PARA FONDO (T)	39.792	Kg/m2

14.3.6.4 Calculo del esfuerzo cortante en el talud

$$\tau' = \tau\left(1 - \frac{Sen^2\theta}{Sen^2\phi}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Ecuación 9: Esfuerzo cortante en el talud

Angulo del talud con la horizontal (θ)	26.57	°
Angulo de reposo del enrocado (φ)	41	°
ESFUERZO CORTANTE PARA TALUD (T')	29.37	Kg /m2

El esfuerzo cortante local en cualquier punto de la sección de un canal revestido con roca no deberá exceder el valor de diseño permisible obtenidos por las ecuaciones, es decir se debe cumplir que el esfuerzo cortante local debe ser menor o igual al esfuerzo cortante para el talud.

$$T'o \leq T'$$

$$6.71\ Kg/m2 \leq 29.37\ Kg/m2$$

Por lo tanto, cumple.

14.3.6.5 Factor seguridad al deslizamiento

El Factor de seguridad al deslizamiento del enrocado se define como el cociente entre las tangentes del ángulo de reposo q y el ángulo del talud p.

$$F.S = \frac{tg\phi}{tg\theta}$$

Ecuación 10: Factor seguridad al deslizamiento

Agulo del talud con la horizontal (θ)	26.57	°
Angulo de reposo del enrocado (φ)	41	°

Factor seguridad = 1.7

Se toma como criterio de estabilidad que el valor del factor de seguridad sea mayor a 1.5 por lo tanto cumple.

15 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizaron en total 2 modelamientos del rio Sinú sector la playita en San Bernardo del Viento, utilizando un periodo de retorno de 100 años que tiene un caudal de máximas avenidas de 833.14 m^3/s, en el primer modelamiento se realizó con el rio en su forma inicial con ello se determinó las zonas de inundación y el segundo se realizó con el dique de contención en las zonas de desbordamiento.

Los modelamientos se realizaron utilizando el software HEC – RAS 4.0, donde se obtuvieron parámetros hidráulicos como son: velocidad, tirantes y espejo de agua.

De acuerdo con la solicitud presentada por la gobernación de Córdoba, se recomienda la construcción de un dique para protección de áreas de inundación para un periodo de retorno de 100 años. Obra que de acuerdo a los análisis anteriormente realizados deberá tener dimensiones de:

- 3 m de ancho de corona
- 4.48 msnm altura total
- Borde libre 0.18 m
- Talud 2:1

Con la construcción del dique, es necesario construir compuertas que permitan la salida del agua generada por la precipitación directa.

Luego se analizaron las fuerzas horizontales que intervienen a la construcción de la barrera de pilotes y se analizaron dos condiciones sin socavación y con socavación los resultados son 124.33 KN y 229.09 KN respectivamente, se recomienda un factor de seguridad de al menos el 15% de la fuerza resultante. Además se evaluó la socavación en el muro de contención para lo cual se recomienda base enrocada para prevenir la erosión.

Por último, se procedió a proponer y trazar un eje de enrocado en donde la socavación tiene mayor influencia en las siguientes secciones ajustadas al plano topográfico con las profundidades de socavación.

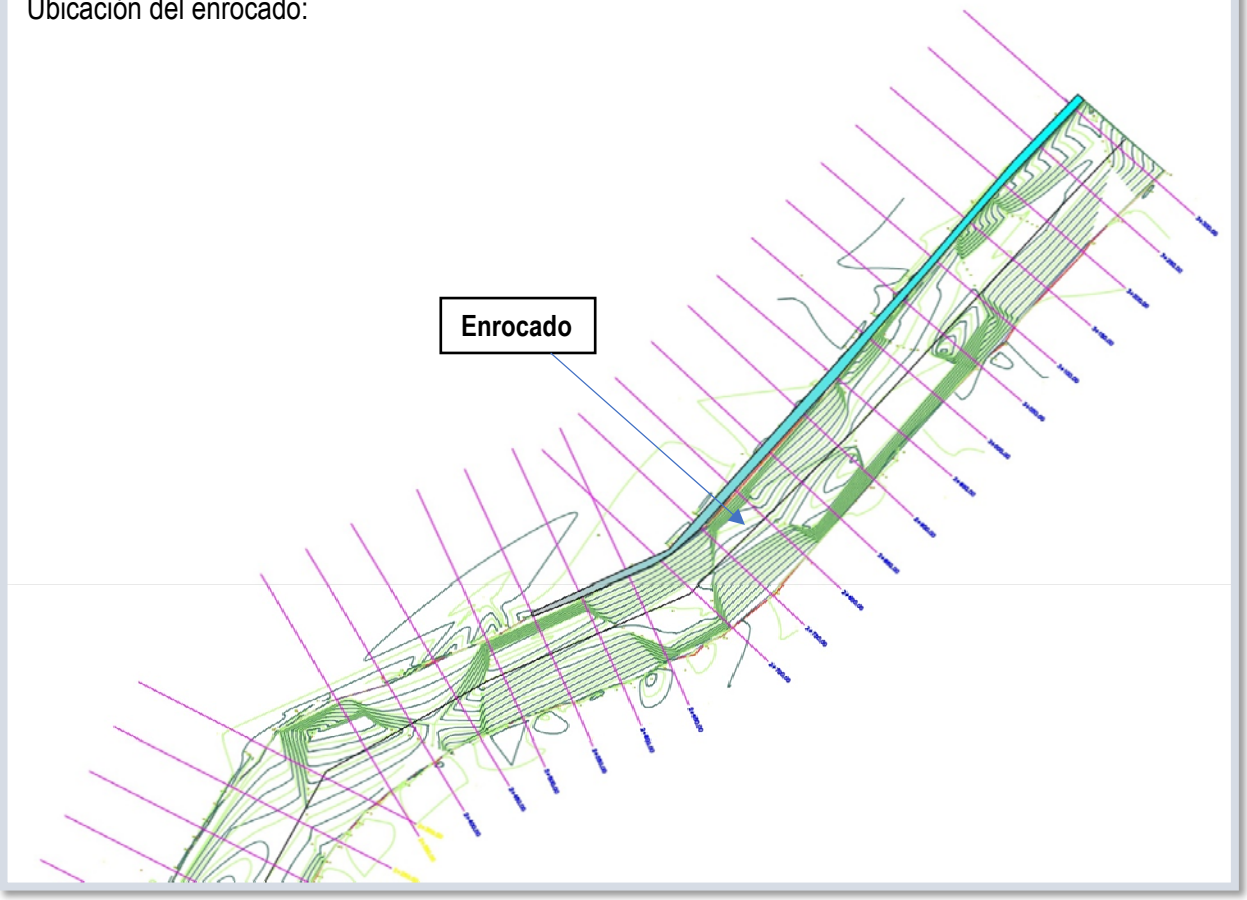
Sección	Ho (m)	Hs (m)	Socavación e (m)
5.883#	517:#	<1k8#	:17;#
5.933#	6146#	4393#	:17:#
5.983#	817;#	431;4#	8166#
5.:33#	8144#	431;9#	81:8#
5.:83#	6198#	4419:#	;135#
5.;33#	71k7#	4389#	8195#
5.;83#	616;#	4478#	;13:#
5.<33#	714:#	44148#	91k;#
5.<83#	815:#	4385#	8158#
6.333#	814#	4395#	8185#

6.383#	7144#	43185#	9174#
6.433#	7196#	43133#	816:#
6.483#	81k5#	<1k8#	7136#
6.533#	8177#	<1:9#	7165#
6.583#	61;<#	43144#	9155#
6.633#	617:#	43148#	919;#

Para fines constructivos, se uniformizo las profundidades de cimentación para cual se definió 6.0 metros. Los resultados de la sección geométrica como son: la altura (H), espesor mínimo (T), ancho (A) y diámetro medio (D50) de los enrocados de protección se muestran en el siguiente cuadro:

Cimentación (P) (m)	Altura (H) (m)	Espesor (T) (m)	Ancho (A) (m)	Diámetro medio D50
6.0	12.0	0.9	8.0	0.6

Ubicación del enrocado:



La verificación de la estabilidad se realizó en una sección típica, se utilizaron parámetros críticos para asegurar la estabilidad en donde se comprobó que: - El esfuerzo cortante en el Talud es mayor al esfuerzo cortante local.

El factor de seguridad al deslizamiento F.S resulta 1.7 que es mayor a 1.5, lo cual asegura la estabilidad.

En caso se encuentre la presencia de roca en la excavación de la profundidad del enrocado, se recomienda colocar la uña hasta el nivel encontrado.

Se recomienda realizar el mantenimiento del enrocado, en caso se observen los materiales desplazados por cualquier causa, estos deberán colocarse nuevamente de acuerdo a los planos de diseño.

Para el caso de las obras de urbanismo no es necesario la construcción de obras hidráulicas para evacuar la escorrentía debido a que esta se puede dar de forma natural con la pendiente del pavimento a construir.

FREDY OMAR CARABALLO ALVAREZ
INGENIERO CIVIL

16 BIBLIOGRAFIA

IDEAM INSTITUCIONAL. (s.f.). Obtenido de http://institucional.ideam.gov.co. IGAC. (2008). Atlas

Básico de Colombia. Bogotá, Colombia.

INVIAS 2009. Manual de drenaje para carreteras. En: https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificacionestecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras. Consultada en diciembre de 2020.

Manning Robert, Almirante Darcy. Ecuaciones

RUBÉN TERÁN - “Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas”, Escuela Superior de Administración de Aguas Charles Sutton, 1998

ANTONIO MAZA ÁLVAREZ Y MANUEL GARCÍA FLORES. - "Estabilización y Rectificación de ríos”, Capítulo 14 del Manual de Ingeniería de Ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1985

Municipio de Montería, 16 de Diciembre de 2020

Señores
Departamento de Córdoba
Secretaria de planeación

Asunto: Estudio Hidrológico e Hidráulico

Certifico que he realizado el ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO del proyecto **"RECUPERACIÓN AMBIENTAL Y PAISAJÍSTICA DE LA RIBERA DEL RIO SINÚ, EN EL MUNICIPIO DE SAN BERNARDO DEL VIENTO, CÓRDOBA"** " a construirse en el municipio de San Bernardo del Viento, Departamento de Córdoba, de acuerdo con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, cuyos resultados se encuentran consignados tanto en las memorias de diseño como en los planos correspondientes, que anexo debidamente firmados.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi tarjeta profesional, copia del certificado de vigencia y antecedentes profesionales y copia de mi cedula de ciudadanía.



FREDY OMAR CARABALLO ALVAREZ
Ingeniero Civil
M.P. No. 25202-25571 CUND
C.C. No. 6.887.417 de Montería

REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 6.887.417

CARABALLO ALVAREZ

APELLIDOS

FREDY OMAR

NOMBRES

FIRMA





INDICE DERECHO

FECHA DE NACIMIENTO 29-OCT-1961

MONTERIA
(CORDOBA)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.62
ESTATURA

O+
G.S. RH

M
SEXO

04-NOV-1980 MONTERIA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES

A-1300100-00132554-M-0006887417-20081201 0007278298A 3 7460009311

REPUBLICA DE COLOMBIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería y Arquitectura



MATRICULA No. 2520225571CND

Ingeniero Civil

APELLIDOS

Caraballo Alvarez

NOMBRES

Fredy Omar

C.C. 6.887.417

UNIVERSIDAD

De La Salle

Presidente del Consejo

I am Sorry !!!!

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2021-542973

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que FREDY OMAR CARABALLO ALVAREZ, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 6887417, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-25571 desde el 23 de Julio de 1987, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 100.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los catorce (14) días del mes de Enero del año dos mil veintiuno (2021).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.