



**CONTRATO DE CONCESIÓN N° 003 DEL 09 DE SEPTIEMBRE DE 2014**

**LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO**

**INCGROUP**

**VOLUMEN VII**

**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)  
INFORME**

**ALMA-003-2014-HS-005-V.2**

**UNIDAD FUNCIONAL 5**

**BOGOTÁ D.C**

**ABRIL 2016**

AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA

LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

DEPENDENCIA	No. DE COPIAS
INTERVENTORÍA	ORIGINAL
CONCESIONARIO	COPIA

ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN

Título Documento		ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)			
Documento No.		AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA ALMA-003-2014-HS-005-V.2			
Número de Revisión		0	1	2	
A P R O B A C I O N	Responsables por elaboración	NOMBRE	CONSORCIO DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑOS ALTO MAGDALENA - INCGROUP	CONSORCIO DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑOS ALTO MAGDALENA - INCGROUP	CONSORCIO DE CONSTRUCCIÓN Y DISEÑOS ALTO MAGDALENA - INCGROUP
		FIRMA	JUAN GALARZA	JUAN GALARZA	JUAN GALARZA
		MAT:	25202-37292 CND	25202-37292 CND	25202-37292 CND
	Responsable por revisión y aprobación	FECHA	JULIO DE 2015	OCTUBRE DE 2015	OCTUBRE DE 2015
		NOMBRE	CONCESIÓN ALTO MAGDALENA	CONCESIÓN ALTO MAGDALENA	CONCESIÓN ALTO MAGDALENA
		FIRMA	DIEGO BUITRAGO	CAMILO PICO	CAMILO PICO
		MAT:			
	FECHA	AGOSTO DE 2015	OCTUBRE DE 2015	ABRIL DE 2016	



**AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA**

**LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO**

**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)**

**CONTROL DE MODIFICACIÓN DEL DOCUMENTO**

<b>REVISIÓN</b>	<b>FECHA</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LA MODIFICACIÓN</b>	<b>OBSERVACIONES</b>
1	SEPTIEMBRE DE 2015	Modificaciones de acuerdo al oficio CI.004/GP0308/15/7.1.7 del 17 de septiembre de 2015 (rad. Interno R-680)	Generales
2	ABRIL DE 2016	Modificaciones de acuerdo al oficio del 05 de abril de 2016 de INGENEIRIA DE VIAS.	Generales



AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA

LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

LISTA DE PLANOS

UNIDAD FUNCIONAL	TITULO	PLANO	CODIGO
UF5	Plano General	4 DE 4	ALMA-003-2014-HS-005-P1-V.1
UF5	Plano Estaciones y Polígonos de Thiessen	1 DE 1	ALMA-003-2014-HS-005-P2-V.1
UF5	Plano de Isoyetas	1 DE 1	ALMA-003-2014-HS-005-P3-V.1
UF5	Plano Planta Perfil	16 DE 16	ALMA-003-2014-HS-005-P4-V.1
UF5	Plano Detalles Típicos	3 DE 3	ALMA-003-2014-HS-005-P5-V.2
UF5	Plano Modelación hidráulica Rio Magdalena	2 DE 2	ALMA-003-2014-HS-006-P5-V.1



AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA

LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> _____	<b>12</b>
<b>2. OBJETIVOS Y ALCANCES</b> _____	<b>14</b>
2.1. OBJETIVOS _____	14
2.2. ALCANCES _____	14
2.3. DEFINICIONES _____	15
<b>3. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS</b> _____	<b>19</b>
3.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE _____	19
3.1.1. Hidroclimatológica _____	19
3.1.2. Suelos y cobertura vegetal _____	20
3.1.3. Cartografía _____	20
3.2. METODOLOGÍA _____	20
3.2.1. Preliminares _____	20
3.2.2. Trabajos de campo _____	21
3.2.3. Procesamiento y análisis de la información _____	22
3.3. CLIMATOLOGÍA Y ANÁLISIS DE LLUVIAS TOTALES _____	24
3.3.1. Climatología _____	24
3.3.2. Análisis de lluvias totales _____	26
3.3.2.1. Precipitaciones máximas _____	26
3.3.2.2. Intensidad de la precipitación (curva intensidad-duración-frecuencia, idf) _____	40
3.4. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA _____	44
3.5. ANÁLISIS DE CAUDALES _____	45
3.5.1. Método racional _____	45
3.5.2. Método del hidrograma unitario _____	47
3.5.3. Método de trasposición de caudales _____	55
3.5.4. Método de regionalización del HIMAT _____	58
3.5.5. Método de regionalización (río Magdalena) _____	60
3.5.5.1. Determinación de las relaciones adimensionales de caudales máximos _____	60
3.5.5.2. Relación Área-Q2.33 caudales máximos _____	63
3.5.5.3. Caudales máximos cuencas bajo análisis _____	63
3.5.6. Justificación de fórmulas empleadas _____	64



<b>4.</b>	<b>ESTUDIOS HIDRAULICOS</b>	<b>66</b>
4.1.	GEOMORFOLOGÍA -DINÁMICA FLUVIAL	66
4.2.	OBRAS MENORES	66
4.2.1.	Capacidad estructuras de drenaje transversal	66
4.2.2.	Asignación estructuras de cruce	67
4.2.3.	Descoles estructuras de cruce	67
4.3.	ESTRUCTURAS DE DRENAJE LONGITUDINAL	68
4.3.1.	Cunetas	68
4.3.2.	Subdrenaje	69
4.3.2.1.	Identificación de zonas con necesidades de subdrenaje	69
4.3.2.2.	Dimensionamiento de subdrenajes	74
4.3.3.	Drenaje de la corona	82
4.4.	HIDRÁULICA DE OBRAS MAYORES	88
4.4.1.	Modelación hidráulica	88
4.4.2.	Obtención del coeficiente de rugosidad “n” de Manning	89
4.4.3.	Método de Cowan	92
4.4.4.	Río Magdalena	97
4.4.4.1.	Cálculo del perfil de flujo	100
4.4.4.2.	Perfil de flujo	101
4.4.5.	Gálibos	102
<b>5.</b>	<b>CÁLCULO DE SOCAVACIÓN</b>	<b>104</b>
5.1.	ECUACIONES GENERALES	104
5.2.	DISEÑO PILOTES-PILAS CENTRALES-PUENTE PRINCIPAL	113
5.3.	PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN PUENTES	117
<b>6.</b>	<b>CANTIDADES DE OBRA</b>	<b>135</b>
<b>7.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>136</b>
<b>8.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>137</b>



**AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA**

**LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO**

**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)**

**ANEXOS**

- Anexo 1. Estaciones IDEAM
- Anexo 2. Características morfométricas
- Anexo 3. Lluvias de diseño
- Anexo 4. Caudales y TC
- Anexo 5. Modelo HEC-HMS
- Anexo 6. Verificación Hidráulica
- Anexo 7. Implantación de cunetas
- Anexo 8. Granulometría
- Anexo 9. Modelo HEC RAS
- Anexo 10. Socavación
- Anexo 11. Batimetrías
- Anexo 12. Calculo estructural Box Culvert
- Anexo 13. Cantidades de obra
- Anexo 14. Encoles y Descoles
- Anexo 15. Ensayos río Magdalena
- Anexo 16. Curvas caudal Río Magdalena
- Anexo 17. Modelo HEC-RAS Río Magdalena
- Anexo 18. Secciones estaciones
- Anexo 19. Socavaciones Río Magdalena
- Anexo 20. Modelos HY-8
- Anexo 21. Recomendaciones socavación
- Anexo 22. Información CAR
- Anexo 23. Planos



AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA

LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Abscisado Unidades Funcionales.....	12
Tabla 2. Estaciones hidroclimatológicas empleadas en el análisis hidrológico. ....	19
Tabla 3. Promedios mensuales de las variables consideradas de la estación Apto Palanquero. ....	24
Tabla 4. Promedios mensuales de las variables consideradas de la estación La Esperanza. ....	25
Tabla 5. Serie histórica de precipitación máxima. ....	29
Tabla 6. Serie histórica de caudales máximos. ....	30
Tabla 7. Análisis de consistencia y homogeneidad series. ....	33
Tabla 8. Prueba de bondad del ajuste para precipitaciones máximas. ....	36
Tabla 9. Prueba de bondad del ajuste para caudales máximos. ....	36
Tabla 10. Tabla de precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (mm). ....	37
Tabla 11. Tabla de caudales máximos para diferentes periodos de retorno (mm). ....	37
Tabla 12. Valores de M en las estaciones. ....	40
Tabla 13. Valores curva IDF Palanquero. ....	41
Tabla 14. Valores curva IDF La Esperanza ....	42
Tabla 15. Valores curva IDF Idema - Dorada ....	43
Tabla 16. Períodos de retorno para obras de drenaje vial ....	46
Tabla 17. Caudales máximos método racional ....	46
Tabla 18. Caudales máximos método hidrograma unitario (m <sup>3</sup> /s) ....	54
Tabla 19. Serie histórica de caudales máximos (m <sup>3</sup> /s). ....	55
Tabla 20. Análisis de consistencia y homogeneidad series. ....	56
Tabla 21. Prueba de bondad del ajuste para caudales máximos. ....	56
Tabla 22. Tabla de caudales máximos para diferentes periodos de retorno (m <sup>3</sup> /s). ....	57
Tabla 23. Caudales máximos método de transposición de caudales (m <sup>3</sup> /s) .....	58
Tabla 24. Curva de frecuencia regional método HIMAT .....	58



Tabla 25. Caudales máximos método de regionalización del HIMAT .....	59
Tabla 26. Relaciones adimensionales de caudales máximos .....	62
Tabla 27. Caudales máximos cuencas bajo análisis.....	63
Tabla 28. Capacidad hidráulica alcantarillas .....	66
Tabla 29. Potencial de recarga hídrica .....	70
Tabla 30. Ponderación de la posibilidad de infiltración según la pendiente del terreno .....	71
Tabla 31. Ponderación de la posibilidad de infiltración según la textura del suelo	71
Tabla 32. Ponderación de la posibilidad de infiltración según el tipo de roca.....	72
Tabla 33. Ponderación de la posibilidad de infiltración según el porcentaje de cobertura vegetal.....	73
Tabla 34. Ponderación de la posibilidad de infiltración según el uso del suelo .....	73
Tabla 35. Cálculo del Potencial de infiltración en la vía.....	74
Tabla 36. Relación aproximada entre la clasificación unificada y la permeabilidad	76
Tabla 37. Viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura.....	86
Tabla 38. Velocidades de hidropneumático para diferentes pendientes longitudinales, S y bombeo, Sx .....	87
<b>Tabla 39.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca los Naranjos K3+430.....	92
<b>Tabla 40.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca Mayaca K5+275.....	93
<b>Tabla 41.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca Yucalito K7+220.....	93
<b>Tabla 42.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Caño Brisas Ecopetrol K9+074.....	94
<b>Tabla 43.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Cauce Caño Torre Molino K11+400.....	95
<b>Tabla 44.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Burras K13+430.....	95
<b>Tabla 45.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Gallera K28+800.....	96
<b>Tabla 46.</b> Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Doradita K29+200.....	96
Tabla 47. Características granulometría río Magdalena.....	97
Tabla 48. Pendiente hidráulica medio río Magdalena .....	98
<b>Tabla 49.</b> Coeficientes expresiones de socavación general.....	105
Tabla 50. Resumen de Socavación puente río Magdalena – Purnio.....	111
Tabla 51. Resumen de Socavación General Unidad Funcional 5.1 .....	127
Tabla 52. Resumen de Socavación General la Unidad Funcional 5.3.....	133
Tabla 53. Cantidades de obra .....	135



AGENCIA NACIONAL DE INFRAESTRUCTURA

LA FINANCIACIÓN, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN, MEJORAMIENTO,  
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DEL CORREDOR HONDA – PUERTO SALGAR –  
GIRARDOT, DE ACUERDO CON EL APÉNDICE TÉCNICO 1 Y DEMÁS APÉNDICES  
DEL CONTRATO

ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Ubicación general del proyecto.	12
Figura 2. Distribución temporal Precipitación máxima estación Apto Palanquero.	26
Figura 3. Distribución temporal Precipitación máxima estación La Esperanza.	27
Figura 4. Distribución temporal Precipitación máxima estación Idema - Dorada.	28
Figura 5. Precipitaciones máximas puntuales en estaciones.	38
Figura 6. Curva IDF estación Apto Palanquero.	41
Figura 7. Curva IDF estación La Esperanza.	42
Figura 8. Curva IDF estación Idema Dorada.	43
Figura 9. Caudales máximos puntuales estación Puente Carretera.	57
Figura 10. Estaciones río Magdalena	61
Figura 11. Prueba de homogeneidad de Langbein	62
Figura 12. Curva de frecuencia regional de caudales máximos	62
Figura 13. Gráfica para determinar la infiltración de agua subterránea	78
Figura 14. Ejemplo de flujo artesiano hacia una capa permeable	79
Figura 15. Velocidad del flujo en el agregado del filtro	81
Figura 16. Rugosidades estimadas estación Nariño	99
Figura 17. Rugosidades estimadas estación Puerto Salgar	99
Figura 18. Perfil de flujo puente Purnio	102
Figura 19. Socavación media estación Purificación	106
Figura 20. Socavación media estación Nariño	107
Figura 21. Socavación media estación Puerto Salgar	108
Figura 22. Puente K3+430 – Socavación General	118
Figura 23. Puente K3+430 – Socavación Local	118
Figura 24. Puente K3+430 – Socavación por curvatura	119
Figura 25. Puente K5+275 – Socavación General	120
Figura 26. Puente K7+220 – Socavación General	121
Figura 27. Puente K7+220 – Socavación local	121
Figura 28. Puente K7+220 – Socavación por curvatura	122
Figura 29. Puente K9+074 – Socavación General	123



Figura 30. Puente K11+400 – Socavación General	124
Figura 31. Puente K11+400 – Socavación local	124
Figura 32. Puente K11+400 – Socavación por curvatura	125
Figura 33. Puente K13+146 – Socavación General	126
Figura 34. Puente K13+146 – Socavación Local	126
Figura 35. Puente K13+146 – Socavación por curvatura	127
Figura 36. Puente Quebrada Guarinó K10+250 – Socavación General	129
Figura 37. Puente Quebrada Burras K13+430 – Socavación General	130
Figura 38. Puente Quebrada Gallera K28+800– Socavación General	131
Figura 39. Puente Quebrada Gallera K28+800– Socavación por curvatura	131
Figura 40. Puente Quebrada Doradita K29+200 – Socavación General	132
Figura 41. Puente Quebrada Doradita K29+200 – Socavación por curvatura	133



## 1. INTRODUCCIÓN

El proyecto vial entre Girardot y Puerto Salgar se encuentra ubicado entre los departamentos de Tolima, Cundinamarca y Caldas con una longitud aproximada de 167 km, los cuales se encuentran distribuidos en 5 unidades funcionales definidos de esta manera:

**Tabla 1.** Abscisado Unidades Funcionales.

UNIDAD FUNCIONAL	TRAMO	LONGITUD km	ABSCISADO
1	Conexión vial a la variante Girardot – Espinal	14.50	-
2	Tramo Girardot – Nariño – Guataquí	38.00	K00+000 – K38+000
3	Guataquí – Beltrán – Cambao	49.50	K38+000 – K87+500
4	Cambao – Puerto Bogotá	45.95	K87+500 – K133+450
5	Puerto Bogotá – Honda – Puerto Salgar	13.66	K00+000 – K13+660

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 1.** Ubicación general del proyecto.



Fuente: Elaboración propia.



El diseño geométrico de la UF5, fue dividido en 3 subsectores de la siguiente manera:

- UF5.1: Inicia desde el municipio de Honda, departamento de Tolima y finaliza en el municipio de La Dorada, departamento de Caldas, con una longitud aproximada de 1.04 km en donde se tiene previsto una rehabilitación de la calzada y la reconstrucción de 4 puentes.
- UF5.2: Este subsector corresponde al nuevo puente sobre el río Magdalena de una luz aproximada de 0.7 km y donde se tiene previsto la construcción de los accesos al puente.
- UF5.3: Corresponde a la vía Honda – La Dorada ruta 4510 hasta la vía Puerto Salgar – El Korán ruta 4510, con un longitud aproximada de 16.6 km de construcción de vía sencilla.

Uno de los factores que influyen e inciden sobre la magnitud y duración de algunos efectos ambientales, lo constituyen las características climáticas y las condiciones hidrológicas existentes en el área de influencia del proyecto, con especial énfasis en la determinación cuantitativa del agua superficial producida por las corrientes de agua que cruzan la vía.

El presente informe corresponde al estudio hidrológico de la Unidad Funcional 5, correspondiente al departamento de Cundinamarca y parte del departamento de Tolima.



## 2. OBJETIVOS Y ALCANCES

### 2.1. OBJETIVOS

Los estudios de Hidrología buscan los siguientes objetivos:

- Caracterización climática de la zona.
- Conocer el comportamiento temporal a nivel mensual y multianual de la lluvia en el área de influencia del proyecto, para definir las condiciones climáticas existentes que permitan una adecuada planeación para la construcción y operación de la vía.
- Identificar los cuerpos y cursos de agua que cruzan la vía.
- Caracterización morfométrica de los sistemas de drenaje de la zona.
- Determinación de los caudales máximos para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años.

Por su parte los análisis hidráulicos y de socavación pretenden lo siguiente:

- Realizar el diseño hidráulico de estructuras de drenaje longitudinal necesarias para el adecuado drenaje y seguridad vial del proyecto.
- Realizar la revisión hidráulica de las estructuras de cruce existentes y/o diseño de nuevas estructuras de drenaje bajo criterios de seguridad vial, facilidad constructiva y economía.
- Realizar la revisión de estructuras de subdrenaje existentes y/o diseño de nuevas estructuras cuando se requieran.
- Determinar los niveles de agua en puentes para el caudal de diseño, analizando los gálibos de la estructura y su impacto en el régimen actual de la corriente.
- Determinar los niveles de socavación en puentes nuevos para el caudal de diseño, estableciendo las cotas mínimas para el diseño de la cimentación.

### 2.2. ALCANCES

El alcance de los anteriores objetivos se limita a escala espacial como temporal.

A escala espacial el estudio se limita al punto de cierre de las cuencas de los cruces sobre la vía proyectada y sus zonas complementarias. Incorpora por lo tanto:

- Obras menores de drenaje y drenaje de la corona.



- Obras complementarias para el drenaje de la vía como cunetas y estructuras de caída.
- Zonas especiales como áreas inestables, taludes adyacentes, zonas de disposición de residuos, etc. que se involucren dentro del proyecto como solución.

A escala temporal, el análisis hidrológico cubre la totalidad de la serie histórica de las estaciones empleadas, es decir hasta 2014 para precipitación y 2013 para caudales. Las longitudes de los registros históricos considerados son suficientemente extensas para abarcar numerosos períodos húmedos o de año Niña.

### **2.3. DEFINICIONES**

**ANÁLISIS DE FRECUENCIA:** Estimación de los caudales máximos con diferentes intervalos de recurrencia.

**CAUDAL:** Tasa de flujo de una corriente por unidad de tiempo, generalmente expresada en metros cúbicos por segundo.

**CAUDAL DE BANCA LLENA:** caudal que, en promedio, llena un canal hasta el punto de desborde. Comúnmente considerado como el caudal medio anual (Q2.33) o caudal con período de retorno 2 a 3 años.

**CAUDAL DE DISEÑO:** Tasa máxima de flujo para la que una estructura hidráulica está diseñada y por lo tanto se espera que no exceda las dimensiones adoptadas.

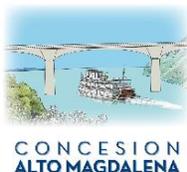
**CAUDAL MÁXIMO ANUAL:** El caudal máximo pico momentáneo en cada año de registro.

**CAUDAL MEDIO ANUAL:** Creciente anual máxima con período de retorno de 2.33 años.

**CAUDAL PICO O MÁXIMO:** Tasa máxima de flujo de agua que pasa por un punto dado como resultado de un evento de lluvia o fusión de nieve.

**CONDICIONES DE HUMEDAD ANTECEDENTES (AMC):** Condiciones de humedad del suelo de las cuencas hidrográficas en el comienzo de una tormenta. Estas condiciones afectan el volumen de escorrentía generada por un evento de tormenta en particular.

**CUENCA O ÁREA DE DRENAJE:** Área medida en un plano horizontal, que está encerrado por una divisoria de drenaje.



**CUENCA CON INFORMACIÓN:** Cuenca que en el sitio en cercanías posee una estación de aforo tal que el registro de caudales es suficiente para ser analizado estadísticamente con el objeto de estimar los caudales máximos.

**CUENCA SIN INFORMACIÓN:** Cuenca en donde no se disponen de registros de caudal.

**CURVA DE DURACIÓN DE CAUDALES:** Curva de frecuencia acumulada que muestra el porcentaje del tiempo que los caudales son igualados o superados.

**EXCESO DE LLUVIA-ESCURRIMIENTO:** Agua disponible para la escorrentía después de un almacenamiento de interceptación, evapotranspiración e infiltración.

**FLUJO EN UNA CORRIENTE DE AGUA:** Movimiento de agua y sedimentos al ser transportados por una corriente.

**FRECUENCIA DE CRECIENTES:** Intervalo de retorno o intervalo de recurrencia que sirve de base para definir el caudal de diseño.

**GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO:** Conjunto de los suelos que tienen un potencial de escurrimiento similar bajo una tormenta y unas condiciones de cobertura similares.

**HIDROGRAMA SINTÉTICO:** Hidrograma determinado a partir de reglas empíricas, basadas por lo general en las características físicas de la cuenca.

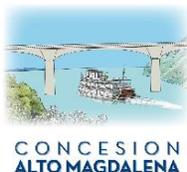
**HIDROGRAMA UNITARIO:** Hidrograma de escorrentía directa resultante de un evento de lluvia que tiene una distribución específica temporal y espacial. El evento de lluvia tiene unidad de volumen.

**HIDROLOGÍA;** Ciencia que estudia la circulación, distribución y las propiedades de las aguas de la tierra y su atmósfera.

**HIETOGRAMA:** Gráfico de la distribución temporal de las precipitaciones en una estación o cuenca.

**IMPERMEABLE:** Superficie que no permite la infiltración de agua.

**INFILTRACIÓN:** Parte de la lluvia que penetra en el suelo.



**INTERCEPCIÓN:** Almacenamiento de las precipitaciones en el follaje y otras superficies durante un evento de lluvia.

**INTENSIDAD:** Tasa de precipitación sobre la cuenca, por lo general expresado en milímetro por hora.

**INUNDACIONES:** Acontecimiento que desborda la sección de flujo normal o de escorrentía de un canal o corriente.

**PERMEABILIDAD:** Característica de un material que permite el movimiento apreciable de agua a través de él sin que dicho movimiento altere la estructura interna del material.

**PRECIPITACIÓN:** Proceso por el cual el agua en estado líquido o sólido cae desde la atmósfera. La precipitación incluye lluvia, nieve, granizo, aguanieve y es, por tanto, un término más general que la lluvia.

**PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA:** Probabilidad de que se produzca una inundación aleatoria que excederá una magnitud especificada (caudal o precipitación) en un periodo de tiempo determinado (años).

**REGISTRO DE CAUDAL MÁXIMO:** Caudal máximo estimado o medido que se ha producido en un sitio.

**SUELO PERMEABLE:** Suelo que contiene huecos por donde el agua se moverá bajo presión hidrostática.

**TIEMPO DE CONCENTRACIÓN:** Tiempo que tarda el agua desde el punto más alejado de la cuenca para llegar a un punto de descarga.

**TIEMPO DE REZAGO O RETRASO:** Tiempo comprendido desde el centro de gravedad de las lluvias en exceso hasta la cima del hidrograma.

**TORMENTA DE DISEÑO:** Tormenta seleccionada de una frecuencia dada (intervalo de recurrencia) que se utiliza para el diseño de un sistema pluvial. La tormenta de diseño está definida por una duración, una determinada cantidad de precipitaciones, una distribución espacial y una distribución del tiempo utilizado para estimar la escorrentía.

**TRANSITO CRECIENTES:** El proceso por el cual un hidrograma de flujo de la corriente es matemáticamente trasladado a otra sección aguas abajo del sitio, teniendo en cuenta el



efecto del almacenamiento de canal o embalse.

**USO DEL SUELO:** Término que se refiere tanto a las características físicas de la superficie de la tierra como a las actividades humanas que en ella se desarrollan.



### 3. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

#### 3.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Para la ejecución de los Diseños se empleó la siguiente información:

##### 3.1.1. Hidroclimatológica

Como información secundaria se investigó la documentación existente en el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM encontrando la que se relaciona a continuación.

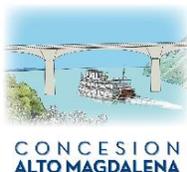
**Tabla 2.** Estaciones hidroclimatológicas empleadas en el análisis hidrológico.

ESTACIÓN	CÓDIGO	TIPO	ESTE	NORTE	ALTITUD (msnm)	CORRIENTE	MUNICIPIO	DEPARTAMENTO	FECHA DE INSTALACIÓN
APTO PALANQUERO	23035020	SP	936409.78	1096497.47	172	MAGDALENA	PUERTO SALGAR	CUNDINAMARCA	1957-ENE
LA ESPERANZA	23025020	CO	928134.96	1073435.09	222	MAGDALENA	HONDA	TOLIMA	1970-OCT
IDEMA - DORADA	23040030	PM	931208.04	1096409.64	270	MAGDALENA	LA DORADA	CALDAS	1964-JUL
PTE CARRETERA	23027060	LG	925652.04	1076037.64	168	GUARINO	LA DORADA	CALDAS	1979-JUN
PURIFICACIÓN	21137010	LG	905313.07	915373.29	291	MAGDALENA	PURIFICACIÓN	TOLIMA	1959-NOV
NARIÑO	21237010	LG	916479.04	976187.77	252	MAGDALENA	NARIÑO	CUNDINAMARCA	1977-AGO
ARRANCAPLUMAS	21237020	LG	929513.75	1066490.98	203	MAGDALENA	HONDA	TOLIMA	1934-ENE
PTO SALGAR AUTAMÁTICA	23037010	LG	936932,63	1095974,74	172	MAGDALENA	PTO SALGAR	CUNDINAMARCA	1936-ENE

- Notas:
1. Tipos de estación: CO = climatológica ordinaria, LG = limnigráfica, PM = pluviométrica y SP = sinóptica principal.
  2. Todas las estaciones son operadas por el IDEAM.
  3. Todas las estaciones continúan activas.

**Fuente:** Elaboración propia.

En el Anexo 1 se presentan los registros del IDEAM, en el Plano 1 se observan las cuencas hidrográficas y en el Plano 2 las estaciones referidas con el trazado de los polígonos de Thiessen.



### 3.1.2. Suelos y cobertura vegetal

Se hicieron los estudios correspondientes sobre el suelo según la geotecnia del corredor, ya que la CAR no aportaba información de este sector. Se definió que era un suelo tipo B.

La zona en la que se ubica la UF5, corresponde a suelos poco profundos depositados por el viento, con una tasa de infiltración moderada cuando están muy húmedos y la presencia de margas arenosas.

También se dispone del archivo shape de Números de curva en sus condiciones I, II y III elaborado por la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca, CAR dentro de su área de jurisdicción.

### 3.1.3. Cartografía

Para las cuencas a lo largo del eje de la vía en estudio, existen las siguientes planchas cartográficas en escala 1:25.000: 188-IV-B, 188-IV-D y 189-III-A. Las planchas cartográficas se presentan en el Plano 1.

## 3.2. METODOLOGÍA

Las actividades ejecutadas para la elaboración del Estudio son las siguientes:

### 3.2.1. Preliminares

#### 1. Recopilación de información secundaria

Análisis de informes anteriores sobre la misma vía con el fin de identificar sitios críticos sobre la misma.

Adquisición de información hidroclimatológica existente en el Instituto de Estudios Ambientales., IDEAM y CAR.

En el Instituto Geográfico Agustín Codazzi se investiga y adquiere la información concerniente a la cartografía y descripción de suelos.

2. Determinación del área de influencia

Sobre la cartografía 1:25.000 se delimita las cuencas hidrográficas a lo largos del eje de la vía en estudio.

3. Reconocimiento del sector

Por parte del Especialista Hidráulico, se realiza la visita de reconocimiento del sector para establecer las condiciones particulares de las obras hidráulicas menores en cuanto a su estado y obras hidráulicas mayores en cuanto a láminas de agua alcanzadas, estado del puente, problemas de socavación en estribos y orillas, tipo de flujo, secciones de control, vegetación en las orillas, tipos de material del lecho, obstáculos u obras en el cauce.

**3.2.2. Trabajos de campo**

4. Inventario de estructuras hidráulicas

Para la unidad funcional 5, se considera que todas las obras son nuevas debido a la ausencia de un inventario de obras.

5. Batimetría

Se realiza la batimetrías en una longitud igual a 10 veces la luz del puente (6 veces aguas abajo y 4 veces aguas arriba) caracterizando las orillas y el cauce mediante secciones transversales cada 10 metros al eje del río y ancho equivalente a la planicie de inundación de la corriente.

6. Toma muestra del material del cauce

Toma de muestra superficial del cauce de los puentes, para su análisis granulométrico.

El material del cauce del río Magdalena se caracteriza en toda la longitud del proyecto, a partir de muestras tomadas en diferentes tramos del mismo: aguas arriba en el municipio de Suárez, en Zumbamicos (Flandes) y en Cambao.



### **3.2.3. Procesamiento y análisis de la información**

Una vez compilada la información secundaria se ejecuta el siguiente procesamiento y análisis:

#### **7. Análisis climático**

Caracterización de los principales parámetros climatológicos como temperatura, humedad relativa, brillo solar, etc.

#### **8. Análisis de lluvias totales**

Análisis de los registros de cantidad total de la precipitación en la zona, para conocer su comportamiento espacial y temporal.

#### **9. Análisis de precipitaciones máximas en 24 horas**

El análisis de precipitación máxima en 24 horas, se realiza mediante el ajuste a diferentes distribuciones de frecuencia con el software Hyfran Plus versión 1.2, software especializado para hidrología.

El análisis de precipitaciones máximas termina con la construcción de las curvas intensidad-duración-frecuencia aplicando la metodología de Vargas-Díaz Granados.

#### **10. Análisis de caudales máximos**

Para la obtención de caudales máximos se emplea la siguiente metodología:

- Método racional.
- Hidrograma unitario del SCS con lluvia efectiva calculada con el método del Número de curva, condición antecedente II.
- Método de regionalización del Himat.
- Transposición de caudales.

#### **11. Método de regionalización**

La metodología es adoptada para establecer los caudales y niveles sobre el río Magdalena.



## 12. Revisión y diseño de alcantarillas

Las alcantarillas circulares y de cajón se revisan o proyectan para un caudal de diseño con período de retorno de 20 años, estimando la cota de la lámina de agua en la entrada, la cual se define en función del tipo de flujo (control a la entrada o a la salida) que controla el funcionamiento hidráulico de la estructura. Esto se realiza mediante el empleo de formulaciones teóricas y nomogramas empíricos desarrollados por la Federal Highway Administration, FHWA (1999) e incluidos dentro del programa de computador HY8.

Esta lámina de agua a la entrada podrá ser máximo de 1.20 veces el diámetro o altura de la estructura, valor límite que de acuerdo a algunos estudios asegura que el flujo no se presurice dentro de la alcantarilla.

## 13. Diseño del drenaje longitudinal: cunetas

En las zonas de corte, se proyectan las cunetas analizando su funcionamiento hidráulico con la ecuación de Manning y proyectando las alcantarillas que aseguren su adecuado funcionamiento (entendido como una lámina de agua igual o inferior a la altura de la cuneta).

Los diseños de cunetas se realizan para un período de retorno de 10 años (sugerencia de la concesión).

## 14. Análisis de puentes

Una vez asignado el coeficiente de rugosidad del cauce y márgenes, se determina el perfil de flujo de la corriente con ayuda del software HEC-RAS versión 4.1.0. El perfil de socavación general es calculado mediante varias expresiones usuales para este tipo de socavación, mientras que la socavación en los estribos se calcula con el método de Hire, incluido en el HEC-RAS.

La aplicación de las metodologías del hidrograma unitario se realiza con ayuda del modelo HEC HMS versión 4.0, el cual es la aplicación referente a nivel mundial para la estimación de caudales máximos.

Las metodologías restantes se desarrollan en hoja de cálculo Excel, dada la sencillez de su formulación y la no existencia de software comercial específico.



### 3.3. CLIMATOLOGÍA Y ANÁLISIS DE LLUVIAS TOTALES

#### 3.3.1. Climatología

En esta sección se analizan los factores climáticos de la zona y las variables disponibles: temperatura, humedad relativa, evaporación, brillo solar, y nubosidad.

Los registros que se utilizan en este análisis son tomados de las estaciones de Apto Santiago Vila, operada por el IDEAM.

Los datos de la estación 23035020 (Apto Palanquero), se tabulan a continuación:

**Tabla 3.** Promedios mensuales de las variables consideradas de la estación Apto Palanquero.

Variable	Período de medición	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Evaporación total (mm)	1972 - 2009	143.4	131.0	137.2	131.1	134.6	139.0	166.4	178.2	144.4	131.4	120.3	124.3	1681.3
Temperatura media (°C)	1972 - 2011	28.6	28.7	28.5	28.4	28.5	28.7	29.2	29.4	28.6	27.9	27.8	28.1	28.5
Humedad relativa media (%)	1972 - 2011	73.0	72.0	74.0	75.0	74.0	73.0	68.0	68.0	72.0	77.0	78.0	77.0	73.0
Brillo solar total (Horas)	1972 - 2011	139.6	108.5	110.5	133.5	161.8	151.0	186.3	186.4	162.8	150.0	146.9	139.4	1776.6

Fuente: Elaboración propia.

Para la estación de Palanquero ubicada a una altura de 172 m.s.n.m. se tienen registros suficientes para realizar un análisis climatológico en el que cabe señalar los datos más relevantes. La máxima evaporación total se observa en los meses de julio y agosto, con valores de 166.4 mm, 178.2 mm, mientras que la mínima se presentó en los meses de noviembre y diciembre, con valores de 120.3 mm y 124.4 mm.

Aunque las fluctuaciones de temperatura son pequeñas, las mayores temperaturas promedio se registran en los meses de julio y agosto, con valores de 29.2 °C y 29.4 °C, alcanzando temperaturas máximas de 33.1 C (agosto, 1997) y las menores temperaturas se registran en los meses de octubre, noviembre y diciembre, con valores de 27.9 °C, 27.8 °C y 28.1 °C, llegando a temperaturas mínimas de 26.2 C (diciembre, 1973).

La humedad relativa alcanza sus máximos en los meses de octubre, noviembre y diciembre, con valores de 77.0%, 78.0% y 77.0% y sus mínimos en los meses de julio y agosto con 68.0% y 68.0%. Eso se relaciona precisamente con la temperatura, puesto que en los meses de julio y agosto la temperatura fue máxima y la humedad relativa mínima, mientras



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

que en los meses de octubre, noviembre y diciembre la temperatura fue mínima y la humedad relativa máxima, poniendo de manifiesto la relación inversa entre temperatura y humedad relativa.

El brillo solar exhibió máximos en los meses de julio (186.3 horas) y agosto (186.4 horas) y mínimos en los meses de febrero (108.5 horas) y marzo (110.5 horas).

Estación 23025020 La Esperanza. Los registros medios mensuales multianuales se observan en la Tabla 4.

**Tabla 4.** Promedios mensuales de las variables consideradas de la estación La Esperanza.

Variable	Período de medición	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Evaporación total (mm)	1971 - 2013	140.9	130.8	137.9	121.9	136.3	142.2	178.1	177.0	162.9	133.2	121.7	123.1	1706.0
Temperatura media (°C)	1971 - 2013	28.0	28.4	28.2	28.0	27.8	28.0	29.0	29.4	28.6	27.5	27.3	27.4	28.1
Humedad relativa media (%)	1971 - 2013	76.0	75.0	76.0	78.0	78.0	75.0	67.0	66.0	71.0	78.0	81.0	80.0	75.1
Brillo solar total (Horas)	1971 - 2013	194.3	160.0	144.1	142.5	171.4	177.6	203.0	193.7	173.0	169.8	170.7	188.5	2088.6

**Fuente:** Elaboración propia.

Para la estación de La Esperanza ubicada a una altura de 222 m.s.n.m. se tienen registros suficientes para realizar un análisis climatológico en el que cabe señalar los datos más relevantes. La máxima evaporación total se observa en los meses de julio, agosto y septiembre, con valores de 178.1 mm, 177.0 mm, 162.9 mm, mientras que la mínima se presentó en los meses de abril y noviembre, con valores de 121.9 mm y 121.7 mm.

Aunque las fluctuaciones de temperatura son pequeñas, las mayores temperaturas promedio se registran en los meses de julio y agosto, con valores de 29.0 °C y 29.4 °C, alcanzando temperaturas máximas de 32.7 °C (agosto, 2001) y las menores temperaturas se registran en los meses de noviembre y diciembre, con valores de 27.3 °C y 27.4 °C, llegando a temperaturas mínimas de 25.5 °C (diciembre, 1975).

La humedad relativa alcanza sus máximos en los meses de noviembre y diciembre, con valores de 81.0% y 80.0% y sus mínimos en los meses de julio y agosto con 67.0% y 66.0%. Eso se relaciona precisamente con la temperatura, puesto que en los meses de julio y agosto la temperatura fue máxima y la humedad relativa mínima, mientras que en los meses de noviembre y diciembre la temperatura fue mínima y la humedad relativa máxima, poniendo de manifiesto la relación inversa entre temperatura y humedad relativa.



El brillo solar exhibió máximos en los meses de enero (194.3 horas) y julio (203.0 horas) y mínimos en los meses de marzo (144.1 horas) y abril (142.5 horas).

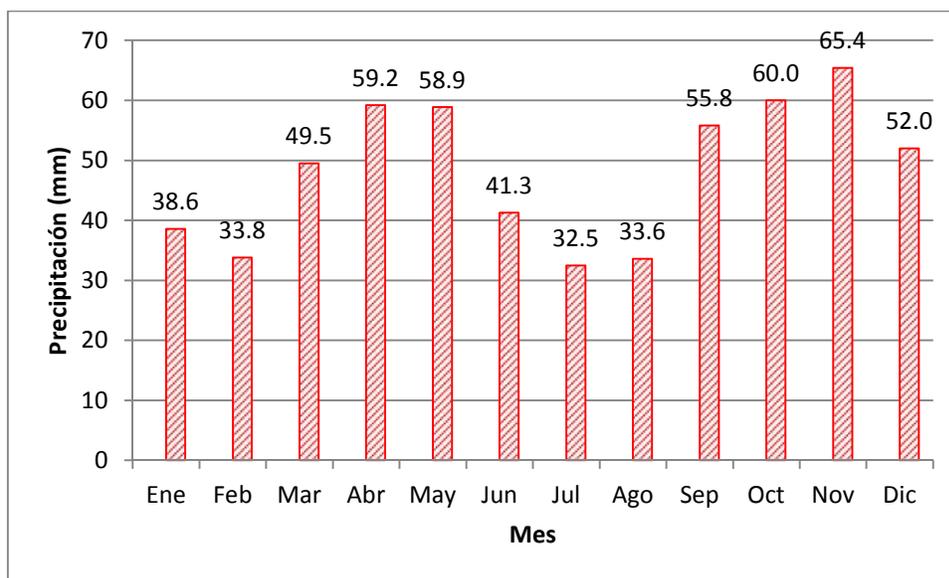
### 3.3.2. Análisis de lluvias totales

La precipitación anual total sobre la cuenca se encuentran entre 1200 mm en la parte oriental y 1300 mm en la parte occidental, indicando un decrecimiento de la precipitación hacia el suroriente (Ver Plano 3 de isoyetas).

#### 3.3.2.1. Precipitaciones máximas

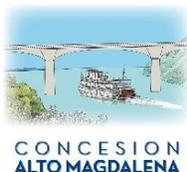
La distribución mensual del promedio de las precipitaciones máximas en 24 horas, en la estación Apto Palanquero se observa en la Figura 2, donde se observa que las precipitaciones máximas siguen un patrón temporal con dos picos anuales, con altos valores de precipitación máxima en el período Abril-Mayo y Octubre-Noviembre, siendo Julio el mes más seco del año.

**Figura 2.** Distribución temporal Precipitación máxima estación Apto Palanquero.



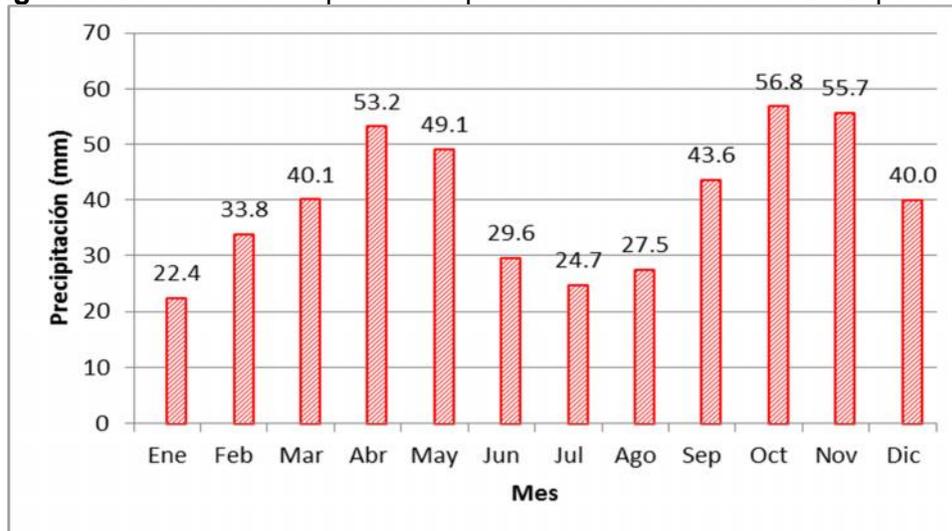
Fuente: Elaboración propia.

La distribución mensual del promedio de las precipitaciones máximas en 24 horas, en la estación La Esperanza se observa en la Figura 3, donde se observa que las precipitaciones



máximas siguen un patrón temporal con dos picos anuales, con altos valores de precipitación máxima en el período Abril-Mayo y Octubre-Noviembre, siendo Julio el mes más seco del año.

**Figura 3.** Distribución temporal Precipitación máxima estación La Esperanza.

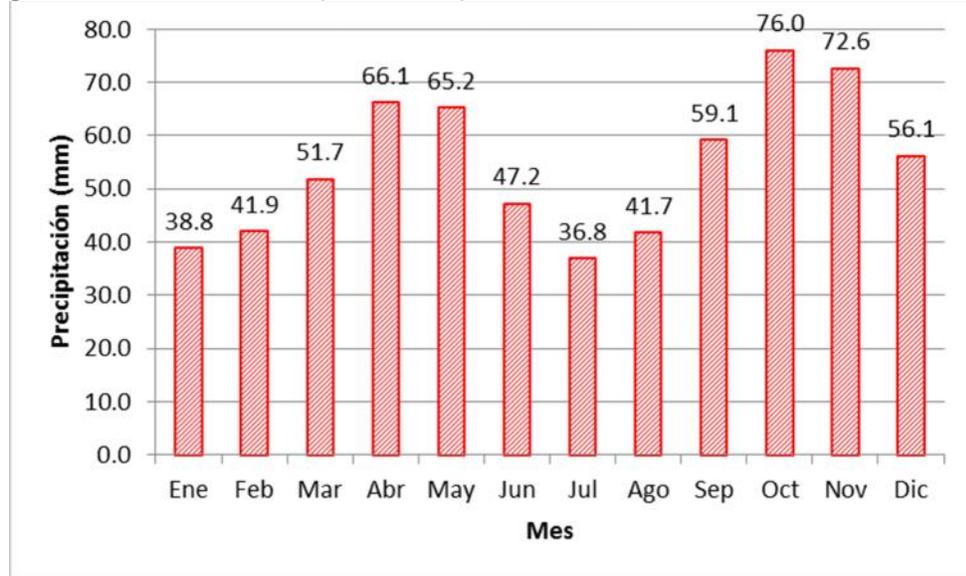


**Fuente:** Elaboración propia.

La distribución mensual del promedio de las precipitaciones máximas en 24 horas, en la estación Idema - Dorada se observa en la Figura 4, donde se observa que las precipitaciones máximas siguen un patrón temporal con dos picos anuales, con altos valores de precipitación máxima en el período Abril-Mayo y Octubre-Noviembre, siendo Julio el mes más seco del año.



**Figura 4.** Distribución temporal Precipitación máxima estación Idema - Dorada.



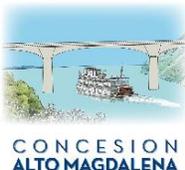
Fuente: Elaboración propia.

#### Análisis de frecuencia de eventos máximos

El análisis de precipitaciones máximas se elabora mediante un ajuste de las series históricas a las distribuciones de frecuencia Gumbel, logNormal y logPearson III, seleccionando la que mejor ajuste presente de acuerdo a la prueba chi cuadrado.

El primer paso es el de conformar la serie histórica, lo cual se realiza retirando o aceptando en la serie anual los valores que se consideran representativos bajo los siguientes criterios:

- 1) Se aceptan el valor anual de aquellos años con 12 registros mensuales.
- 2) Para aquellos años con 11 registros mensuales, se acepta el valor anual si este es mayor al valor correspondiente al percentil del 20%.
- 3) Para aquellos años con 10 registros mensuales, se acepta el valor anual si este es mayor al valor correspondiente al percentil del 10%.
- 4) Para aquellos años con 9 registros mensuales, se acepta el valor anual si este es mayor al valor correspondiente al percentil del 5%.



- 5) Para aquellos años con menos de 9 registros mensuales, se acepta el valor anual si este es mayor que el máximo valor de la serie.

Bajo los anteriores criterios se construyen las series históricas mostradas en la Tabla 5.

Por facilidad de lectura, en esta sección, a continuación de las tablas de precipitación se han colocado también los análisis de frecuencia de caudales máximos, en los cuales se aplica la misma metodología.

**Tabla 5.** Serie histórica de precipitación máxima.

Año	Apto. Palanquero	La Esperanza	Idema - Dorada
1965			110.0
1966			168.0
1967			187.0
1968			92.0
1969			rechazado
1970			rechazado
1971		50.0	174.0
1972		102.8	118.0
1973	110.2	79.5	120.0
1974	103.0	89.3	117.0
1975	rechazado	76.8	rechazado
1976	rechazado	81.0	105.0
1977	rechazado	88.7	151.0
1978	rechazado	128.0	130.0
1979	97.5	88.3	84.0
1980	rechazado	76.9	faltante
1981	rechazado	112.0	faltante
1982	rechazado	83.0	rechazado
1983	rechazado	125.0	96.0
1984	87.2	92.5	136.0
1985	rechazado	90.0	82.0
1986	113.6	86.0	126.0
1987	rechazado	70.8	80.0
1988	rechazado	93.7	rechazado
1989	86.1	52.2	89.0
1990	104.0	44.2	rechazado



### ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Año	Apto. Palanquero	La Esperanza	Idema - Dorada
1991	86.2	25.0	rechazado
1992	rechazado	45.4	78.0
1993	108.0	42.8	108.0
1994	rechazado	105.0	125.0
1995	54.5	74.0	89.0
1996	81.0	112.0	135.0
1997	87.0	78.0	111.0
1998	100.0	85.2	126.0
1999	97.0	98.8	117.0
2000	92.0	55.0	111.0
2001	121.0	125.0	135.0
2002	144.3	109.0	125.0
2003	rechazado	128.0	100.0
2004	112.0	113.0	110.0
2005	rechazado	99.0	rechazado
2006	113.0	85.2	rechazado
2007	rechazado	84.0	92.0
2008	rechazado	199.3	150.0
2009	rechazado	120.0	76.0
2010	123.0	faltante	133.0
2011	135.0	98.0	rechazado
2012	rechazado	88.0	faltante
2013	rechazado	rechazado	faltante

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 6.** Serie histórica de caudales máximos.

Año	Caudales máximos (m3/s)			
	Purificación	Nariño	Arranca-plumas	Puerto Salgar
1934			3617	
1935			4572	
1936			Rechazado	
1937			3300	
1938			Rechazado	
1939			Rechazado	
1940			Rechazado	
1941			Rechazado	



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Año	Caudales máximos (m <sup>3</sup> /s)			
	Purificación	Nariño	Arranca-plumas	Puerto Salgar
1942			Rechazado	
1943			Nd	
1944			Rechazado	
1945			Rechazado	
1946			3145	3455
1947			3145	Rechazado
1948				4460
1949			3461	3950
1950			4245	5580
1951			3300	4210
1952			3456	4400
1953			Rechazado	5035
1954			Rechazado	4710
1955			3780	4970
1956			3775	4275
1957			3617	Rechazado
1958			2827	Nd
1959			3145	4210
1960	2408		3456	4460
1961	4006		3323	4460
1962	3000		3063	4340
1963	3280		3617	5100
1964	3350		3044	4520
1965	3240		3947	4580
1966	3020		3875	4340
1967	3160		2985	3820
1968	3750		3461	4015
1969	3380		3875	4210
1970	3420		3900	4400
1971	4010		4178	4425
1972	3634		3541	3730
1973	2517		3807	3715
1974	4099		4056	4010
1975	4186		4496	4525
1976	3268		4048	3884
1977	3978		2925	2891
1978	2310	3232	3360	4764
1979	2843	4126	4549	4588



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Año	Caudales máximos (m <sup>3</sup> /s)			
	Purificación	Nariño	Arranca-plumas	Puerto Salgar
1980	2167	3108	3152	Nd
1981	2552	4141	4049	4750
1982	3374	4830	4330	4750
1983	2465	3892	3592	3951
1984	2758	4392	4012	4750
1985	2037	3184	3328	3487
1986	2781	3432	3718	3846
1987	2050	3165	3521	3558
1988	4455	4423	4556	5003
1989	3319	3496	3576	3654
1990	2226	3309	3904	4181
1991	2305	3107	3116	3648
1992	2020	2124	2480	3387
1993	3102	5435	3559	3671
1994	2661	3856	3500	3893
1995	2402	3092	2740	3399
1996	1950	3391	3634	4540
1997	1849	3277	3202	3520
1998	2033	3130	3056	3880
1999	3234	4013	4360	5857
2000	2102	3434	Nd	5058
2001	2238	2772	2891	3563
2002	2140	3008	3192	4020
2003	2688	2927	2815	3444
2004	2433	3049	2847	3859
2005	2287	2909	2645	3500
2006	2595	3272	3165	4394
2007	3745	3354	3241	4559
2008	4855	4890	4511	6042
2009	3163	3715	3509	4435
2010	2755	3687	3587	4503
2011	4439	4370	5086	6509
2012	2955	3537	Rechazado	4605
2013	2587	2849	2504	3283
2014				3147

Fuente: Elaboración propia.



CONCESION  
ALTO MAGDALENA

Previo al análisis se ajusta a distribuciones de frecuencia de la serie histórica de eventos máximos, se comprueban los supuestos de los cuales parte un análisis de frecuencia. Este procedimiento y el de análisis de frecuencia máxima se realizan con el software Hyfran-Plus

Supuesto de independencia de los registros (Prueba de Wald-Wolfowitz)

En general suele suponerse que los datos recolectados en un estudio constituyen una muestra aleatoria, de modo que cada observación o medida es tomada de la población de manera aleatoria e independiente. Tal suposición, sin embargo, puede ser probada mediante el empleo de un procedimiento no paramétrico conocido como prueba de corridas de una muestra de Wald-Wolfowitz.

Supuesto de estacionariedad o falta de tendencia en la serie de datos (Prueba de Mann-Kendall)

El test de Mann-Kendall es un test no paramétrico, estadísticamente basado en el ranking (o número de orden) de dos variables y puede ser utilizado para tendencias en series de tiempo de datos hidrológicos si una de esas variables es el tiempo y tiene la particularidad de presentar una mayor potencia estadística en la medida que la serie de datos presenta un mayor sesgo que la aleje de una distribución normal.

Supuesto de homogeneidad (prueba de los signos de Wilcoxon)

Este supuesto se refiere a la ausencia de un error sistemático aparecido en alguna estación, producto de un cambio en su posición o características de funcionamiento. Puede ser abordado mediante uso de curvas doble masa, aunque hay procedimientos más modernos, como la prueba de los signos de Wilcoxon.

**Tabla 7.** Análisis de consistencia y homogeneidad series.

Nombre	Código	Tipo	¿Son independientes los registros?	¿La serie es estacionaria?	La serie es homogénea
Apto. Palanquero	23035020	SP	Sí al 1% $\rho = 0.0342403$	Sí $\rho = 0.0654839$	Sí al 1% $\rho = 0.0377909$
La Esperanza	23025020	CO	Sí al 1% $\rho = 0.0314857$	Sí $\rho = 0.135204$	Sí $\rho = 0.361221$



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Nombre	Código	Tipo	¿Son independientes los registros?	¿La serie es estacionaria?	La serie es homogénea
Idema - Dorada	23040030	PM	Sí $p= 0.0482343$	Sí $p= 0.0252002$	Sí $p= 0.0257699$

Nota: Para las series de precipitación el análisis presentado corresponde a la serie completa.

**Fuente:** Elaboración propia

Los resultados de estas verificaciones en las estaciones, con un nivel de significancia del 5%, se observa en la Tabla 6, donde adicionalmente se aprecia que las series históricas son homogéneas y consistentes, hasta con los niveles de significancia ( $p$ ) indicados.

Una vez comprobada la validez de la información hidroclimatológica, se realiza el análisis de eventos máximos mediante un ajuste de las series históricas a las distribuciones de frecuencia Gumbel, logNormal y logPearson III, seleccionando la que mejor ajuste presente de acuerdo a la prueba chi cuadrado.

- Gumbel:

$$F(x) = pr(X < x) = \exp\left(-\exp\left(\frac{-(x-S)}{r}\right)\right) \quad (1)$$

Donde,

$F(x)=pr(X<x)$ : función de distribución de frecuencia o probabilidad que una precipitación  $X$  sea menor a un determinado valor  $x$  de precipitación.

$\alpha$  y  $\beta$ : parámetros de la distribución.

- logNormal de dos parámetros:

$$f(x) = \frac{1}{x\sqrt{2f}} \exp\left(\frac{-1}{2} \frac{(y - \tilde{y})^2}{y^2}\right) \quad x > 0 \quad (2)$$

En que,

$f(x)$ : función de densidad de probabilidad.



$$y = \ln x$$

Donde,

$\mu_y$  : media de los logaritmos de la población, estimado  $\bar{y}$ .

$\sigma_y$  : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado  $s_y$ .

- logPearson III:

$$F(x) = \text{pr}(X < x) = \int_v^x \frac{(\ln(x) - v)^{r-1}}{x^r \Gamma(r)} \exp(-(\ln(x) - v)/\lambda)} du \quad (3)$$

Siendo,

$F(x) = \text{pr}(X < x)$ : función de distribución de frecuencia o probabilidad que un caudal X sea menor a un determinado valor x de caudal.

$\rho, \varepsilon, \lambda$ : parámetros de la distribución

A los ajustes se les realiza también la prueba de bondad del ajuste de  $\chi^2$  (chi cuadrado), tomando como probabilidad empírica “p” la obtenida por la fórmula de Gringorten:

$$p = \frac{i - 0.44}{n + 0.12} \quad (4)$$

Donde,

i : posición de un valor en una lista ordenada por magnitud ascendente.

n: número total de datos

Este análisis de precipitaciones máximas se realiza con ayuda del programa Hyfran-plus para la serie completa de cada estación.

Los resultados obtenidos se presentan en las Tablas 8, 9, 10 y 11.



**Tabla 8.** Prueba de bondad del ajuste para precipitaciones máximas.

c		Apto Palanquero	La Esperanza	Idema – La Dorada
Gumbel	$\chi^2$	3.86	15.00	3.63
	$\rho$	0.2773	0.0104	0.6040
logNormal 2	$\chi^2$	2.86	19.29	1.80
	$\rho$	0.2773	0.0017	0.8761
logPearson III	$\chi^2$	1.57	11.49	2.71
	$\rho$	0.4558	0.0216	0.6067

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 9.** Prueba de bondad del ajuste para caudales máximos.

Distribución		Purificación	Nariño	Arranca-plumas	Puerto Salgar
Gumbel	$\chi^2$	8.33	7.11	11.71	13.31
	$\rho$	0.2147	0.2125	0.1104	0.0650
logNormal 2	$\chi^2$	5.67	8.00	7.43	15.77
	$\rho$	0.4615	0.1562	0.3857	0.0273
logPearson III	$\chi^2$	6.00	6.67	6.00	10.85
	$\rho$	0.3062	0.1546	0.4232	0.0932

Fuente: Elaboración propia

Se resalta en amarillo la distribución de frecuencia finalmente seleccionada en cada estación. Esta distribución es la de mejor ajuste por tener el mayor  $\rho$  o el menor  $\chi^2$ .

Los resultados de precipitaciones máximas se tabulan a continuación.



**Tabla 10.** Tabla de precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno (mm).

Período de retorno, Tr (años)	Apto Palanquero	La Esperanza	Idema – La Dorada
100	166.84	107.47	194.58
50	152.83	101.70	182.72
25	138.71	95.65	170.38
20	134.13	93.63	166.26
10	119.69	86.99	152.89
5	104.63	79.57	138.12

**Fuente:** Elaboración propia

**Tabla 11.** Tabla de caudales máximos para diferentes periodos de retorno (mm).

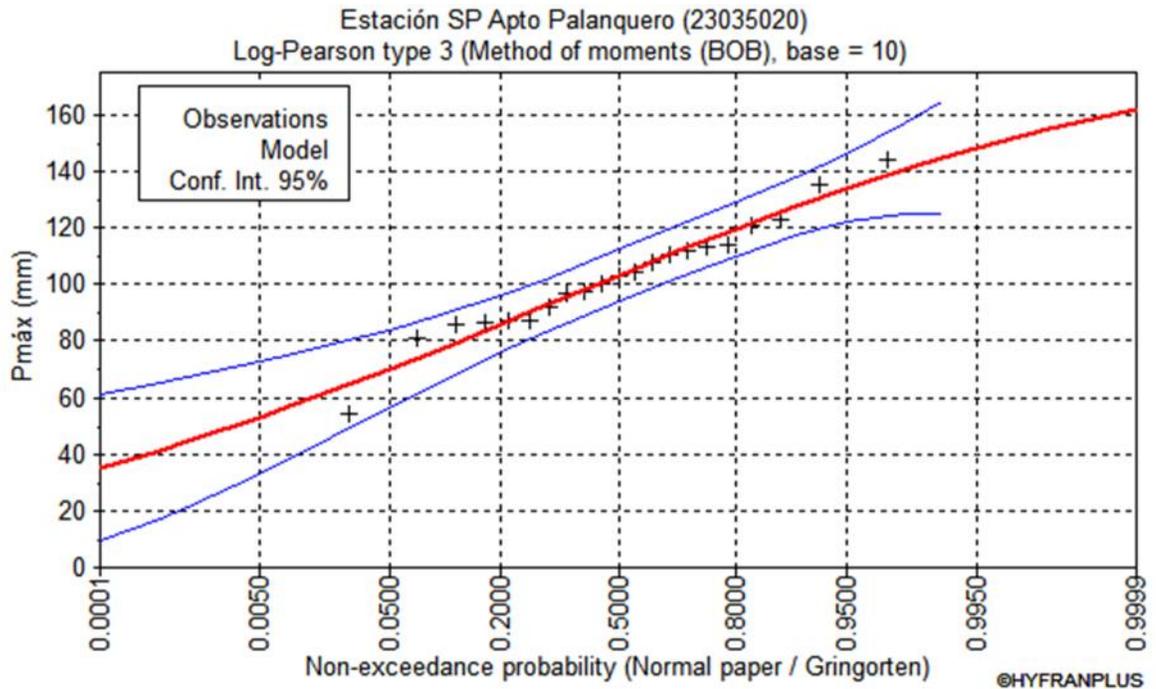
Período de retorno, Tr (años)	Purificación	Nariño	Arranca-plumas	Pto. Salgar
100	5084.33	5489.73	5033.28	6231.74
50	4754.44	5187.09	4837.68	5921.12
25	4412.69	4874.95	4627.34	5601.37
20	4299.22	4771.59	4555.64	5495.63
10	3931.35	4437.34	4316.16	5154.19
5	3527.66	4071.72	4039.34	4781.56
2.33	2996.33	3593.02	3648.72	4295.32

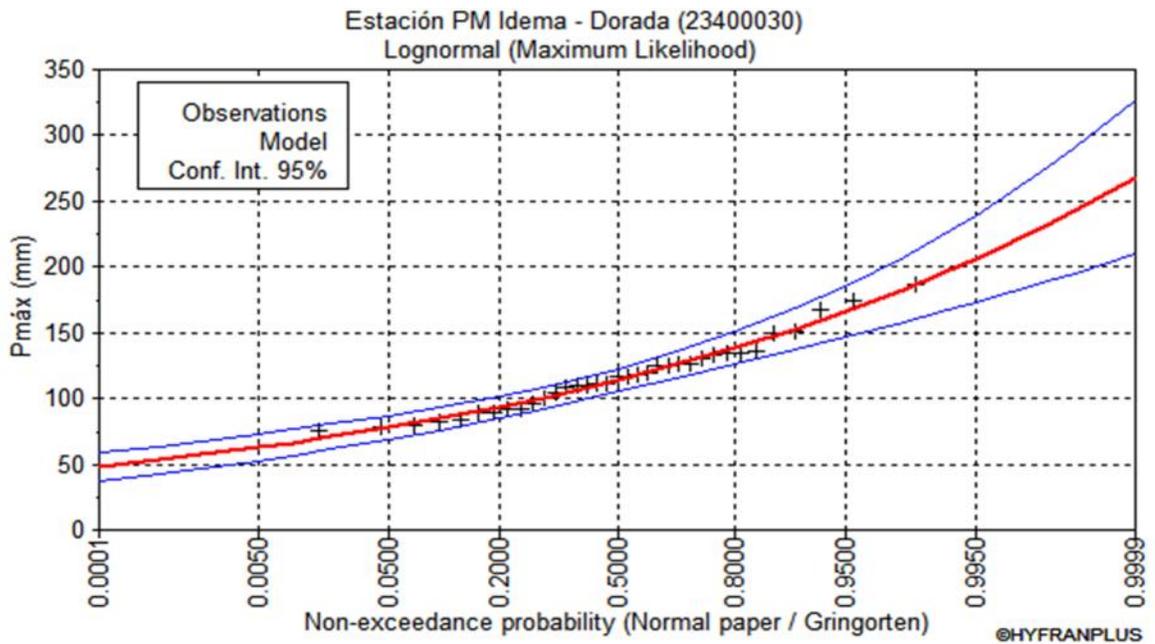
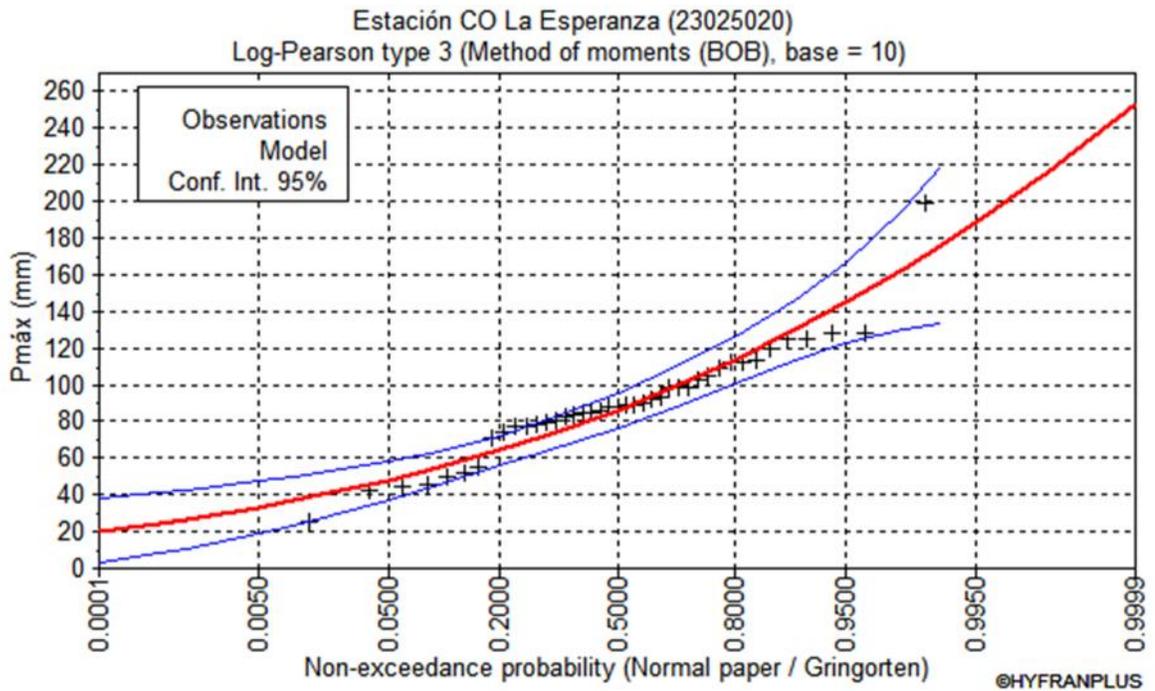
**Fuente:** Elaboración propia

Gráficamente los resultados se aprecian a continuación:



**Figura 5.** Precipitaciones máximas puntuales en estaciones.





Fuente: Elaboración propia



### 3.3.2.2. Intensidad de la precipitación (curva intensidad-duración-frecuencia, idf)

El análisis de precipitaciones máximas incluye la determinación de intensidades máximas, en el que se cuantifica la cantidad de lluvia caída en duraciones de 15, 30, 60, 120 y 360 minutos. Esta labor se realiza aplicando la metodología de Vargas y Díaz-Granados<sup>1</sup>, la cual para la región Andina da la siguiente curva de intensidad-duración-frecuencia:

$$I = 0.94 \frac{T^{0.18}}{d^{0.66}} M^{0.83} \quad (5)$$

$$R^2 = 0.93$$

Siendo,

I: intensidad (mm/h)

T: período de retorno (años).

d: duración (horas)

M: promedio anual de la precipitación máxima anual.

Para el valor de M se presenta la siguiente tabla:

**Tabla 12.** Valores de M en las estaciones.

ESTACIÓN	M
SP Apto Palanquero	102.6
CO La Esperanza	89.8
PM Idema – Dorada	116.7

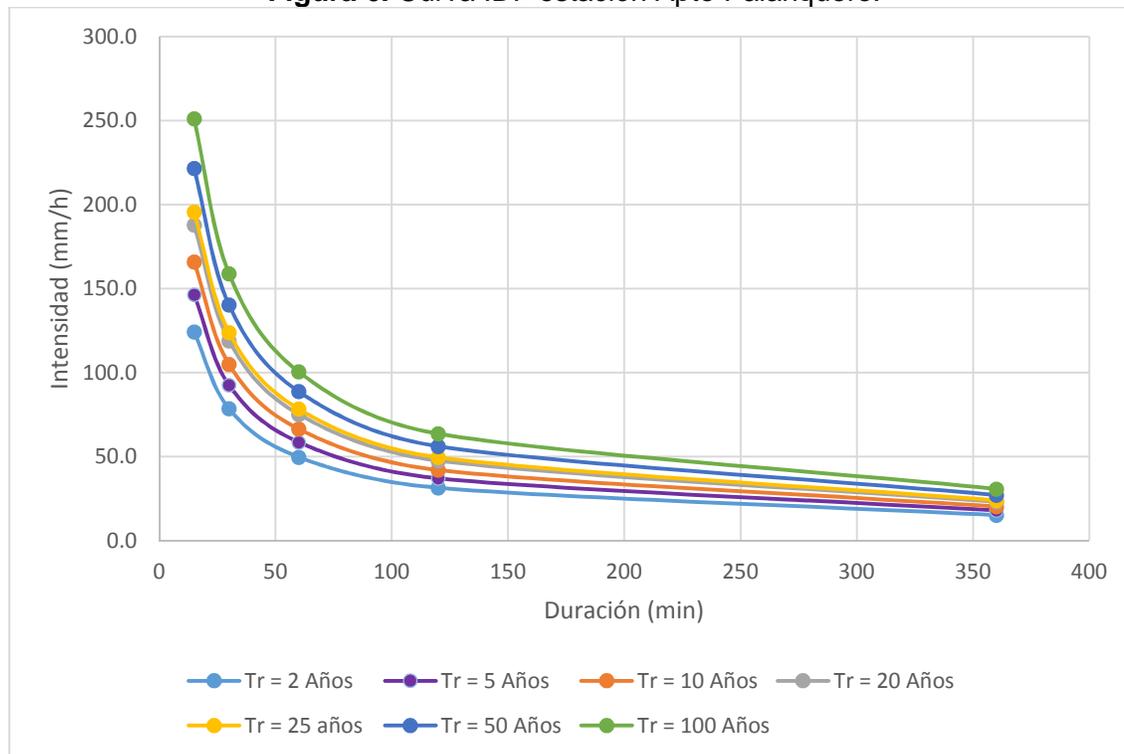
**Fuente:** Elaboración propia

<sup>1</sup> VARGAS, Rodrigo M., DIAZ-GRANADOS, Mario. Curvas Sintéticas regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia. XIII Seminario Internacional de Hidráulica e Hidrología. Cali, Colombia. Agosto 1998.



La curva idf obtenida es la siguiente:

**Figura 6.** Curva IDF estación Apto Palanquero.



Fuente: Elaboración propia

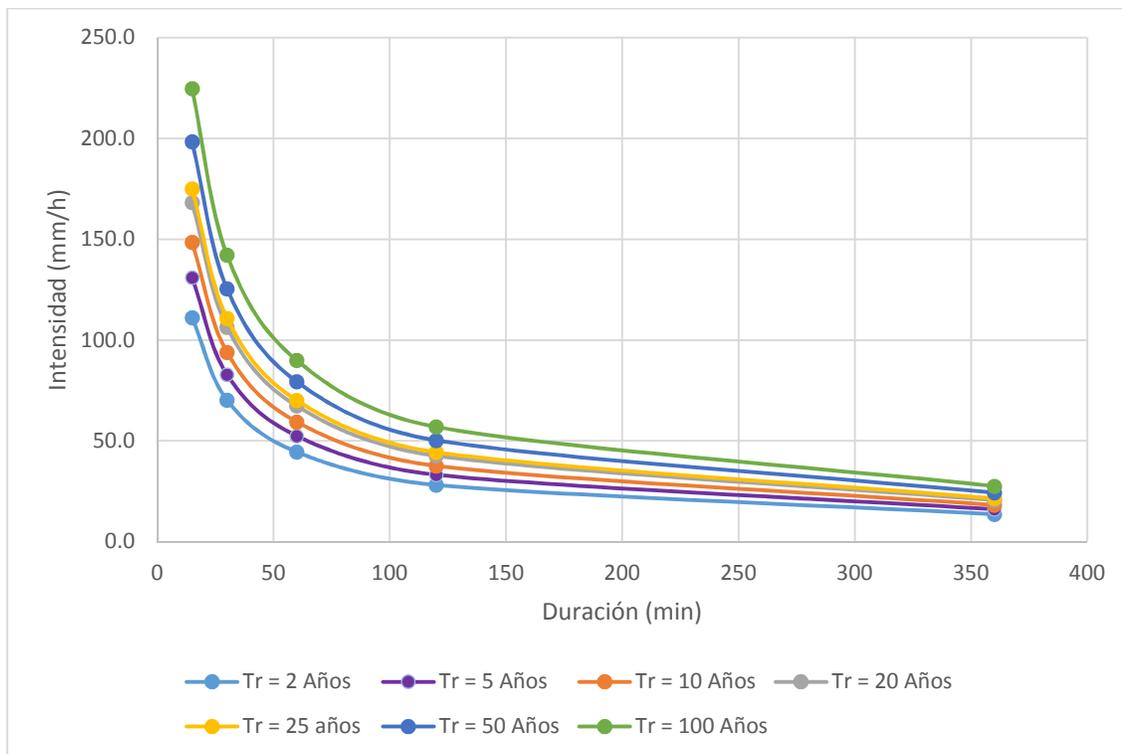
**Tabla 13.** Valores curva IDF Palanquero.

Tr (años)	Duración (min)				
	15	30	60	120	360
2	124.2	78.6	49.7	31.5	15.2
5	146.5	92.7	58.7	37.1	18.0
10	165.9	105.0	66.5	42.1	20.4
20	188.0	119.0	75.3	47.6	23.1
25	195.7	123.8	78.4	49.6	24.0
50	221.7	140.3	88.8	56.2	27.2
100	251.1	158.9	100.6	63.7	30.8

Fuente: Elaboración propia



Figura 7. Curva IDF estación La Esperanza.



Fuente: Elaboración propia

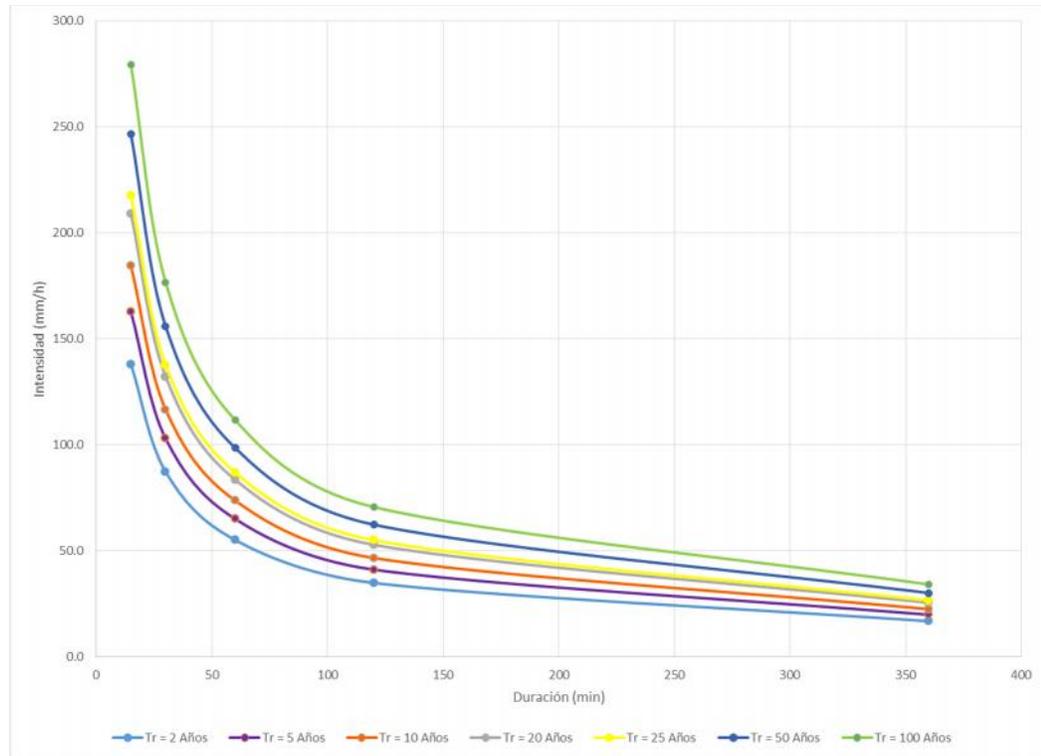
Tabla 14. Valores curva IDF La Esperanza

Tr (años)	Duración (min)				
	15	30	60	120	360
2	111.1	70.3	44.5	28.2	13.6
5	131.0	82.9	52.5	33.2	16.1
10	148.4	93.9	59.5	37.6	18.2
20	168.2	106.4	67.4	42.6	20.6
25	175.1	110.8	70.1	44.4	21.5
50	198.3	125.5	79.4	50.3	24.3
100	224.7	142.2	90.0	57.0	27.6

Fuente: Elaboración propia



**Figura 8.** Curva IDF estación Idema Dorada.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 15.** Valores curva IDF Idema - Dorada

Tr (años)	Duración (min)				
	15	30	60	120	360
2	138.1	87.4	55.3	35.0	17.0
5	162.9	103.1	65.3	41.3	20.0
10	184.6	116.8	73.9	46.8	22.7
20	209.1	132.3	83.7	53.0	25.7
25	217.7	137.8	87.2	55.2	26.7
50	246.6	156.1	98.8	62.5	30.3
100	279.4	176.8	111.9	70.8	34.3

Fuente: Elaboración propia



### 3.4. PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LA CUENCA

Los parámetros morfométricos caracterizan físicamente la cuenca proporcionando la posibilidad de conocer la variación espacial de los elementos del régimen hidrológico. Las principales características morfológicas de las cuencas incluyen los siguientes parámetros:

- Área de la cuenca,  $A$  ( $\text{km}^2$ ): Corresponde a la superficie de drenaje hasta el punto de cierre determinado. Es el área o proyección horizontal incluida entre la divisoria topográfica de la cuenca y su medición se realiza a partir de digitalización de la divisoria de aguas.
- Perímetro de la cuenca,  $P$  (km): Se determina midiendo la longitud de la línea divisoria de aguas de la cuenca.
- Longitud del cauce principal,  $L$  (km): Se determina midiendo la longitud de la corriente principal desde su nacimiento hasta el punto de interés directamente sobre la cartografía.
- Cota nacimiento (msnm): Es la elevación en el punto de nacimiento de la corriente.
- Cota cierre (msnm): Es la elevación en el punto de cierre de la cuenca.
- Pendiente del cauce principal,  $S$  (m/m): Es la pendiente del cauce principal de la cuenca desde su nacimiento hasta el punto de cierre de la cuenca.
- Ancho,  $A$ : es el ancho medio de la cuenca, calculado como la relación entre el Área de la cuenca y la longitud del cauce principal.
- Índice de compacidad (Gravelius),  $Kc$ : Con el perímetro de una cuenca y el perímetro de un círculo cuya área sea igual a la de la cuenca en estudio se determina el mencionado índice. El índice será mayor o igual a la unidad, de modo que cuanto más cercano se encuentre, más se aproximará su forma a la de un círculo, en cuyo caso la cuenca tendrá mayores posibilidades de producir crecientes con mayores picos (caudales). Por el contrario, si este valor se aleja de la unidad significa un mayor alargamiento en la forma de la cuenca. Se calcula como la relación entre 0.28 veces el perímetro y la raíz cuadrada del área de la cuenca.
- Factor de forma,  $Kf$ : Con el área de una cuenca y la longitud del cauce principal se determina el mencionado índice. Este indicador resume la forma geométrica de la cuenca. Si los valores tienden a la unidad, el riesgo de crecientes es mayor así como su riesgo de erosión. Si los valores tienden a cero, el riesgo de inundación y erosión es menor. Se calcula como la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado de la longitud axial.



En el Anexo 2 se encuentran las características morfométricas de cada cuenca.

### 3.5. ANÁLISIS DE CAUDALES

Como se menciona en la metodología, para la obtención de caudales máximos, se emplean el método racional, el método del Hidrograma unitario del SCS (con condición antecedente II) y el método de regionalización del HIMAT, los cuales se explican a continuación.

#### 3.5.1. Método racional

El método racional se fundamenta en la idea de que si una lluvia con intensidad,  $i$  empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración,  $T_c$  en el cual toda la cuenca está contribuyendo al caudal en la salida. El producto de la intensidad de la lluvia,  $i$  y el área de la cuenca es el caudal de entrada al sistema, y la relación entre éste caudal y el caudal pico  $Q$  (que ocurre en el tiempo  $T_c$ ) se conoce como coeficiente de escorrentía,  $C$ . Así la expresión del método racional es:

$$Q = \frac{C \times i \times \text{Área}}{3.6} \quad (6)$$

Donde,

$Q$ : caudal punta para un determinado período de retorno ( $m^3/s$ ).

$C$ : coeficiente de escorrentía. Obtenido a partir del Número de curva de la cuenca como:

$$C = \frac{(\sum P_n - P_0) \times (\sum P_n + 23 * P_0)}{(\sum P_n + 11 \times P_0)^2} \quad (7)$$

Siendo,

$P_n$ : Precipitación neta (mm). Obtenida con el método del Número de Curva (Ver sección 3.5.2).

$P_0$ : umbral de escorrentía (mm). Definido en la sección 3.5.2.

$i$ : máxima intensidad media en el intervalo de duración  $T_c$  (tiempo de concentración) (mm/h).



Área: superficie de la cuenca (km<sup>2</sup>).

La intensidad se obtiene con la curva idf de cada cuenca, para los períodos de retorno de la Tabla 16, obtenidos del Manual de Drenaje para carreteras (Invias, 2011):

**Tabla 16.** Períodos de retorno para obras de drenaje vial

Estructura	Período de retorno (años)
Subdrenaje	2
Cunetas	10
Zanjas de coronación	10
Alcantarillas diámetro 900 mm	20
Alcantarillas diámetro >900 mm	20
Pontones (puentes L<=10 m)	100
Puentes	100

Fuente: Invias, 2011

Aplicando la anterior ecuación 6, se obtienen los caudales máximos de la Tabla 17.

**Tabla 17.** Caudales máximos método racional

	Área (km <sup>2</sup> )	Caudal (m <sup>3</sup> /s)						
		Tr 2 Años	Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 20 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Cuenca No. 276	841.70	789.61	1047.43	1283.13	1559.07	1657.31	1994.59	2385.29
Cuenca No. 280	3.18	14.71	19.84	24.57	30.15	32.14	39.01	47.01
Cuenca No. 283	18.02	30.29	43.74	56.60	72.19	77.85	97.65	121.17
Cuenca No. 284	0.92	6.71	9.01	11.11	13.59	14.48	17.52	21.06
Cuenca No. 288	0.04	1.38	1.84	2.26	2.76	2.93	3.54	4.25
Cuenca No. 289	0.06	1.54	2.06	2.53	3.09	3.29	3.97	4.76
Cuenca No. 290	0.03	0.75	1.00	1.23	1.50	1.60	1.93	2.32
Cuenca No. 291	0.01	0.31	0.42	0.51	0.62	0.66	0.80	0.96
Cuenca No. 292	0.01	0.64	0.86	1.05	1.29	1.37	1.66	1.99
Cuenca No. 293	0.08	2.08	2.79	3.43	4.19	4.46	5.38	6.46



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

	Área (km <sup>2</sup> )	Caudal (m <sup>3</sup> /s)						
		Tr 2 Años	Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 20 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Cuenca No. 294	0.34	3.55	4.75	5.85	7.15	7.61	9.20	11.04
Cuenca No. 295	1.56	8.99	12.03	14.83	18.11	19.28	23.31	27.98
Cuenca No. 296	0.35	4.46	5.67	6.75	8.03	8.55	10.30	12.27
Cuenca No. 297	2.18	31.84	40.55	48.34	57.32	61.01	73.61	87.86
Cuenca No. 298	0.44	6.18	7.87	9.38	11.13	11.85	14.29	17.05
Cuenca No. 299	0.21	2.54	3.44	4.27	5.26	5.61	6.82	8.24
Cuenca No. 300	0.03	0.86	1.16	1.44	1.77	1.89	2.30	2.77
Cuenca No. 301	1.43	15.10	19.21	22.90	27.19	28.94	34.89	41.61
Cuenca No. 302	2.83	18.52	25.16	31.30	38.56	41.16	50.13	60.59
Cuenca No. 303	0.01	0.46	0.59	0.70	0.83	0.89	1.07	1.28
Cuenca No. 304	0.71	10.40	13.26	15.82	18.77	19.91	24.06	28.75
Cuenca No. 305	2.28	15.23	21.06	26.50	32.99	35.32	43.39	52.86
Cuenca No. 306	1.36	22.22	28.17	33.49	40.16	42.69	51.20	60.82
Cuenca No. 308	5.50	46.01	58.74	70.14	83.29	87.98	106.51	127.50
Cuenca No. 309	4.62	28.59	36.48	43.55	51.70	54.70	66.18	79.17
Cuenca No. 312	1.40	10.95	13.86	16.46	19.83	21.05	25.19	29.86
Cuenca No. 313	0.13	3.42	4.41	5.30	6.34	6.70	7.95	9.62

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.2. Método del hidrograma unitario

Esta metodología establece un modelo lluvia-escorrentía en el que a partir de las precipitaciones máximas para diferentes períodos de retorno y con el uso de un hidrograma de escorrentía superficial se calcula la crecida máxima para el mismo período de retorno de la precipitación.

Este proceso se lleva a cabo en dos etapas:

- 1) Estimación de la lluvia neta.
- 2) Definición del hidrograma unitario y transformación lineal correspondiente.



### Estimación de la lluvia neta

Para la obtención de la lluvia neta se emplea el método propuesto por el Soil Conservation Service (SCS) basado en el concepto del "número de curva", CN.

De acuerdo a este método la escorrentía directa o precipitación efectiva producida por un evento de precipitación se calcula como:

$$P_e = \frac{(P - rS)^2}{P + (1 - r)S} \quad \text{si } P > S \quad (8)$$

$$P_e = 0 \quad \text{si } P \leq S$$

Donde,

Pe: precipitación efectiva (mm).

P: precipitación máxima para el período de retorno deseado (mm).

S: retención potencial máxima después que comienza la escorrentía (mm).

$\alpha S$ : umbral de escorrentía o abstracción inicial, es decir todas las pérdidas antes que comience la escorrentía (mm).

El SCS propone un valor de 0.2 para el parámetro y relaciona la retención potencial máxima (S) con el suelo y las condiciones de cobertura de la cuenca a través del número de curva (CN).

Esta relación para condiciones normales de humedad antecedente está dada por:

$$S = 25.4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (9)$$

El número de curva para la cuenca se obtiene a partir de la ponderación dentro del área de las diferentes unidades de suelo y cobertura vegetal definidas a partir de la información secundaria investigada en el IGAC.



- Lluvia de diseño

El Histograma de la precipitación de diseño o distribución de la lluvia empleado para el cálculo de caudales máximos, se obtiene por el método del bloque alterno, en el que se calcula la profundidad de precipitación como el producto de la intensidad (estimada con la curva idf) por la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra entonces la cantidad de lluvia que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo y los bloques o incrementos se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración del aguacero y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central.

En la obtención de la lluvia de diseño al aplicar el hidrograma unitario, el factor para calcular la precipitación máxima promedio en la hoya se realiza con ayuda de la fórmula de Fhruling que esta expresada de la siguiente manera:

$$F = 1 - 0.0054 * A^{0.2} \quad (10)$$

Donde,

F: factor de reducción.

A: área de la cuenca (m).

En cuanto a la duración de la lluvia total, ésta se toma igual al tiempo de concentración de la cuenca, el cual se toma como el máximo entre 15 minutos (valor mínimo recomendado en el Manual de Drenaje del Invias, 2009) o el promedio de los tiempos de concentración calculados con las expresiones de Ventura, Témez, Hathaway, Kirpich, Passini, US Corps of Engineers, Bransby-Williams, California y SCS.

Estas expresiones son de las principales expresiones empleadas a nivel mundial para cauces y abarcan desde los resultados conservadores de la ecuación de Kirpich a los más holgados de la ecuación del US Corps of Engineers. Las ecuaciones empleadas son:

**Ventura:**

$$T = 0.12 \left( \frac{A}{S} \right)^{0.5} \quad (11)$$



Siendo,

Tc: tiempo de concentración (horas)

A: área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**Témez:**

$$T = 0.3 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.7} \quad (12)$$

Siendo,

Tc: tiempo de concentración (horas)

L: longitud del curso principal (km)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**Kirpich:**

$$T = 0.02L^{0.7} S^{-0.3} \quad (13)$$

Siendo,

Tc: tiempo de concentración (minutos)

L: longitud del curso principal (m)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**Passini:**

$$T = 0.09 \frac{(A*L)^{1/3}}{S^{0.5}} \quad (14)$$

Siendo,



Tc: tiempo de concentración (horas)

A: área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

L: longitud del curso principal (km)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**U.S. Corps of Engineers:**

$$T = 0.28 \left( \frac{L}{S^{0.2}} \right)^{0.7} \quad (15)$$

Siendo,

Tc: tiempo de concentración (horas)

L: longitud del curso principal (km)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**Bransby-Williams:**

$$T = 58.5 \frac{L}{A^{0.15} S^{0.3}} \quad (16)$$

Siendo,

Tc: tiempo de concentración (minutos)

A: área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

L: longitud del curso principal (km)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/km)

**California:**

$$T = 0.66 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.7} \quad (17)$$

Siendo,



Tc: tiempo de concentración (horas)

L: longitud del curso principal (km)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

**Soil Conservation Service:**

$$T = \frac{\left(\frac{6}{1}\right)L^{0.8} (2 - 2.8 C)^{0.7}}{1 C^{0.7} S^{0.5}} \quad (18)$$

Siendo,

Tc: tiempo de concentración (horas)

CN: número de curva del SCS

L: longitud del curso principal (m)

S: pendiente entre la máxima y la mínima elevación del curso principal (m/m)

En el Anexo 4 se observan los cálculos de los tiempos de concentración, los cuales presentan un amplio rango, por lo que el valor final seleccionado se toma como el promedio de aquellos valores ubicados dentro del rango de la media más o menos una desviación estándar, las cuales definen los límites inferior y superior indicados en el anexo.

Definición del hidrograma unitario

Se utiliza el hidrograma unitario sintético triangular propuesto por el Soil Conservation Service, cuyos parámetros son:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 \times T_c \quad (19)$$

Donde,

D: duración de la lluvia aplicada (horas)

Tp: tiempo al pico del hidrograma (horas).

Tc: tiempo de concentración (horas). Calculado como el promedio de las expresiones descritas anteriormente.



El valor de  $0.6 \times T_c$  es tomado como el tiempo de rezago (lag time) en la modelación hidrológica.

Una vez definido el tiempo al pico,  $T_p$  se calculan los demás elementos del hidrograma triangular:

$$T_b = 2.67 \times T_p \quad (20)$$

$$Q_p = \frac{A}{1.8 \times T_b} \quad (21)$$

Donde,

$T_b$ : tiempo base del hidrograma (horas)

$Q_p$ : caudal pico del hidrograma ( $m^3/s/mm$ )

A: área de la cuenca ( $km^2$ )

Para la transformación lineal de lluvia neta a esorrentía se usa el procedimiento conocido como convolución (para cada bloque del histograma de precipitación efectiva se calcula su hidrograma unitario, obteniéndose el hidrograma final de la cuenca al sumar cada uno de los hidrogramas unitarios desplazado en el tiempo), el que se realiza con ayuda del software HEC-HMS versión 4.0.

#### Aplicación del método del hidrograma unitario

La lluvia total de diseño se calcula a partir de las relaciones idf mediante el método del bloque alterno. En el Anexo 3 se presenta la aplicación del bloque alterno para las estaciones en estudio con los periodos de retorno descritos en los objetivos y las lluvias para cada cuenca dependiendo de la incidencia de las lluvias según los polígonos de Thiessen y el factor de reducción.



**Tabla 18. Caudales máximos método hidrograma unitario (m<sup>3</sup>/s)**

	Nombre	Área (km <sup>2</sup> )	CN	Caudal (m <sup>3</sup> /s)							
				Tr 2 Años	Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 20 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años	
Cuenca No. 280	Quebrada Las Burras	3.18	79.0	6.67	9.68	12.67	16.30	17.61	22.21	27.67	
Cuenca No. 283	Quebrada La Humareda o Caño Hondo	18.02	69.0	9.99	16.25	22.61	30.73	33.75	44.56	57.80	
Cuenca No. 284	Quebrada Chircal	0.92	79.0	5.08	7.08	8.92	11.11	11.89	14.58	17.70	
Cuenca No. 288		0.04	80.0	0.60	0.84	1.05	1.30	1.39	1.69	2.04	
Cuenca No. 289		0.06	80.0	0.89	1.23	1.55	1.92	2.05	2.51	3.03	
Cuenca No. 290		0.03	80.0	0.46	0.64	0.80	0.99	1.05	1.28	1.55	
Cuenca No. 291		0.01	80.0	0.16	0.22	0.28	0.34	0.36	0.44	0.53	
Cuenca No. 292		0.01	80.0	0.16	0.22	0.27	0.34	0.36	0.44	0.53	
Cuenca No. 293		0.08	80.0	1.17	1.62	2.04	2.53	2.70	3.30	3.99	
Cuenca No. 294		0.34	80.0	2.90	4.04	5.10	6.35	6.79	8.33	10.10	
Cuenca No. 295		1.56	80.0	6.67	9.29	11.73	14.61	15.66	19.22	23.37	
Cuenca No. 296		0.35	88.0	3.62	4.66	5.59	6.65	7.02	8.29	9.73	
Cuenca No. 297	Quebrada de Los Frailes	2.18	88.0	22.18	29.09	35.31	42.48	45.02	53.63	63.42	
Cuenca No. 298		0.44	88.0	4.84	6.30	7.62	9.12	9.66	11.47	13.53	
Cuenca No. 299		0.21	79.0	1.64	2.31	2.94	3.68	3.95	4.86	5.92	
Cuenca No. 300		0.03	79.0	0.34	0.48	0.62	0.78	0.84	1.04	1.27	
Cuenca No. 301		1.43	88.0	11.51	15.04	18.22	21.88	23.18	27.58	32.60	
Cuenca No. 302		2.83	79.0	11.10	15.99	20.85	26.73	28.86	36.26	44.97	
Cuenca No. 303		0.01	88.0	0.21	0.27	0.33	0.39	0.41	0.49	0.57	
Cuenca No. 304	Quebrada El Oso	0.71	88.0	8.27	10.76	12.99	15.56	16.46	19.52	23.02	
Cuenca No. 305	Quebrada Aguas Claras	2.28	77.0	9.02	13.46	17.70	22.80	24.65	31.10	38.71	
Cuenca No. 306	Caño El Remolino	1.36	89.0	16.84	21.70	26.05	31.02	32.76	38.68	45.40	
Cuenca No. 308	Caño Arenales	5.50	88.0	32.96	43.38	52.76	63.66	67.49	80.61	95.62	
Cuenca No. 309		4.62	88.0	21.16	27.75	33.71	40.61	43.05	51.36	60.91	
Cuenca No. 312		1.40	89.0	9.05	11.66	14.00	16.68	17.62	20.83	24.49	
Cuenca No. 313		0.13	86.0	2.19	2.89	3.53	4.26	4.52	5.40	6.41	

Fuente: Elaboración propia

La memoria de cálculo de los caudales se encuentra en el Anexo 4 y los modelos de HEC-HMS en el Anexo 5.



### 3.5.3. Método de trasposición de caudales

Para la obtención de caudales máximos se emplea el método de trasposición de caudales, el cual se formula como:

$$Q_{cuenca} = Q_{estación} \left( \frac{A_{cuenca}}{A_{estación}} \right)^k \quad (22)$$

Siendo,

$Q_{cuenca}$ : caudal en la cuenca de interés ( $m^3/s$ ).

$Q_{estación}$ : caudal en la estación base, en este caso estación 23027060 (Pte Carretera) ( $m^3/s$ ).

$A_{cuenca}$ : área de la cuenca de interés ( $A=841.70 \text{ km}^2$ ).

$A_{estación}$ : área de la cuenca hasta la estación base ( $A=840.98 \text{ km}^2$ ).

$k$ : factor entre 0.5 y 0.75. Para este caso se toma  $k=0.5$ , el cual arroja resultados ligeramente superiores para la cuenca considerada.

Al igual que para precipitación máxima, para los caudales máximos instantáneos de la estación Pte Carretera se realiza en primer lugar la construcción de la serie histórica (aplicando los mismos criterios ya mencionados), la cual se presenta en la Tabla 19.

**Tabla 19.** Serie histórica de caudales máximos ( $m^3/s$ ).

Año	Pte Carretera	Año	Pte Carretera
1980	146.7	1996	284.0
1981	258.3	1997	rechazado
1982	411.2	1998	rechazado
1983	293.6	1999	rechazado
1984	369.5	2000	348.0
1985	240.0	2001	rechazado
1986	258.0	2002	rechazado



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Año	Pte Carretera	Año	Pte Carretera
1987	rechazado	2003	rechazado
1988	rechazado	2004	rechazado
1989	172.0	2005	rechazado
1990	223.2	2006	rechazado
1991	236.0	2007	560.0
1992	220.0	2008	630.4
1993	175.2	2009	476.0
1994	504.0	2010	615.4
1995	484.0	2011	rechazado

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla 20.** Análisis de consistencia y homogeneidad series.

Nombre	Código	Tipo	¿Son independientes los registros?	¿La serie es estacionaria?	La serie es homogénea
Pte Carretera	23027060	LG	Sí al 1% $\rho = 0.0482343$	Sí al 1% $\rho = 0.0252002$	Sí al 1% $\rho = 0.0257699$

Fuente: Elaboración propia

El análisis de frecuencia realizado a la serie histórica muestra que la distribución de frecuencias con mejor ajuste es la Gumbel (Ver Tabla 21), a partir de la cual se estiman los caudales de la tabla 19.

**Tabla 21.** Prueba de bondad del ajuste para caudales máximos.

Distribución		Pte Carretera
Gumbel	$\chi^2$	4.60
	$\rho$	0.2035
logNormal 2	$\chi^2$	4.60
	$\rho$	0.2035
logPearson III	$\chi^2$	3.40
	$\rho$	0.1827

Fuente: Elaboración propia

Se resalta en amarillo la distribución de frecuencia finalmente seleccionada en cada estación. Esta distribución es la de mejor ajuste por tener el mayor  $\rho$  o el menor  $\chi^2$ .



Los resultados de caudales máximos se tabulan a continuación.

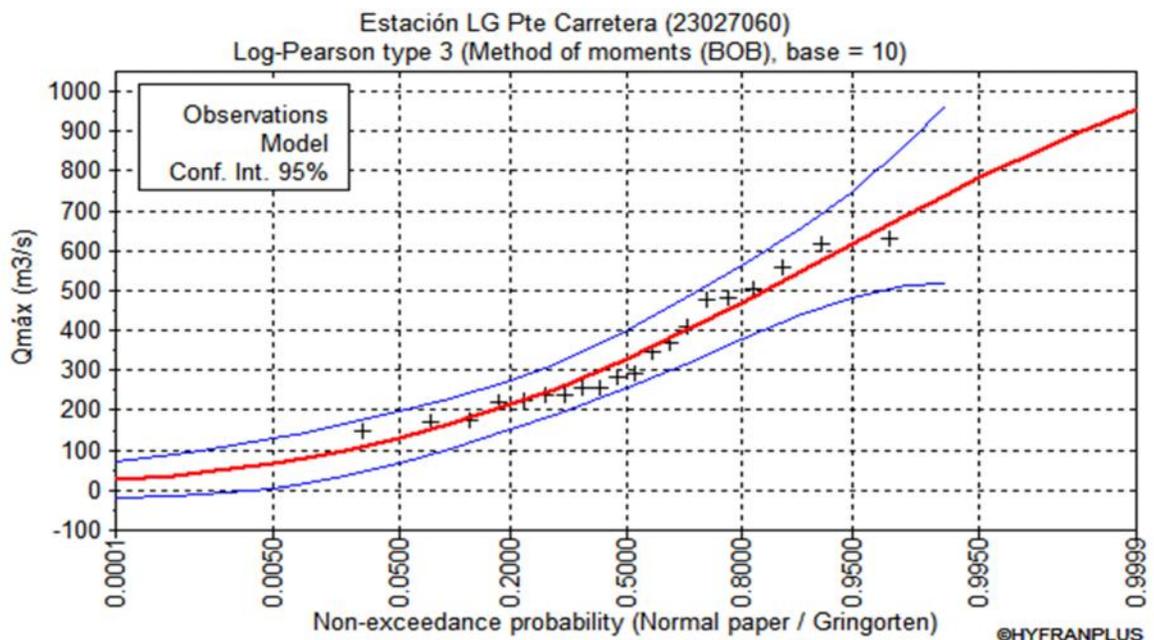
**Tabla 22.** Tabla de caudales máximos para diferentes periodos de retorno (m<sup>3</sup>/s).

Período de retorno, Tr (años)	Pte Carretera
100	739.32
50	690.79
25	635.49
20	615.98
10	548.88
5	469.13

Fuente: Elaboración propia

Gráficamente los resultados se aprecian a continuación:

**Figura 9.** Caudales máximos puntuales estación Puente Carretera.



Fuente: Elaboración propia



**Tabla 23.** Caudales máximos método de transposición de caudales (m<sup>3</sup>/s)

	Nombre	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud (km)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)					
				Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 20 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Cuenca No. 276	Río Guarinó	841.70	113.62	469.33	549.11	616.24	635.76	691.08	739.63

Fuente: Elaboración propia

### 3.5.4. Método de regionalización del HIMAT

El método de regionalización del HIMAT (hoy en día IDEAM) establece para la zona 3 correspondiente al Magdalena central la siguiente tabla de frecuencia regional:

**Tabla 24.** Curva de frecuencia regional método HIMAT

Tr (años)	2	2.33	5	10	20	50	100
QTR/Q2.33	0.937	1.000	1.272	1.494	1.707	1.982	2.188

Fuente: ROSERO GALVIS, Ricardo; CORTÉS RIVERA, Gonzalo-HIMAT.<sup>2</sup>

Para esta misma región, esta metodología, calcula el caudal índice Q2.33 como:

$$Q_{2.33} = 1.90 A^{0.62} \quad (23)$$

Donde,

Q2.33: caudal correspondiente a un período de retorno de 2.33 años (m<sup>3</sup>/s).

A: área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Esta metodología se aplica para cuencas mayores a 200 km<sup>2</sup>. Los cálculos de caudales máximos para los diferentes períodos de retorno considerados se presentan en la Tabla 25.

<sup>2</sup> ROSERO GALVIS, Ricardo; CORTÉS RIVERA, Gonzalo - HIMAT. Regionalización de crecidas en Colombia y mapas de amenazas de inundación. IX Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Manizales, 1990.



**Tabla 25. Caudales máximos método de regionalización del HIMAT**

	Área (km <sup>2</sup> )	Q2.33 (m <sup>3</sup> /s)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)						
			Tr 2 Años	Tr 5 Años	Tr 10 Años	Tr 20 Años	Tr 25 Años	Tr 50 Años	Tr 100 Años
Cuenca No. 276	841.70	329.29	308.55	418.86	491.97	562.11	584.17	652.66	720.50
Cuenca No. 280	3.18	4.75	4.45	6.04	7.09	8.10	8.42	9.41	10.38
Cuenca No. 283	18.02	17.74	16.62	22.56	26.50	30.28	31.46	35.15	38.81
Cuenca No. 284	0.92	1.85	1.73	2.35	2.77	3.16	3.28	3.67	4.05
Cuenca No. 288	0.04	0.18	0.17	0.23	0.26	0.30	0.31	0.35	0.39
Cuenca No. 289	0.06	0.23	0.22	0.29	0.34	0.39	0.41	0.46	0.50
Cuenca No. 290	0.03	0.13	0.12	0.17	0.19	0.22	0.23	0.26	0.29
Cuenca No. 291	0.01	0.05	0.05	0.06	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11
Cuenca No. 292	0.01	0.07	0.07	0.10	0.11	0.13	0.13	0.15	0.16
Cuenca No. 293	0.08	0.30	0.28	0.38	0.45	0.51	0.53	0.59	0.66
Cuenca No. 294	0.34	0.86	0.81	1.09	1.28	1.47	1.52	1.70	1.88
Cuenca No. 295	1.56	2.76	2.59	3.52	4.13	4.72	4.90	5.48	6.05
Cuenca No. 296	0.35	0.88	0.82	1.12	1.31	1.50	1.56	1.74	1.92
Cuenca No. 297	2.18	3.56	3.33	4.52	5.31	6.07	6.31	7.05	7.78
Cuenca No. 298	0.44	1.06	0.99	1.35	1.58	1.81	1.88	2.10	2.31
Cuenca No. 299	0.21	0.59	0.55	0.75	0.88	1.01	1.05	1.17	1.29
Cuenca No. 300	0.03	0.15	0.14	0.19	0.22	0.25	0.26	0.29	0.32
Cuenca No. 301	1.43	2.58	2.42	3.29	3.86	4.41	4.58	5.12	5.65
Cuenca No. 302	2.83	4.35	4.07	5.53	6.49	7.42	7.71	8.62	9.51
Cuenca No. 303	0.01	0.05	0.05	0.07	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11
Cuenca No. 304	0.71	1.52	1.42	1.93	2.26	2.59	2.69	3.00	3.32
Cuenca No. 305	2.28	3.69	3.45	4.69	5.51	6.29	6.54	7.30	8.06
Cuenca No. 306	1.36	2.49	2.34	3.17	3.73	4.26	4.43	4.94	5.46
Cuenca No. 308	5.50	7.20	6.75	9.16	10.76	12.29	12.77	14.27	15.76
Cuenca No. 309	4.62	6.31	5.91	8.02	9.42	10.76	11.19	12.50	13.80
Cuenca No. 312	1.40	2.54	2.38	3.24	3.80	4.34	4.51	5.04	5.57
Cuenca No. 313	0.13	0.42	0.40	0.54	0.63	0.72	0.75	0.84	0.93

**Fuente:** Elaboración propia

La memoria de cálculo de los caudales se encuentra en el Anexo 4.

Para las obras menores, el caudal finalmente asumido entre las tres metodologías fue el obtenido por el método racional para cuencas menores de 2.5 km<sup>2</sup> y el método del hidrograma unitario para cuencas mayores. Lo anterior por seguridad, puesto que la



capacidad de laminación de una cuenca disminuye con su área.

### **3.5.5. Método de regionalización (río Magdalena)**

El método de obtención de caudales máximos en el río Magdalena es el de Regionalización, el cual corresponde al elaborado por Dalrymple (1960)<sup>3</sup>. Este método del caudal índice utiliza un análisis estadístico de los datos de estaciones similares hidrológicamente para desarrollar una curva de frecuencia de crecientes en zonas donde no se dispone de una estación.

Se desarrolla en dos etapas:

1. Determinación de las relaciones adimensionales entre los caudales de creciente y el caudal índice (que generalmente es el caudal medio máximo instantáneo o Q2.33).
2. Determinación de la relación entre las características de la cuenca de drenaje (usualmente área) y el caudal medio máximo instantáneo anual.

#### **3.5.5.1. Determinación de las relaciones adimensionales de caudales máximos**

Para el análisis de regionalización se emplean las siguientes estaciones sobre el río Magdalena en la Figura 9. Estas estaciones por ser limnigráficas proveen información de caudales máximos instantáneos.

Para conocer si todos los registros son homogéneos y por tanto si las estaciones se pueden agrupar para definir la curva de frecuencia regional se realiza la prueba de homogeneidad de Langbein.

En esta prueba, conocida la relación Q10/Q2.33 para cada estación se calcula el valor medio de Q10/Q2.33, encontrando para cada estación un nuevo  $Q10'_{estación} = (Q10/Q2.33)_{promedio} * Q2.33_{estación}$ , al que corresponde un determinado período de retorno, el que junto con la longitud efectiva del registro determinan la homogeneidad o no de los datos dentro del grupo de estaciones.

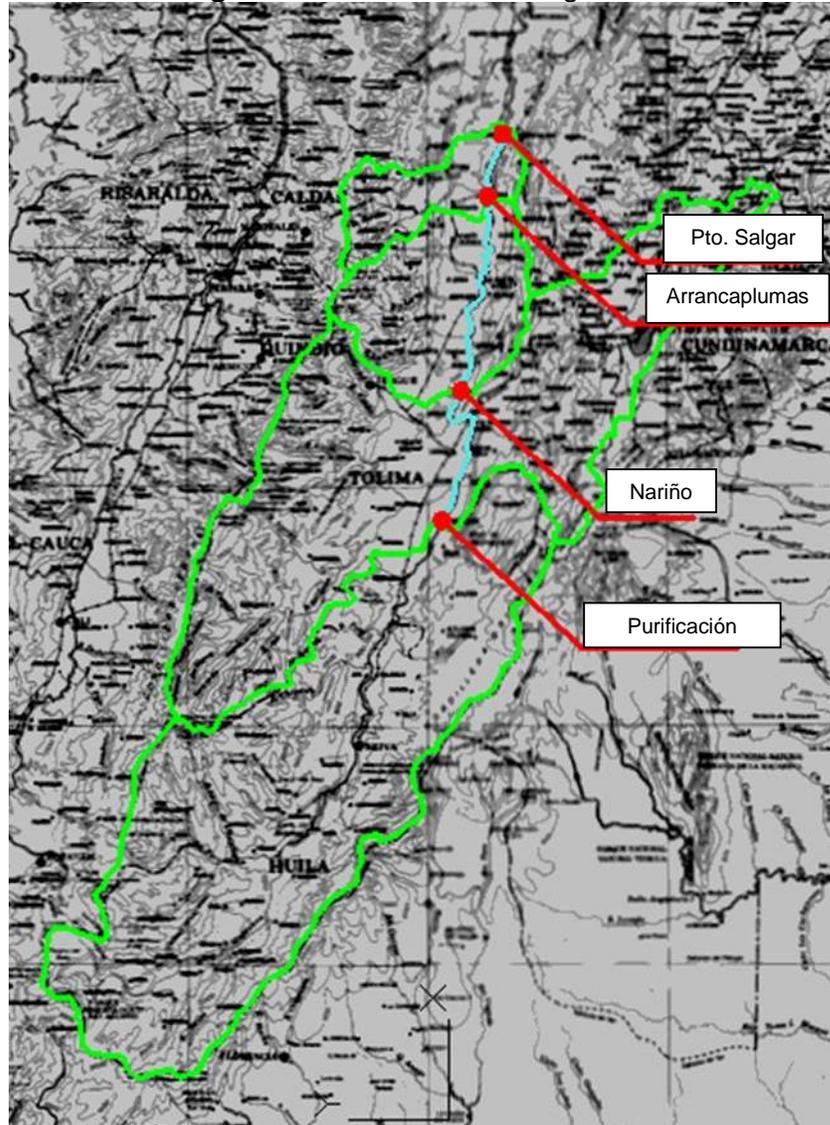
La longitud efectiva de los registros es el número de años del registro original más la mitad del número de años extendidos.

Para éstos valores de período de retorno y longitud efectiva se dan ciertos límites para la homogeneidad.

---

<sup>3</sup> Dalrymple Tate . Flood Frequency Analysis. Manual of Hidrology, Part 3. Geological Survey Water Supply, Paper 1543-A, 1960.

Figura 10. Estaciones río Magdalena

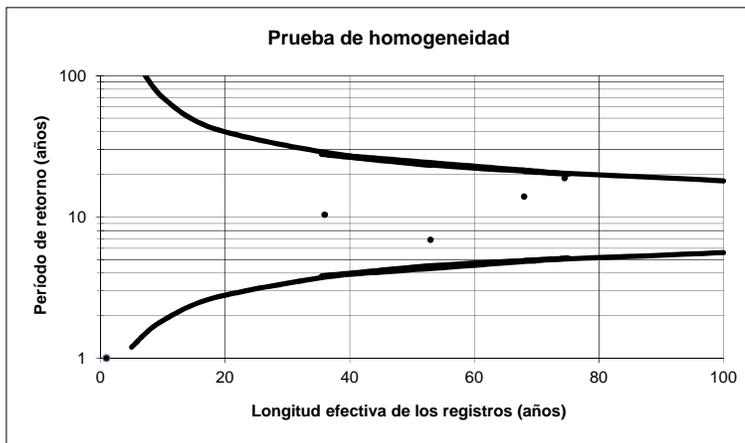


Fuente: Elaboración propia

El anterior procedimiento se muestra en el Cuadro 1 del Anexo 3, del cual se extrae la Figura 11. El resultado del análisis de homogeneidad muestra que todas las estaciones son homogéneas dentro del grupo.



**Figura 11.** Prueba de homogeneidad de Langbein



**Fuente:** Elaboración propia

Del cuadro 2 del mencionado Anexo 3 se extrae la Tabla 26 y la Figura 12, las que presentan la curva regional de frecuencias (adimensional al estar dividida por el valor del  $Q_{2.33}^4$ ),

**Tabla 26.** Relaciones adimensionales de caudales máximos

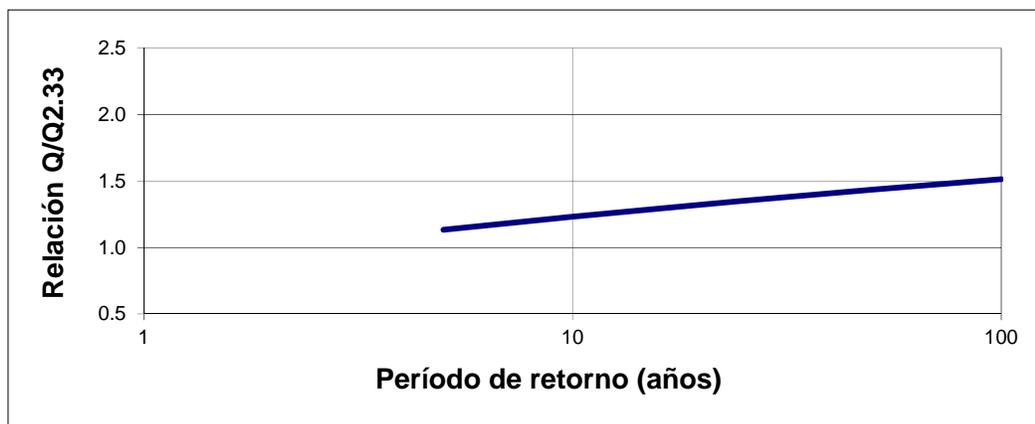
Q5/Q2.33	Q10/Q2.33	Q20/Q2.33	Q25/Q2.33	Q50/Q2.33	Q100/Q2.33
1.13	1.23	1.32	1.35	1.43	1.51

**Fuente:** Elaboración propia

**Figura 12.** Curva de frecuencia regional de caudales máximos

<sup>4</sup> El concepto que subyace en el método del caudal índice es que la distribución de las crecientes en diferentes sitios de una región es la misma, a excepción del caudal de la creciente índice, el que refleja las características de tamaño, precipitación y escorrentía de cada cuenca. El caudal índice generalmente empleado corresponde al caudal medio de crecientes, el que por características de la distribución Gumbel corresponde a un período de retorno de 2.33 años.





Fuente: Elaboración propia

### 3.5.5.2. Relación Área-Q2.33 caudales máximos

Para las estaciones empleadas se estableció la relación entre el área de la cuenca de cada estación y el caudal índice, Q2.33 que mejor ajuste y más seguro presenta para áreas pequeñas, encontrándose la siguiente expresión (Ver Anexo 3 cuadro 3):

$$Q2.33 = 4317.1 + 2e-6 * \text{Area}^2 - 0.09 * \text{Area} \quad (24)$$

$$R^2 = 0.86$$

En que el caudal está en m<sup>3</sup>/s y el área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

Al aplicar la anterior relación en las mismas cuencas de las estaciones se obtienen diferencias apreciables entre los caudales, por lo que considerando que las cuencas a analizar son intermedias a las estaciones, se emplea una interpolación por área para obtener el Q2.33.

### 3.5.5.3. Caudales máximos cuencas bajo análisis

Aplicando la anterior metodología, se calculan los caudales del cuadro 4 del Anexo 3, los cuales se resumen a continuación.

**Tabla 27.** Caudales máximos cuencas bajo análisis

Cuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Período de retorno (años)						
		2.33	5	10	20	25	50	100
Puente Purnio	56,905	4,295	4,854	5,283	5,670	5,799	6,142	6,486

Fuente: Elaboración propia



### 3.5.6. Justificación de fórmulas empleadas

Para el cálculo de caudales para las cuencas en estudio se utilizaron tres metodologías de amplio conocimiento:

Metodo racional: Determina el caudal mediante la relación del área de la cuenca, la intensidad de la lluvia sobre la misma y el coeficiente de escorrentía.

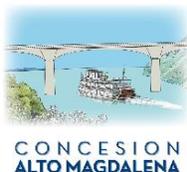
En este método se ha precisado la obtención de sus componentes en los siguientes aspectos:

- El coeficiente de escorrentía se ha obtenido a partir de la información de la información de suelos presentes en el municipio de Flandes, departamento de Tolima para cada uno de los períodos de retorno considerado, obteniendo valores acordes a lo esperado de acuerdo a los tipos de superficie, pendientes y literatura técnica.
- La intensidad aplicada se ha obtenido de las estaciones mencionadas en la Tabla 2 y posteriormente se construyen las gráficas IDF para cada estación.
- Por otra parte la duración de la lluvia calculada como el promedio del tiempo de concentración de numerosas formulaciones, disminuye el sesgo que una u otra ecuación, obtenida para condiciones diferentes a las de la zona, pueda generar.
- Finalmente, en cuanto al área aferente, ésta ha sido directamente delimitada y medida para cada cauce que cruza la vía de proyecto.

Método del Hidrograma Unitario del SCS: Esta metodología se basa en la aplicación de un hidrograma unitario establecido por el Soil Conservation Service (SCS), en el que se tiene en cuenta los siguientes factores:

- El número de curva se obtiene a partir de la información de suelos de la zona en unas condiciones de humedad antecedente II.
- El tiempo de concentración para cada cuenca se define mediante el empleo de 8 formulas y el posterior análisis de las mismas.
- Las lluvias de diseño para cada cuenca depende del trazado de polígonos de Thiessen y del factor de reducción de la lluvia, de acuerdo al área de drenaje.
- Finalmente, en cuanto al área aferente, ésta ha sido directamente delimitada y medida para cada cauce que cruza la vía de proyecto.

Método de Regionalización del Himat: Este corresponde a una regionalización por parte del HMAT (actualmente IDEAM), en el que divide el territorio nacional en 20 regiones en el que



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

supone el cálculo del caudal en función del área de drenaje. La región correspondiente para la zona de proyecto es Magdalena medio.

Por último, el método de regionalización del río Magdalena, se obtuvo mediante el registro histórico de estaciones limnigráficas en un sector comprendido entre los municipios de Purificación, departamento de Tolima y Puerto Salgar, departamento de Cundinamarca.

El análisis de cada una de las estaciones limnigráficas, mencionadas en la Tabla 2, obtuvo el cálculo del caudal en los sitios de interés mediante los niveles y los cambios en las secciones transversales.



## 4. ESTUDIOS HIDRAULICOS

### 4.1. GEOMORFOLOGÍA -DINÁMICA FLUVIAL

La descripción de la geomorfología y dinámica fluvial de la Unidad Funcional se encuentra en los volúmenes de Geología y Geotecnia del proyecto.

### 4.2. OBRAS MENORES

#### 4.2.1. Capacidad estructuras de drenaje transversal

Las estructuras de drenaje transversal o alcantarillas se analizan determinando la altura o nivel máximo de agua en la entrada (HW), el cual debe ser en general inferior de 1.20 veces el diámetro o altura de la estructura (por ejemplo 1.44 m para una alcantarilla de 1.20 m de diámetro).

Otro criterio es que las velocidades dentro de la alcantarilla sean superiores a 0.6 m/s para evitar sedimentación e inferiores a 5.0 m/s para evitar erosión de la estructura.

El dimensionamiento hidráulico consiste entonces en determinar la cota de la línea de energía o carga a la que va a estar sometida la estructura en la entrada, HW lo que junto con el criterio de velocidad expresado anteriormente, permite definir el funcionamiento hidráulico de la estructura de drenaje transversal.

La carga a la entrada, HW depende del tipo de flujo con que funcione la alcantarilla, existiendo dos tipos principales de flujo: flujo con control a la entrada o flujo con control a la salida.

La metodología se basa en calcular la carga a la entrada por ambos tipos de control, siendo el que gobierna el que genere un mayor valor o cota más alta.

Este análisis se desarrolla con ayuda del software HY8 (FHWA, 1999), el cual calcula la carga HW y las velocidades en la tubería.

Para las condiciones típicas de la vía, con una calzada de 10.9 m en la zona montañosa, alcantarillas en concreto con pendiente del 1.00% y control a la entrada, la capacidad hidráulica de cada tipo de obra se resume en la Tabla 28.

**Tabla 28.** Capacidad hidráulica alcantarillas

Estructura	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
Alcantarilla circular 0.90	1.06
Alcantarilla circular 1.20	2.24



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Estructura	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
Alcantarilla cajón 2.0x2.0	9.24
Alcantarilla cajón 3.0x3.0	26.38
Alcantarilla cajón 4.0x4.0	56.00

Nota: En las Alcantarilla cajón se indica base x altura y el número de celdas cuando es mayor de 1.

**Fuente:** Elaboración propia

En el diseño, se realizaron los modelos hidráulicos en el software HY-8 de las 5 obras tipo descritas en la Tabla 28, teniendo en cuenta las condiciones mencionadas. De esta manera las dimensiones de cada una de las obras de drenaje dependen de que el caudal se encuentre en el rango de caudales de las obras típicas, ya que todas las obras están diseñadas con una pendiente del 1.00%.

Con la realización de los cálculos de cada cuenca y el ajuste de los  $T_c$ , teniendo los valores de caudales mínimos y máximos para cada tipo de obra, se pudo definir la dimensión necesaria para cada obra.

Los modelos y resultados de estas obras típicas se incluyen en el Anexo 20.

### 4.2.2. Asignación estructuras de cruce

Las dimensiones finales de las obras dependen de la capacidad hidráulica, la longitud de la estructura. Así mismo, se deben colocar obras en todos los puntos bajos de la vía y cuando exista una distancia mayor entre obras de 250 m.

En el Anexo 6 se encuentra la verificación hidráulica del total de las obras propuestas a lo largo del corredor.

### 4.2.3. Descoles estructuras de cruce

La zona en la que se ubica la Unidad Funcional 5, se caracteriza por ser un terreno demasiado plano, con una ligera inclinación del mismo hacia el río Magdalena. Esto genera dificultades en los descoles de las estructuras de cruce de los diferentes ejes de la vía debido a que se debe garantizar el perfecto cruce de la obra sin que esta quede en terrada o más elevada del terreno natural.

Por lo anterior se plantean cunetas bordeando la vía para captar y transportar hasta las alcantarillas las aguas de escorrentía. Para el descole de las misma es necesario proyectar canales de conducción que transporten las aguas hasta las corrientes de la zona, de manera que se asegure un adecuado drenaje de la vía.



### 4.3. ESTRUCTURAS DE DRENAJE LONGITUDINAL

#### 4.3.1. Cunetas

En los sectores de corte de la vía se proyectan cunetas triangulares.

Para su diseño se parte del cálculo de caudales aplicando el método racional anteriormente explicado, correspondiendo la superficie drenada al producto de la longitud de la cuneta multiplicada por la suma de los anchos aferentes por calzada, talud de corte y la ladera.

En cuanto a los coeficientes de escorrentía, se toman los siguientes valores: pavimento=0.90, talud de corte y ladera=0.21, valores correspondientes al coeficiente de escorrentía obtenido a partir del número de curva. Sin embargo, para efectos de diseño se consideró un C entre 0.75 y 0.85 para pavimento y C entre 0.50 y 0.55 para ladera, dando como resultado un  $C_{PONDERADO}$  promedio entre 0.55 y 0.56, dando como resultado un coeficiente de escorrentía más desfavorable.

Para establecer la capacidad de la sección llena de la cuneta se emplea la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (25)$$

Donde,

Q: caudal transportado por la cuneta (m<sup>3</sup>/s).

n: coeficiente de rugosidad de Manning. Para cunetas en tierra se toma un valor de n=0.035. Para cuentas en concreto se toma n=0.013 considerando basura en la obra.

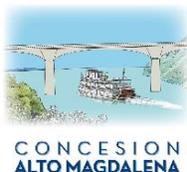
A: área mojada (m<sup>2</sup>).

R: radio hidráulico (m).

S: pendiente de la cuneta (m/m). Igual a la de la vía.

Para la longitud de cada cuneta, se calcula entonces el caudal aferente y para la sección de cuneta seleccionada se compara que la capacidad de ésta sea mayor, caso contrario se produce reboce por insuficiencia hidráulica de la estructura. La velocidad a sección llena se revisa para que no supere la máxima permisible en el concreto (5.0 m/s).

Dada la sección de la vía, la longitud disponible para la cuneta es de 1.0 m. Por razones de seguridad vial que no aconsejan pendientes del lado de la calzada mayores al 25%, finalmente se toma una cuneta triangular de 100 cm de ancho y 20 cm de alto. El ancho total se encuentra repartido 0.96 m al lado de la calzada, con el cual la pendiente es del



20%.

No obstante, se analizó la condición más crítica para la vía y determinar cuál debería ser el área aferente, para la cual la cuneta propuesta se hace insuficiente. Siendo así, si se supone una pendiente de 0.3% (la pendiente crítica en el tramo analizado), una intensidad de 165.93 mm/h, correspondiente a la Estación Ideam Dorada para un periodo de retorno de 10 años y suponiendo un coeficiente de escorrentía igual a 0.90 en un área de 0.15 hectáreas, obtenemos que la lámina de agua en nuestra cuneta es de 18.11 cm. De acuerdo a esta condición crítica que se presenta en el tramo de estudio, se concluye que las cunetas proyectadas son hidráulicamente suficientes.

El listado de las cunetas y su verificación hidráulica se presenta en el Anexo 7.

### **4.3.2. Subdrenaje**

#### **4.3.2.1. Identificación de zonas con necesidades de subdrenaje**

La definición de las posibles zonas que pueden requerir subdrenaje se realiza a través de tres fuentes de información:

##### **4.3.2.1.1. Inspección visual de terreno**

En la inspección de campo y considerando la climatología de los días previos, se observan aspectos que reflejen problemas de subdrenaje tales como: taludes húmedos o saturados, crecimientos vegetales en el concreto (musgo) de cunetas, juntas pavimento rígido húmedas o entre cuneta y calzada húmedas, drenes horizontales en taludes, cuerpos lénticos por encima de la vía, interrupción de drenajes.

En esta Unidad Funcional, se proyecta una vía nueva de cerca de 13.6 km entre La Dorada y Puerto Salgar (Unidad Funcional 5.3), siendo mantenimiento y rehabilitación el alcance en las UF 5.1 y UF 5.2 localizadas en el valle occidental del río Magdalena.

El análisis de subdrenaje se realiza entonces para la UF 5.3, donde no existe vía donde ni se observan en el terreno evidencias de flujos o existencia de aguas subsuperficiales

##### **4.3.2.1.2. Información secundaria para la identificación de zonas con mayor infiltración y fronteras impermeables.**

Las zonas con requerimientos de subdrenaje corresponden a las zonas con mayor potencial de infiltración, siendo necesario no sólo determinarla en planta, sino también en perfil, ubicando el estrato impermeable que la limita. Esta delimitación de zonas con mayor infiltración se establece a partir de los perfiles geológicos de los puentes de la vía, en los cuales se observa la presencia de roca a profundidades variables entre 30 hasta 35 m, por lo que se asumen entonces 30 m como espesor de frontera impermeable.



- Características del terreno donde se desarrolla la vía.

De acuerdo a la metodología propuesta por Matus et all (2009)<sup>5</sup> (la cual se modifica ligeramente, para centrarla en el proceso de infiltración y no el de recarga hídrica), el potencial de infiltración se puede evaluar partiendo de las características de pendiente, tipo de suelos, tipo de roca, cobertura vegetal y usos del suelo.

En esta metodología, a cada elemento físico se le asigna un puntaje, determinando el potencial de recarga hídrica como:

$$PI = [0.27 \times Pend + 0.23 \times Ts + 0.12 \times Tr + 0.25 \times Cve + 0.13 \times Us] \quad (26)$$

Siendo,

PI: potencial de infiltración, evaluado de acuerdo a la Tabla 29.

**Tabla 29.** Potencial de recarga hídrica

Posibilidad de recarga	Rango PI
Muy alta	4.1 – 5.0
Alta	3.5 – 4.9
Moderada	2.6 – 3-49
Baja	2.0 – 2.59
Muy baja	1.0 - 1.99

**Fuente:** Con base en Matus et all, 2009.

Los restantes parámetros se explican a continuación.

#### Pendiente, Pend

En relieves de pendientes fuertes y escarpadas disminuye el proceso de infiltración, hecho que se muestra en la ponderación de la Tabla 30.

<sup>5</sup> MATUS Óscar, FAUSTINO Jorge y JIMÉNEZ Francisco. Guía para la identificación participativa de zonas con potencial de recarga hídrica. Aplicación práctica en la cuenca del río Jucuapa, Nicaragua. Serie técnica. Boletín técnico No. 38. Centro Agronómico Tropical de Investigación y Enseñanza, CATIE - Asdi. Turrialba, Costa Rica, 2009.



**Tabla 30.** Ponderación de la posibilidad de infiltración según la pendiente del terreno

Microrrelieve	Pendiente (%)	Posibilidad de infiltración	Puntaje
Plano a casi plano	0-6	Muy alta	5
Moderadamente ondulado o cóncavo	6-15	Alta	4
Ondulado/cóncavo	15-45	Moderada	3
Escarpado	45-65	Baja	2
Fuertemente escarpado	>65	Muy baja	1

**Fuente:** Con base en Matus et al, 2009.

#### Tipo de suelo, Ts

Los suelos con textura gruesa tienen una mayor capacidad de infiltración que los suelos con texturas finas que impiden o dificultan la infiltración. A partir de este concepto, los puntos asignados a las diferentes texturas son los indicados en la Tabla 31.

**Tabla 31.** Ponderación de la posibilidad de infiltración según la textura del suelo

Textura	Posibilidad de infiltración	Puntaje
Franco arenosos a arenosos	Muy alta	5
Francos	Alta	4
Franco limosos	Moderada	3
Franco arcillosos	Baja	2
Arcillosos	Muy baja	1

**Fuente:** Con base en Matus et al, 2009.



Tipo de roca, Tr

La existencia de un estrato de roca impermeable puede impedir el paso del agua a las capas profundas del suelo, por lo que el método de Matus et al (2009) asigna las siguientes puntuaciones.

**Tabla 32.** Ponderación de la posibilidad de infiltración según el tipo de roca

Roca	Posibilidad de infiltración	Puntaje
Roca muy permeable	Muy alta	5
Roca permeable	Alta	4
Roca moderadamente permeable	Moderada	3
Poca poco permeable	Baja	2
Rocas impermeables	Muy baja	1

**Fuente:** Con base en Matus et al, 2009.

Puesto que los estratos profundos en los que se encuentra roca, no son objeto del interés en el proceso de infiltración superficial, esta característica no se considera esencial en el fenómeno aquí analizado, por lo que no se considera, siendo necesario cambiar las ponderaciones de la ecuación (26) manteniendo las mismas proporciones de los otros parámetros.

Así finalmente la ecuación para evaluar el potencial de infiltración PI es:

$$PI = [0.31 \times Pend + 0.26 \times Ts + 0.28 \times Cve + 0.15 \times Us] \quad (27)$$

Con esta modificación, las calificaciones dadas al potencial de infiltración de la Tabla 29 siguen siendo válidas.

Cobertura vegetal permanente, Cve

Entre más cobertura vegetal se tenga, menor es la velocidad del agua, favoreciendo así el proceso de infiltración. La cobertura vegetal hace referencia a cobertura natural de tres tipos: árboles, arbustos y hierbas.

De acuerdo a lo anterior, los puntajes asignados a los diferentes porcentajes de cobertura son los de la Tabla 33.



**Tabla 33.** Ponderación de la posibilidad de infiltración según el porcentaje de cobertura vegetal

Cobertura vegetal permanente (%)	Posibilidad de infiltración	Puntaje
>80	Muy alta	5
70 – 80	Alta	4
50 – 70	Moderada	3
30 – 50	Baja	2
<30	Muy baja	1

**Fuente:** Con base en Matus et all, 2009.

#### Usos del suelo, Us

Al igual que para la cobertura vegetal, los usos como vegetación natural facilitan la infiltración más que cultivos, lo que se expresa en la Tabla 34.

**Tabla 34.** Ponderación de la posibilidad de infiltración según el uso del suelo

Uso del suelo	Posibilidad de infiltración	Puntaje
Bosque	Muy alta	5
Sistemas agroforestales o silvopastoriles	Alta	4
Terrenos cultivados y con obra de conservación de suelos	Moderada	3
Terrenos cultivados sin ninguna obra de conservación	Baja	2
Terrenos agropecuarios con manejo intensivo	Muy baja	1

**Fuente:** Con base en Matus et all, 2009.

Obteniendo los anteriores parámetros a partir de las planchas 188 y 207 en escala 1:100.000 de los Estudios de suelos del departamento de Cundinamarca<sup>6</sup>, para la UF 5.3 se tienen las características del terreno mostradas en el cuadro 1 del Anexo, a partir del

<sup>6</sup> INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI, IGAC – Subdirección de Agrología. Estudio general de suelos y zonificación de tierras del departamento de Cundinamarca. Bogotá, 2.000.



cual se establecen los siguientes potenciales de infiltración en la vía (Tabla 35).

**Tabla 35.** Cálculo del Potencial de infiltración en la vía

Abscisas	Potencial infiltración, PI
K0+000 - K1+040	Baja
K1+040 - K1+640	Moderada
K1+640 - K2+440	Baja
K2+440 - K10+000	Muy baja
K10+000 - K13+200	Baja
K13+200 - K13+660	Moderada

**Fuente:** Elaboración propia.

Se observa que existe un potencial de infiltración es muy baja, baja y moderado, esto último en aquellos tramos de baja pendiente de la vía con terrenos franco arenosos.

En general, este análisis confirma lo observado en el terreno, es decir, la vía no es susceptible de presentar inconvenientes por subdrenaje.

#### 4.3.2.1.3. Zonas con requerimientos de subdrenaje.

Los resultados no indican necesidad de subdrenaje en la UF5.3. Sin embargo y por precaución, se recomienda la colocación de filtros bajo todas las cunetas del costado derecho, sentido por el cual ingresa la escorrentía a la vía.

El análisis de subdrenaje aquí realizado debe ser revisado y complementado por las áreas de Geotecnia y Pavimentos, en las que se pueden requerir filtros no contemplados, para asegurar la estabilidad de taludes, terraplenes o la estructura misma del pavimento.

#### 4.3.2.2. Dimensionamiento de subdrenajes

##### 4.3.2.2.1. Caudales de infiltración

El caudal de entrada al dren superficial, incluye todas las posibles fuentes de entrada de agua: el caudal lateral del flujo subterráneo y los flujos que entran al pavimento: infiltración, flujo subterráneo y por capilaridad, pudiéndose expresar como:

$$q_n = q_l + q_i + q_g + q_a \quad (28)$$

$q_n$ : caudal de entrada al dren longitudinal.

$q_l$ : caudal lateral subterráneo.

$q_i$ : caudal de entrada de infiltración del pavimento.



$q_g$ : caudal de entrada por flujo subterráneo por gravedad.

$q_a$ : caudal de entrada por capilaridad (proveniente de acuíferos artesianos).

En la anterior ecuación, no se consideran posibles exfiltraciones de la estructura de pavimento.

- Caudal lateral subterráneo,  $q_1$

$$q_1 = \frac{K \times (H - H_o)^2}{2 \times L_i} \quad (29)$$

Siendo.

$q_1$ : caudal lateral de flujo subterráneo ( $q_1=0.034 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$  de vía).

K: coeficiente de permeabilidad del suelo (m/día). Para un suelo franco limoso se asume un valor promedio de permeabilidad  $K=2-16E-01 \text{ m/d}$  (Ver

Tabla 36).

H = altura original del nivel freático sobre la frontera impermeable (m). (H=5 m).

$H_o$ : distancia entre el fondo de la capa permeable y la frontera impermeable (m). Tomando un filtro de altura 1.20 m,  $H_o=5-1.2=3.80 \text{ m}$ .

$L_i$ : radio de influencia, que es la distancia a partir de la cual se comienza a abatir el nivel freático (m).

$$L_i = 3.8 \times (H - H_o) \quad (30)$$

El valor calculado para  $L_i$  es de 4.56 m

De forma aproximada el coeficiente de permeabilidad del suelo, K puede obtenerse de acuerdo al tipo de material del suelo aplicando la Tabla 36.



**Tabla 36.** Relación aproximada entre la clasificación unificada y la permeabilidad

Clasificación unificada	Equivalentente clasificación USDA	Permeabilidad relativa	Coeficiente de permeabilidad (K)		
			cm/s	m/d	Promedio (m/d)
GW	Arenoso	Permeable	10-3 – 10-1	8.64E-01 - 8.64E+01	4.36E+01
GP	Arenoso	Permeable a muy permeable	5*10-3 – 10	4.32E+00 - 8.64E+03	4.32E+03
GM	Arenoso	Semipermeable	10-7 – 10-2	8.64E-05 - 8.64E+00	4.32E+00
GC	Arenoso	Impermeable	10-8 – 10-5	8.64E-06 - 8.64E-03	4.32E-03
SW	Arenoso	Permeable	10-8 – 10-5	4.32E-01 - 4.32E+01	2.18E+01
SP	Arenoso	Semipermeable a permeable	5*10-4 – 5*10-2	4.32E-02 - 4.32E-01	2.38E-01
SM	Arenoso	Impermeable a semipermeable	5*10-5 – 5*10-4	8.64E-05 - 4.32E-01	2.16E-01
SC	Franco arenoso	Impermeable	10-7 - 5*10-4	8.64E-06 - 4.32E-01	2.16E-01
ML	Limoso	Impermeable	10-8 – 5*10-4	8.64E-06 - 4.32E-01	2.16E-01
CL	Arcilla	Impermeable	10-8 – 5*10-4	8.64E-06 - 8.64E-04	4.36E-04
OL	Arcilla	Impermeable	10-8 – 10-6	8.64E-06 - 8.64E-03	4.32E-03
MH	Franco arcilloso, Franco areno arcilloso	Impermeable	10-8 – 10-5	8.64E-07 - 8.64E-05	4.36E-05
CH	Arcilla, arcillo limoso	Muy impermeable	10-9 – 10-7	8.64E-08 - 8.64E-06	4.36E-06
		Muy impermeable	10-10 – 10-8		

**Fuente:** Este Estudio basado en Invias (2011)<sup>7</sup>.

- Infiltración del pavimento,  $q_i$

Para estimar este caudal de infiltración a través del pavimento se emplea la siguiente "Relación de infiltración" simplificada (Invias, 2011):

$$q_i = 0.024 \times C \times R \quad (31)$$

<sup>7</sup> INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, Invias, Ministerio de Transporte. Manual de drenaje para carreteras. Bogotá. Invias. 2011.



Donde:

$q_i$  : tasa de infiltración en el pavimento, m<sup>3</sup>/día/m<sup>2</sup>

C : relación de infiltración

R : rata de la lluvia, mm/h

La relación de infiltración (C) representa la porción de la lluvia que ingresa al pavimento a través de las juntas y las grietas. Cedregreen et al (en Invias, 2011) recomiendan los valores que se indican a continuación:

- Pavimentos asfálticos 0.33 a 0.50
- Pavimentos rígidos 0.50 a 0.67

Debido a que el valor por aplicar en un determinado proyecto no resulta fácil de establecer, se acostumbra emplear un valor de 0.5.

Puesto que para cualquiera de las alternativas de pavimento de la UF 5.3, se proyecta un asfalto modificado, el valor de C asumido es de 0.41.

En el punto de mayor intensidad de precipitación en la vía, para una lluvia de duración 1 hora y período de retorno 2 años, la intensidad es de 55.3 mm/h, con lo que la tasa de infiltración en el pavimento es de 0.5442 m<sup>3</sup>/día/m<sup>2</sup> y al multiplicarla por W=10.9 m,  $q_i=5.9313$  m<sup>3</sup>/día/m.

- Flujos de aguas subterráneas

#### Flujos por gravedad, $q_g$

El flujo subterráneo que alcanza que por gravedad (diferencia de carga) llega a la estructura de pavimento,  $q_g$  se calcula la con la ecuación:

$$q_g = \frac{2 * q_2}{W} \quad (32)$$

Siendo,

W: ancho de la base permeable (m). Se toma el ancho de corona (10.9 m)

$q_2$ : tasa de infiltración de agua freática por unidad de área de la base permeable (m<sup>3</sup>/día/m<sup>2</sup>).

Conocidos W,  $H_o$ , H, Li y K el valor de  $q_2$  se calcula a partir de la

Figura 13, entrando con un valor de  $(Li+0.5W)/H_o=0.3475$  (se toma el valor mínimo de 0.5 en la Figura 2) y  $H/H_o=1.041$ , con los que  $K(H-H_o)/(2q_2)=0.30$ . De este último valor se



despeja un caudal  $q_2=0.432 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$ .

Así  $q_g=0.079\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ .

Flujos por capilaridad,  $q_a$

Para el caso del flujo artesiano (Ver Figura 14), la rata de infiltración se puede estimar a partir de la ley de Darcy, en la forma:

$$q_a = K * \frac{H}{H_0} \quad (33)$$

Donde:

$q_a$ : tasa de infiltración proveniente del acuífero artesiano ( $\text{m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ ).

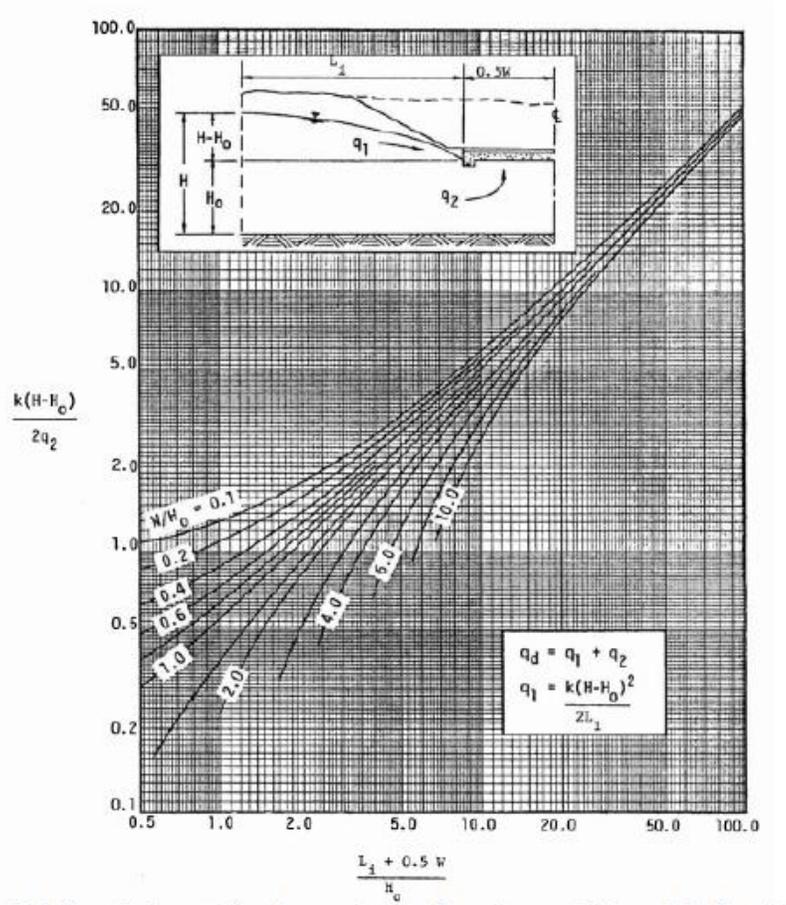
K: coeficiente de permeabilidad del suelo ( $\text{m}/\text{día}$ ).

H: exceso de carga artesiana (m).

$H_0$ : espesor de la subrasante entre el acuífero artesiano y el fondo de la capa permeable (m).

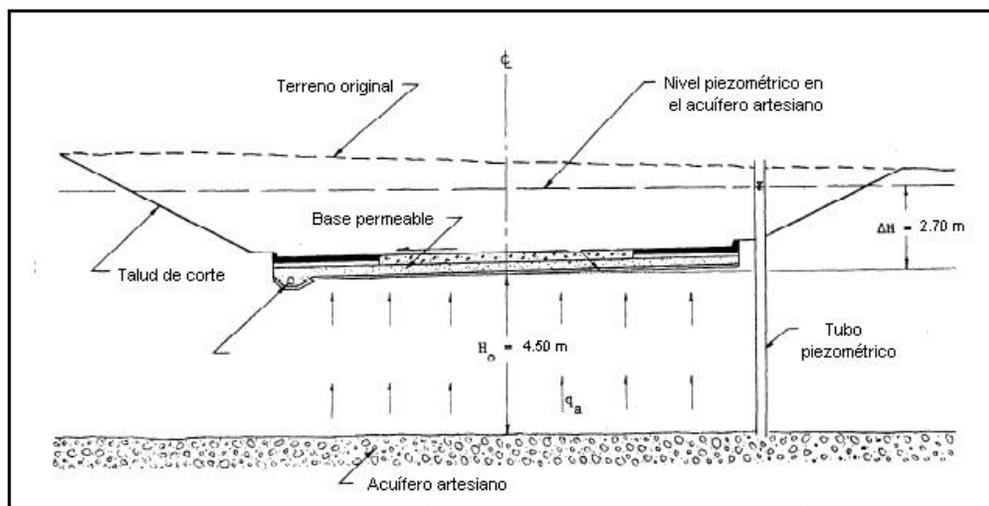
**Figura 13.** Gráfica para determinar la infiltración de agua subterránea





Fuente: Moulton, 1980 (En Invias, 2011)

Figura 14. Ejemplo de flujo artesiano hacia una capa permeable



Fuente: Invias, 2011.

Puesto que no existen acuíferos artesianos en la zona, no se consideran caudales por capilaridad, por lo que  $q_a=0 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}^2$ .

- Tuberías o drenes

#### Drenes longitudinales

Ante la escasez de información específica para diseño del subdrenaje de la vía y por seguridad, aun cuando no se detectan requerimientos de subdrenaje, se proyectan drenes longitudinales bajo los siguientes criterios:

- En todos los costados de corte por la margen dominante en la escorrentía.

Características de los drenes longitudinales:

1. Localización y profundidad: Los drenes longitudinales se localizarán debajo de la cuneta en contacto con la estructura de pavimento, a una profundidad mínima de 30 cm bajo la subbase del pavimento.
2. Pendiente: La pendiente corresponde a la pendiente longitudinal de la vía o la mínima hidráulica para un adecuado funcionamiento.
3. Diámetro: Para tubería de subdrenaje, con un número de perforaciones y tamaño adecuado, la capacidad hidráulica correspondiente a un tercio de la tubería (recomendación dada en el Manual de Drenaje del Invias, 2011) está dada por la expresión:

$$Q = \frac{0.0427}{n} \times D^{8/3} \times S^{1/2} \quad (34)$$



Donde:

Q: capacidad de la tubería (m<sup>3</sup>/s).

D: diámetro de la tubería (m).

S: pendiente (m/m).

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Los valores sugeridos para el coeficiente de rugosidad (n) para los tubos de uso corriente son:

Tubo liso de PVC	n = 0.012
Tubo metálico corrugado	n = 0.024

#### Drenes transversales

Se recomienda el uso de drenes transversales cuando las pendientes longitudinal y transversal de la vía son 0% y en la transición corte-relleno si la pendiente longitudinal es mayor de 3% y el corte antecedente es mayor de 150 m.

Para la UF 5.3 esta situación no se presenta, por lo que no se recomiendan drenes transversales.

- Material filtrante

La capacidad del material filtrante o agregado se determina como:

$$Q = V \times A \quad (35)$$

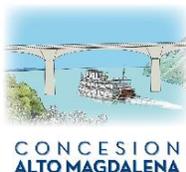
Siendo,

Q: capacidad del agregado (m<sup>3</sup>/s).

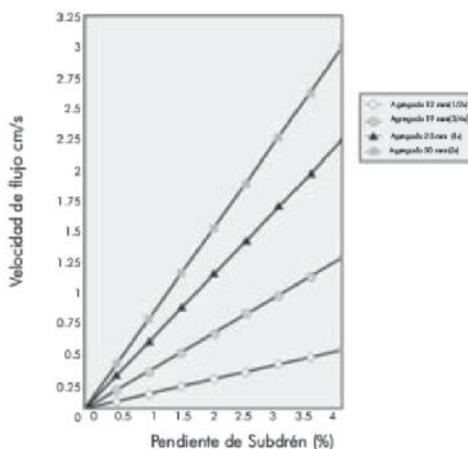
V: velocidad del flujo, obtenida en función de la pendiente y el tamaño del agregado (m/s).

Se obtiene de la siguiente Figura.

**Figura 15.** Velocidad del flujo en el agregado del filtro



**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)**



Fuente: Pavco, 2009<sup>8</sup>

A: área del filtro (m<sup>2</sup>). Puesto que el filtro tiene dimensiones de 1.20 m de profundidad y 0.60 m de ancho, el área es de 0.72 m<sup>2</sup>.

**4.3.2.2.2. Diseño subdrenaje de la vía**

La caracterización del terreno de la UF5.3, muestra en general un área con muy baja, baja o moderada capacidad de infiltración, por lo que no es de esperar problemas de subdrenaje.

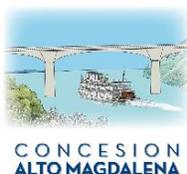
Se proyectan entonces drenes longitudinales en los tramos bajo las cunetas de corte del lado del flujo o donde se evidencia su necesidad.

De las áreas geotécnica y de pavimentos es necesario verificar la necesidad de otros filtros.

Los cálculos de los caudales aferentes al dren, así como su capacidad, se presentan en el Cuadro 2 del Anexo, en el cual se observa que los drenes proyectados son suficientes.

**4.3.3. Drenaje de la corona**

<sup>8</sup> PAVCO. Manual de Diseño con Geosintéticos. Octava edición. Bogotá, Junio de 2009.



El análisis del drenaje de la Corona busca mejorar las condiciones de seguridad de tránsito de los vehículos, evitando que se produzca hidroplaneo como efecto de la combinación de altas intensidades de precipitación, texturas de pavimento lisas y pendientes de diseño geométricos.

Siguiendo las recomendaciones del Manual de Drenaje (Invias, 2011) se determina si la vía es segura o no para los vehículos, verificando que la velocidad vehicular a la cual se produce el hidroplaneo sea menor que la velocidad de operación de la carretera.

La velocidad a la cual ocurre el hidroplaneo, para la altura H de la lámina de agua mayores a 2.4 mm, se estima con la siguiente ecuación, la cual está limitada a velocidades vehiculares inferiores a 90 km/h:

$$V_H = 0.9143 SD^{0.04} P^{0.3} (TD + 0.794)^{0.06} A \quad (36)$$

Dónde:

VH: velocidad a la cual se produce el hidroplaneo (km/h).

P: presión de inflado del neumático (kPa). Se recomienda usar P=165 kPa para el diseño.

TD: profundidad del labrado del neumático (mm). Para diseño se recomienda usar

TD: 0.5 mm.

SD: porcentaje de disminución de la velocidad rotacional de la rueda a causa de su circulación sobre una superficie con una película de agua (%). Se considera que el hidroplaneo comienza con un valor de SD =10%.

A: el mayor de los valores calculados con las ecuaciones 37 y 38.

$$A = \frac{12.639}{H^{0.06}} + 3.50 \quad (37)$$

$$A = \left[ \frac{22.351}{H^{0.06}} - 4.97 \right] \times PMT^{0.14} \quad (38)$$

Siendo:

H: espesor de la película de agua sobre las asperezas del pavimento al final de la trayectoria de flujo (mm).

PMT: profundidad media de textura (mm). Se emplea un valor de PMT=0.5 mm.



Para altura H de la lámina de agua menores a 2.4 mm, la velocidad de hidropiloteo se calcula como:

$$V_H = 96.90 \times H^{-0.259} \quad (39)$$

Dónde:

VH: velocidad a la cual se produce el hidropiloteo (km/h).

H: espesor de la película de agua (mm).

El espesor de la lámina de agua, H, se estima con el método PAVDRN, el cual en un programa de computador desarrollado por la Universidad de Pennsylvania, que usa una forma unidimensional de flujo laminar de la ecuación de onda cinemática para calcular el espesor de la lámina de agua.

De acuerdo a este método la lámina de agua, h se calcula como:

$$H = \left[ \frac{n \times L_R \times I}{36.1 \times S_R^{0.5}} \right]^{0.6} - \text{PMT} \quad (40)$$

Dónde:

H: espesor de la película de agua al final de la trayectoria de flujo (mm).

n: coeficiente de rugosidad de Manning. Su obtención se presenta posteriormente.

LR: longitud resultante de la trayectoria de flujo (m).

$$L_R = W \times \sqrt{1 + \left( \frac{S}{S_x} \right)^2} \quad (41)$$

S y S<sub>x</sub>: pendientes longitudinal y transversal de la vía (m/m).

W: ancho de la corona con pendiente transversal constante (m).

SR: pendiente resultante (m/m).

$$S_R = \sqrt{S^2 + S_x^2} \quad (42)$$



S y Sx: pendientes longitudinal y transversal de la vía (m/m).

I: intensidad de la lluvia (mm/h). Correspondiente a un período de retorno de 50 años y duración de 10 min.

PMT: profundidad media de textura (mm). Se emplea un valor de PMT=0.5 mm.

En el caso de los pavimentos asfálticos que tienen como capa rodadura una mezcla drenante:

$$H = \left[ \frac{n \times L_R \times (I - I_i)}{36.1 \times S_R^{0.5}} \right]^{0.6} - \text{PMT} \quad (43)$$

Donde la variable no explicada  $I_i$  es la parte de la lluvia que se infiltra en la mezcla drenante (mm/hora).

Los coeficientes de rugosidad de Manning (n) desarrollados para uso en el programa PAVDRN, son los siguientes:

Pavimentos rígidos:

$$n = 0.012 \quad (N_R > 1000) \quad (44)$$

$$n = \frac{0.319}{N_R^{0.480}} \quad (500 < N_R < 1000) \quad (45)$$

$$n = \frac{0.345}{N_R^{0.502}} \quad (240 < N_R < 500) \quad (46)$$

$$n = \frac{0.388}{N_R^{0.535}} \quad (N_R < 240) \quad (47)$$

Mezclas asfálticas densas (obtenida para un NR máximo de 230):

$$n = 0.0823 N_R^{-0.174} \quad (48)$$

Mezclas asfálticas drenantes:



$$n = \frac{1.49 S_R^{0.306}}{N_R^{0.424}} \quad (49)$$

Dónde:

$$N_R = \frac{q}{\nu} \quad (50)$$

Siendo,

NR = número de Reynolds.

q: cantidad de flujo por unidad de ancho (m<sup>3</sup>/s/m).

$$q = \frac{L_R \times I}{3,600,000} \quad (51)$$

LR: longitud resultante de la trayectoria de flujo (m).

I: intensidad de la lluvia (mm/h).

= viscosidad cinemática del agua (m<sup>2</sup>/s). Obtenido de la Tabla 37.

**Tabla 37.** Viscosidad cinemática del agua en función de la temperatura

Temperatura (°C)	0	10	20	30	40
(m <sup>2</sup> /s)	1.79x10-6	1.31x10-6	1.00x10-6	0.80x10-6	0.66x10-6

**Fuente:** Invias (2011).

### Cálculo de velocidades de hidropelajeo



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

La intensidad,  $I$  más alta en la vía con período de retorno de 50 años y duración 10 minutos es de mm/h.

El ancho de la calzada,  $W$  con pendiente transversal constante y siendo el bombeo hacia ambos costados es de  $W=7.30$  m.

La velocidad real de operación de la vía es de 70 km/h.

A partir de los anteriores datos es posible calcular la Tabla 3838, en que se observan las velocidades de hidropaseo para diferentes combinaciones de pendiente longitudinal de la vía,  $S$  y bombeo,  $S_x$ .

**Tabla 38.** Velocidades de hidropaseo para diferentes pendientes longitudinales,  $S$  y bombeo,  $S_x$

$S_x$ (m/m)	$S$ (m/m)														
	0.001	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10
0.001	67.95	67.80	67.66	67.45	67.15	66.74	66.32	66.08	65.91	65.78	65.67	65.58	65.50	65.43	65.37
0.005	69.77	69.75	69.73	69.68	69.55	69.25	68.85	68.59	68.41	68.27	68.16	68.06	67.98	67.90	67.84
0.01	70.51	70.50	70.50	70.48	70.43	70.27	69.96	69.72	69.55	69.40	69.29	69.19	69.10	69.03	68.96
0.015	70.95	70.95	70.94	70.94	70.91	70.82	70.59	70.39	70.22	70.08	69.97	69.87	69.78	69.70	69.63
0.02	71.27	71.26	71.26	71.26	71.24	71.19	71.02	70.85	70.69	70.56	70.45	70.35	70.27	70.19	70.12
0.025	71.52	71.51	71.51	71.51	71.50	71.46	71.34	71.19	71.06	70.94	70.83	70.73	70.65	70.57	70.50
0.03	71.72	71.72	71.72	71.72	71.71	71.68	71.59	71.47	71.35	71.24	71.13	71.04	70.96	70.89	70.82
0.035	71.90	71.90	71.90	71.90	71.89	71.87	71.79	71.69	71.59	71.49	71.39	71.31	71.23	71.15	71.09
0.04	72.05	72.05	72.05	72.05	72.05	72.03	71.97	71.88	71.79	71.70	71.61	71.53	71.45	71.38	71.32
0.045	72.19	72.19	72.19	72.19	72.18	72.17	72.12	72.05	71.97	71.89	71.80	71.73	71.65	71.59	71.52
0.05	72.31	72.31	72.31	72.31	72.31	72.30	72.26	72.20	72.12	72.05	71.97	71.90	71.83	71.77	71.71
0.055	72.43	72.42	72.42	72.42	72.42	72.41	72.38	72.32	72.26	72.19	72.13	72.06	71.99	71.93	71.87
0.06	72.53	72.53	72.53	72.53	72.53	72.52	72.49	72.44	72.39	72.32	72.26	72.20	72.14	72.08	72.02
0.065	72.62	72.62	72.62	72.62	72.62	72.62	72.59	72.55	72.50	72.44	72.39	72.33	72.27	72.21	72.16
0.07	72.71	72.71	72.71	72.71	72.71	72.71	72.68	72.65	72.60	72.55	72.50	72.44	72.39	72.33	72.28
0.075	72.80	72.80	72.80	72.80	72.80	72.79	72.77	72.74	72.70	72.65	72.60	72.55	72.50	72.45	72.40
0.08	72.88	72.88	72.88	72.88	72.87	72.87	72.85	72.82	72.79	72.75	72.70	72.65	72.60	72.55	72.51

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que para ciertas combinaciones de pendiente transversal (0.1 a 1.5%) y pendiente longitudinal, las velocidades de hidropaseo son menores a los 70 kph de



velocidad de diseño, por lo que en estos puntos deberá tomarse medidas que incrementen la seguridad vial, tales como señalización.

#### 4.4. HIDRÁULICA DE OBRAS MAYORES

El análisis hidráulico de la corriente consiste en estimar la lámina de flujo a lo largo de la misma, a partir de la cual es posible determinar las propiedades geométricas e hidráulicas en cada sección en que se requiera.

##### 4.4.1. Modelación hidráulica

Los estudios se basaron en el modelo computacional HEC–RAS, del U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, por medio del cual se puede modelar el flujo de la corriente de acuerdo con ciertas características del canal.

Este modelo simula la hidráulica del flujo para canales de cualquier tipo de sección transversal bajo flujo gradualmente variado, trabajando de acuerdo con la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2} + h_e \quad (52)$$

En donde:

- Z: Nivel del fondo del canal aguas arriba (1) y abajo (2) del tramo, denominado este término cabeza de posición, en m.
- Y: Lámina de agua aguas arriba (1) y abajo (2) del tramo, denominado este término cabeza de presión, en m.

$V^2/2g$ : Cabeza de velocidad aguas arriba (1) y abajo del tramo (2), denominado este término cabeza de velocidad, en m.

$h_e$ : Pérdidas de energía en el tramo, dividiéndose en pérdidas por fricción y localizadas, en m.

Las pérdidas por fricción en el tramo  $h_f$  para flujo gradualmente variado en un tramo de longitud L del canal se pueden expresar por medio de la ecuación de Manning:

$$h_f = \left( \frac{S_{e1} - S_{e2}}{2} \right) L \quad (53)$$

En donde:



Se: Pendiente de la línea de energía aguas arriba (1) y abajo (2) del tramo.

L: Longitud del tramo

Estos valores se expresan por medio de la fórmula de Manning para flujo uniforme en cada sección del tramo:

$$S_e = \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} \quad (54)$$

En donde:

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

V: Velocidad promedio del agua, en m/s.

R: Radio hidráulico, en m, igual al área hidráulica A, en m<sup>2</sup>, dividida entre el perímetro mojado P, en m.

Las pérdidas localizadas  $h_l$  en un punto del canal se expresan mediante la ecuación:

$$h_l = K \left| \frac{V_1^2}{2} - \frac{V_2^2}{2} \right| \quad (55)$$

En donde:

K: Coeficiente de pérdidas localizadas, adimensional.

V: Velocidad promedio aguas arriba (1) y aguas abajo (2) del punto o tramo en donde se produce la pérdida localizada, en m/s.

En los tramos donde el flujo se está contrayendo y expandiendo, se deben seleccionar estos coeficientes de manera muy cuidadosa. Los valores típicos para transiciones graduales en flujo supercrítico están alrededor de 0.1 para el coeficiente de contracción y de 0.3 para el coeficiente de expansión.

Para los puentes en corrientes afluentes al Magdalena, la hidráulica del flujo se calcula suponiendo una condición de flujo normal, determinando la pendiente hidráulica como la pendiente del fondo del cauce.

#### 4.4.2. Obtención del coeficiente de rugosidad “n” de Manning



La determinación del coeficiente de rugosidad de Manning, es un paso fundamental en el análisis hidráulico, pues a partir de su estimación se determinan las propiedades hidráulicas en la sección de cruce del puente.

Se emplean entonces dos diferentes metodologías para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning, seleccionado finalmente el valor más adecuado a partir de la experiencia y criterio del Consultor. La primera metodología determina los coeficientes a partir de la granulometría del lecho y la segunda metodología es el método de Cowan en que se establece el coeficiente de rugosidad a partir de las características del cauce (Ven Te Chow, 1994 a).

#### Análisis de granulometrías del cauce

A partir de la curva granulométrica del material del cauce se determinan los diámetros característicos: D50, D75 y D90, definidos como el tamaño de la partícula promedio de la muestra o el tamaño de partícula tal que es mayor que el 50%, 75% o 90% respectivamente de las partículas de la muestra.

Para esto se tomó una muestra del material de la corriente (Ver Anexo 8):

- Ecuación de Garde&Raju (1978), Subramanya (1982):

$$n = 0.047 \times D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (56)$$

Donde,

D<sub>50</sub> es el diámetro para el cual pasa el 50% de las partículas (en metros).

- Ecuación de Strickler:

$$n = 0.034 \times D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (57)$$

Donde,

D<sub>50</sub> es el diámetro para el cual pasa el 50% de las partículas (en pulgadas).

- Ecuación de Meyer-Peter-Muller (1948):

$$n = 0.038 \times D_{90}^{\frac{1}{6}} \quad (58)$$

Donde,



$D_{90}$  es el diámetro para el cual pasa el 90% de las partículas (en metros).

- Ecuación de Bray (1979):

$$n = 0.0495 \times D_{50}^{0.16} \quad (59)$$

Donde,

$D_{50}$  es el diámetro para el cual pasa el 50% de las partículas (en metros).

- Ecuación de Lane y Carlson:

$$n = \frac{1}{39} \times D_{75}^{\frac{1}{6}} \quad (60)$$

Donde,

$D_{75}$  es el diámetro para el cual pasa el 75% de las partículas (en pulgadas).

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.019 y 0.025, siendo el promedio de 0.021, valor que se asume como representativo del cauce de la Finca los Naranjos K3+430 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.014 y 0.019, siendo el promedio de 0.017, valor que se asume como representativo del cauce de la Finca Mayaca K5+275 en el tramo bajo estudio.

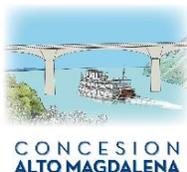
Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.019 y 0.026, siendo el promedio de 0.023, valor que se asume como representativo del cauce de la Finca Yucalito K7+220 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.010 y 0.020, siendo el promedio de 0.016, valor que se asume como representativo del cauce Caño Brisas Ecopetrol K9+074 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.016 y 0.022, siendo el promedio de 0.020, valor que se asume como representativo del cauce Caño Torre Molino K11+400 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.020 y 0.026, siendo el promedio de 0.022, valor que se asume como representativo del cauce de la Quebrada Burras K13+430 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.025 y 0.033, siendo el



promedio de 0.027, valor que se asume como representativo del cauce de la Quebrada Gallera K28+800 en el tramo bajo estudio.

Los coeficientes de rugosidad, los cuales se encuentran entre 0.021 y 0.029, siendo el promedio de 0.024, valor que se asume como representativo del cauce de la Quebrada Doradita K29+200 en el tramo bajo estudio.

Otro enfoque para determinar los coeficientes de rugosidad es el de cuantificar los factores que afectan el valor de “n”. Estos factores son considerados aplicando el método de Cowan modificado (Chow, 1994 a).

#### 4.4.3. Método de Cowan

Este método de Cowan modificado calcula el coeficiente “n” como:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \times m_5 \quad (61)$$

Donde,

$n_0$  corresponde a la rugosidad del material del cauce y los restantes parámetros o factores que afectan el coeficiente de rugosidad y que respectivamente son: irregularidades en la superficie ( $n_1$ ); cambios de forma y tamaño de la sección ( $n_2$ ); obstrucciones ( $n_3$ ); vegetación y condiciones de flujo ( $n_4$ ) y estructura de los meandros ( $m_5$ ).

**Tabla 39.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca los Naranjos K3+430

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	$n_0$	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	$n_1$	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Sección Transversal	$n_2$	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	$n_3$	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	$n_4$	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	$m_5$	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	$n$		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.



Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 39.

**Tabla 40.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca Mayaca K5+275

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 40.

**Tabla 41.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Finca Yucalito K7+220



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 41.

**Tabla 42.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan - Cauce Caño Brisas Ecopetrol K9+074

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se



ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 42.

**Tabla 43.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Cauce Caño Torre Molino K11+400

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 43.

**Tabla 44.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Burras K13+430



**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)**

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 44.

**Tabla 45.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Gallera K28+800

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 45.

**Tabla 46.** Coeficiente de rugosidad por el método de Cowan – Quebrada Doradita



K29+200

Factor		Margen izquierda		Cauce central		Margen derecha	
Material Involucrado	n0	Tierra	0.020	Tierra	0.020	Tierra	0.020
Grado de Irregularidad	n1	Menor	0.005	Menor	0.005	Menor	0.005
Variaciones Transversal	Sección n2	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005	Ocasionalmente alternante	0.005
Obstrucciones	n3	Menor	0.010	Menor	0.010	Menor	0.010
Vegetación	n4	Baja	0.005	Sin vegetación	0.000	Baja	0.005
Meandros	m5	Menor	1.000	Menor	1.000	Menor	1.000
Rugosidad de Manning	n		0.045		0.040		0.045

Fuente: Elaboración propia.

Este análisis arroja unos valores del coeficiente de rugosidad de 0.045 para las márgenes y 0.040 para el cauce. Considerando que este último análisis parte del coeficiente básico obtenido de las granulometrías, pero considera otras variables igualmente importantes, se asumen los resultados obtenidos por la última metodología y presentados en la Tabla 46.

#### 4.4.4. Río Magdalena

El material característico se define a partir de muestras tomadas del material del lecho del río Magdalena en los siguientes sitios:

- Municipio de Suárez, localizado 3.6 km aguas arriba de Girardot.
- Zumbamicos, localizado 3.0 km aguas abajo de Girardot.
- Cambao: localizado frente a esta población, aproximadamente 90 km aguas abajo de Girardot.

Los ensayos granulométricos de las muestras tomadas en cada sitio y el cálculo de diámetros y rugosidades características se observan en el Anexo 15, los cuales se resumen a continuación:

**Tabla 47.** Características granulometría río Magdalena



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

Diámetro característico	Suárez	Zumbamicos	Cambao
D <sub>medio</sub> (mm)	25.71	20.49	29.21
D <sub>50</sub> (mm)	24.21	11.09	30.96
D <sub>75</sub> (mm)	53.25	44.56	55.77
D <sub>84</sub> (mm)	62.34	53.54	62.42
D <sub>90</sub> (mm)	67.45	61.41	67.27
Clasificación material	Grava gruesa	Grava gruesa	Grava gruesa
Rango rugosidad:	0.024 a 0.034	0.022 a 0.030	0.024 a 0.035
Valor mediana rugosidad:	0.027	0.024	0.028

Fuente: Elaboración propia.

### Curvas de calibración altura.vs.caudal

Otro enfoque para determinar los coeficientes de rugosidad es el de asumir flujo uniforme y encontrar los valores de rugosidad que mejor se adaptan a la curva de calibración de las estaciones limnigráficas características de la corriente, en este caso las de Nariño y Puerto Salgar en los extremos del tramo bajo análisis.

Para esto se emplean las últimas tablas de calibración vigentes y la sección transversal representativa para la fecha inicial de vigencia de la curva (Ver Anexo 16).

Las pendientes empleadas en la expresión de Manning son obtenidas a partir del análisis de niveles máximos para un período de retorno de 100 años, con el cual se establecen las siguientes pendientes hidráulicas entre estaciones limnigráficas:

**Tabla 48.** Pendiente hidráulica medio río Magdalena

Estación	Pendiente (m/m)
Purificación	
	0.00052
Nariño	
	0.00047
Arrancaplumas	
	0.00079
Pto. Salgar	

Fuente: Elaboración propia.

Por tanteo se encuentran para cada pareja de lámina y caudal los valores de rugosidad (n) observados en la Figura 17 y en la Figura 178.

En cada estación y como es de esperar, se observa un cambio del coeficiente de rugosidad ante mayores láminas de agua o caudales.

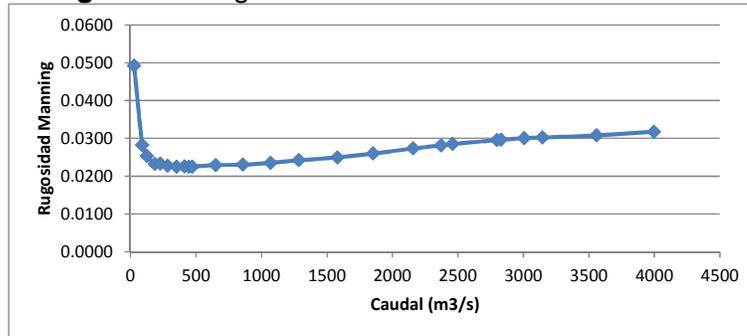
Para los caudales más altos, los que representan mejor los caudales de creciente a emplear en los análisis, los coeficientes de rugosidad son los siguientes:

Estación Nariño, pendiente 0.00052 m/m:  $n=0.032$

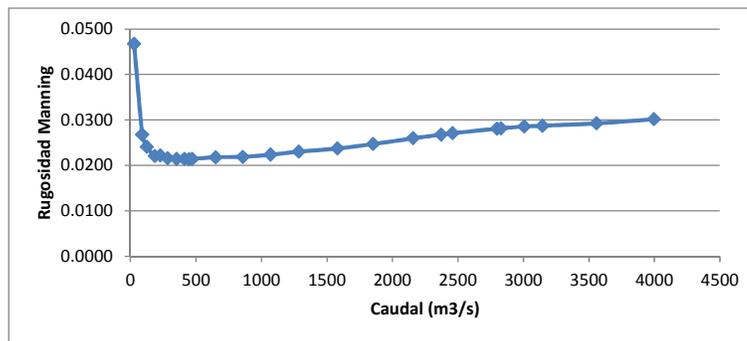


Estación Nariño, pendiente 0.00047 m/m:  $n=0.030$   
 Estación Pto. Salgar, pendiente 0.00079 m/m:  $n=0.030$

**Figura 16.** Rugosidades estimadas estación Nariño



a. Pendiente 0.00052 m



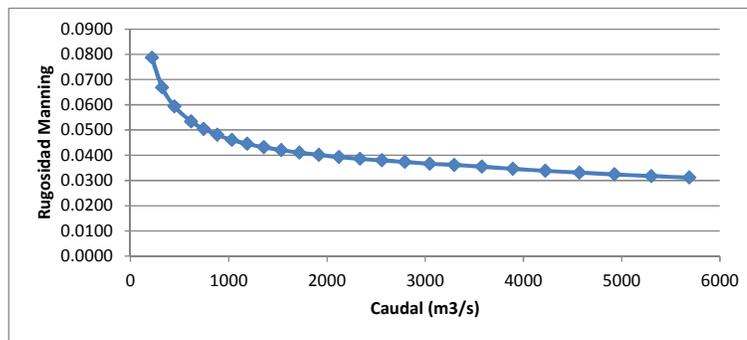
b. Pendiente 0.00047 m/m

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 17.** Rugosidades estimadas estación Puerto Salgar



CONCESION ALTO MAGDALENA



Nota: Pendiente 0.00079 m  
Fuente: Elaboración propia.

#### Valor de rugosidad finalmente seleccionado

Se observa en general una gran uniformidad del río Magdalena en toda su longitud. Es así como estudios elaborados en el río Magdalena en el canal del Dique (Santos Rocha Carolina, Cubillos Peña Carlos Eduardo y Vargas Luna Andrés. Modelación hidráulica de un sector de río caudaloso con derivaciones empleando HEC RAS. En Avance en Recursos Hidráulicos Número 17, pp 25-54, mayo de 2008. Medellín) se calibran valores entre 0.023 y 0.031.

En este mismo rango se encuentran los valores de rugosidad estimados a partir de la granulometría y en las estaciones.

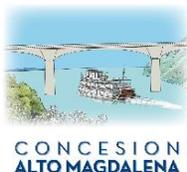
Con base en lo anterior, es claro que los valores de rugosidad son bajos, por lo que se selecciona un valor de 0.030 (cauce principal y márgenes derecha e izquierda) como valor característico para los análisis hidráulicos en el río Magdalena.

#### **4.4.4.1. Cálculo del perfil de flujo**

El cálculo del perfil de agua en la zona de la corriente se realiza con la ayuda del programa HEC-RAS desarrollado por el Hydrologic Engineering Center en su versión 4.0 de marzo de 2008. El procedimiento básico de cálculo de este programa se basa en la solución de la ecuación de energía unidimensional por el método del paso estándar y la evaluación de las pérdidas de energía debidas a la fricción con la expresión de Manning.

Sus hipótesis principales son las de flujo estacionario (por lo tanto no hay variación de la lámina de agua o de la velocidad con el tiempo, aunque tiene también la capacidad de flujo no permanente), gradualmente variado (es decir una distribución hidrostática de presiones) y unidimensional (la única componente de la velocidad es en la dirección del flujo) y contornos rígidos (no se admite erosión o sedimentación en el cauce).

Los datos de entrada al modelo son:



- Régimen del flujo: El programa HEC-RAS permite calcular de manera simultánea flujo de tipo Mixto, es decir, considerándolo subcrítico o supercrítico.
- Altura en la sección transversal inicial o final: considerada igual a la pendiente de la corriente (Ver Tabla 48).
- Caudal: correspondiente a los valores estimados por regionalización de caudales.
- Coeficientes de pérdidas de energía, “n” de Manning: tomado como 0.030, de acuerdo a lo expresado anteriormente.
- Coeficiente de contracción= 0.3 para las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente y 0.01 para las secciones restantes.
- Coeficiente de expansión= 0.5 para las secciones aguas arriba y aguas abajo del puente y 0.01 para las secciones restantes.
- Geometría de las secciones transversales y longitud de los tramos tomados de la batimetría ejecutada en el proyecto cual se extendió en una longitud de 1.180 m, 560 m hacia aguas abajo y 620 m hacia aguas arriba. La sección más aguas abajo por el río es la 20 1200 y la abscisa más aguas arriba es la 1220 20<sup>9</sup>.  
El puente corresponde a la sección 610.

En el Anexo 17 se incluyen las Tablas con los resultados hidráulicos para los caudales correspondientes a diferentes períodos de retorno, así como los archivos del modelo HEC-RAS.

Para la modelación de un periodo de retorno de 100 años la pila 9 se muestra dentro del cauce ya que es un caso extraordinario, sin embargo para niveles promedio las pilas se encuentran por fuera.

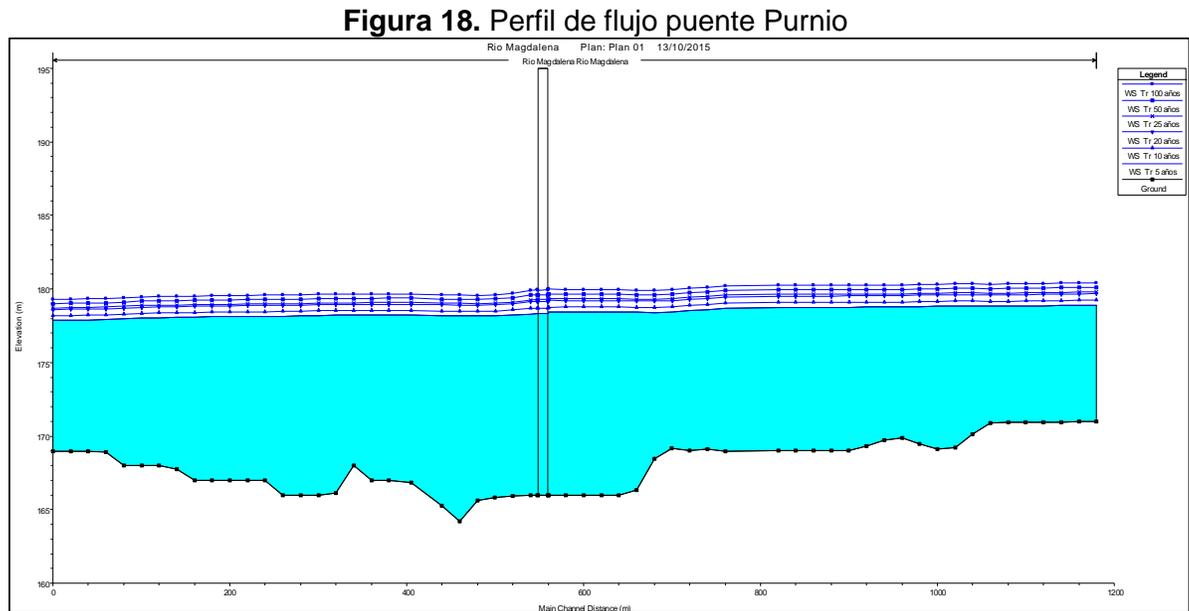
#### 4.4.4.2. Perfil de flujo

---

<sup>9</sup> El primer número es la identificación de la sección y el segundo número es la abscisa con la cual se identifica la sección en los planos.



El perfil de flujo obtenido a lo largo de la corriente se observa en la Figura 18, donde se observa la baja pendiente del río, con flujo en condiciones subcríticas con altos niveles de la lámina de agua.



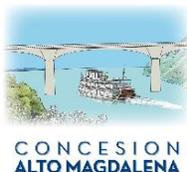
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.5. Gálibos

El Instituto Nacional de Vías, INV en la sección 7.1.1 de su Manual de Diseño Geométrico de Carreteras versión 2008, dice lo siguiente respecto al gálibo de los puentes:

A continuación se presentan los valores mínimos requeridos según el tipo de condición generada:

- Sobre corrientes de agua, relativamente limpias en toda época: mínimo dos metros (2.00 m) por encima del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.).
- Sobre corrientes de agua que en algunos periodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos: mínimo dos metros con cincuenta centímetros (2.50 m) por encima del N.A.M.E.
- Sobre carreteras. Mínimo cinco metros (5.00 m), salvo que se estipule un valor mayor para el caso particular.
- Sobre vías férreas. Mínimo cinco metros con cincuenta centímetros (5.50 m), salvo que se estipule un valor mayor para el caso particular.
- Sobre cursos hídricos navegables. Dependerá del calado máximo de navegación, por lo que el valor debe ser definido por el Ministerio de Transporte.”



- Puentes

De acuerdo con las modelaciones realizadas en el Anexo 9, se observa que los puentes, no tienen problemas de gálibo ya que el puente se encuentra muy por encima del nivel de aguas para un periodo de retorno de 100 años.

- Rio Magdalena

En el punto más bajo del puente (canto inferior en la pila 9, que es la más baja del cauce principal), la cota del canto inferior de la viga es la 193.75 msnm, es decir, en el gálibo mínimo del puente es de 13.84 m. Por otro lado, el galibo en la parte central es de 20.79m, valor superior al valor mínimo recomendado.



## 5. CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

### 5.1. ECUACIONES GENERALES

La socavación se calcula como el efecto combinado de las socavaciones general, longitudinal, por curvatura y local en pilas y estribos (según sea el caso).

La socavación general es el descenso del fondo de un río cuando se presenta una creciente debido al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido y se presenta de manera natural con puente o sin él.

#### Socavación general

El análisis de la socavación general, puede acometerse desde cuatro enfoques. En el primero o de equilibrio hidráulico estático se determinan las condiciones hidráulicas para las cuales el transporte de sedimentos de partículas con diámetros iguales o mayores a un cierto valor es nulo. El segundo enfoque es el del equilibrio hidráulico dinámico en el que se estima la capacidad de transporte de la corriente para diferentes profundidades del lecho, determinándose la máxima socavación cuando se equilibran los aportes de sedimentos al sector y la capacidad hidráulica para transportarlos. El tercer enfoque es el hidrológico en el que se estima el volumen total de material que puede ser transportado durante una avenida crítica, asumiéndolo como proveniente del lecho de acuerdo a algún patrón de socavación previamente definido. El último enfoque sugiere que la socavación es un fenómeno puramente hidráulico relacionado con la distribución del caudal en la sección.

Las expresiones del primer tipo para ríos con lechos granulares pueden expresar de forma genérica como:

$$H_s = C_o \times q^{c_1} / d^{c_2} \quad (62)$$

Donde,

- H<sub>s</sub>: profundidad del río con socavación medida desde la superficie del agua (m)  
q: caudal unitario (m<sup>3</sup>/s/m=m<sup>2</sup>/s)  
d: tamaño del sedimento medio. Este tamaño corresponde a D50 tomado de la granulometría de la zona.  
C<sub>o</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>: coeficientes que varían según la fórmula empleada. Estos coeficientes son:



**Tabla 49.** Coeficientes expresiones de socavación general

Fórmula	C0	C1	C2
Lischtván-Lebediev	0.333	0.710	0.199
Laursen	0.205	0.860	0.284
Blench	0.380	0.667	0.167
Maza-García	0.209	0.870	0.305
Maza-Echavarría	0.365	0.784	0.157
Kellerhals	0.470	0.800	0.120

Fuente: Farías, 2004.

De las anteriores expresiones, Farías (2004) anota que “las formulaciones de Laursen y Maza-García producen sobre-estimaciones significativas respecto a las otras fórmulas”, por lo cual en su análisis recomienda sólo el empleo de las cuatro restantes. De las cuatro restantes, la expresión de Lischtván-Lebediev considera adicionalmente la socavación por contracción (Guevara, 2001) y es la más ampliamente empleada en el país.

Al cuarto enfoque pertenece el método de Ordóñez-Del Campo (1996), el que se expone de manera breve a continuación.

- Ecuación de Ordoñez y del Campo

$$y_{ms} = \sqrt[3]{\frac{q_{\max}^2}{g \times Fm^2}} \quad (63)$$

$$q_{\max} = 1.5 \times q \quad (64)$$

$$Fm = 0.85 \times F + 0.01 \quad (65)$$

Siendo las variables:  $q$  el caudal unitario,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $F$  el número de Froude.

#### Socavación por contracción

En los puentes de la Unidad Funcional 5, las láminas de agua no tocan la infraestructura del puente, por lo que no se presenta este tipo de socavación.



Socavación local en pilas y estribos

En los puentes de la Unidad Funcional 5, las láminas de agua no tocan la infraestructura del puente, por lo que no se presenta este tipo de socavación.

Socavación general en el río Magdalena

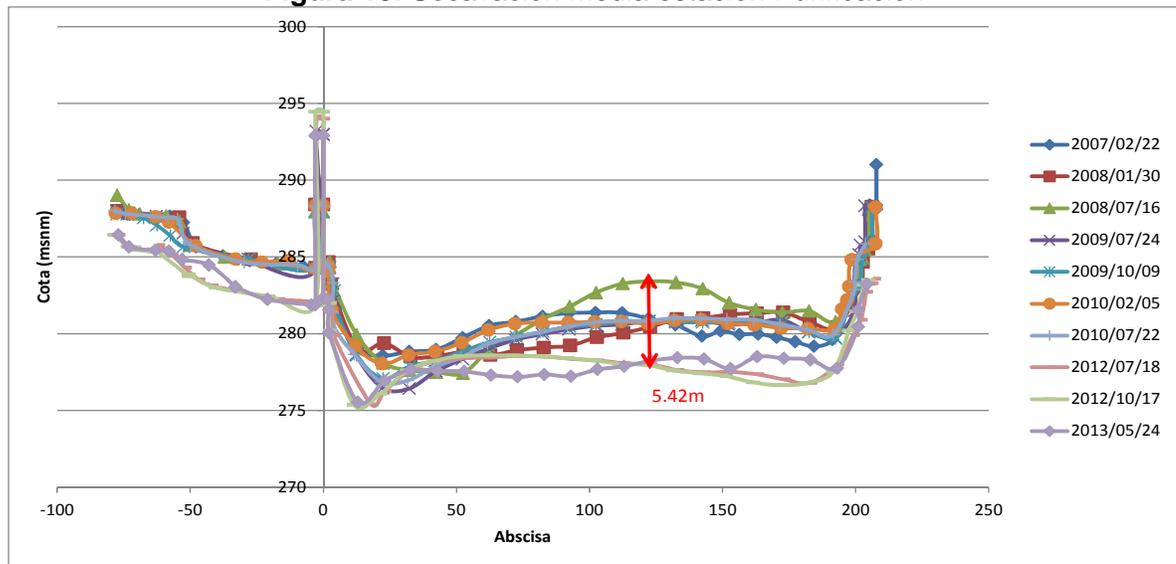
Dado la existencia de estaciones limnigráficas en este sector del río Magdalena, con mediciones topográficas de las secciones de aforo en diferentes fechas, como verificación del cálculo de socavación general se emplea una comparación de dichas secciones, estimando la socavación media como la máxima diferencia entre las cotas del cauce, debidamente referenciadas para hacer posible su comparación.

Las secciones empleadas se incluyen en el Anexo 18 y la comparación gráfica se observa en las siguientes Figuras:

- Estación Purificación

La profundidad máxima de socavación media medida es de 5.42 m.

**Figura 19.** Socavación media estación Purificación



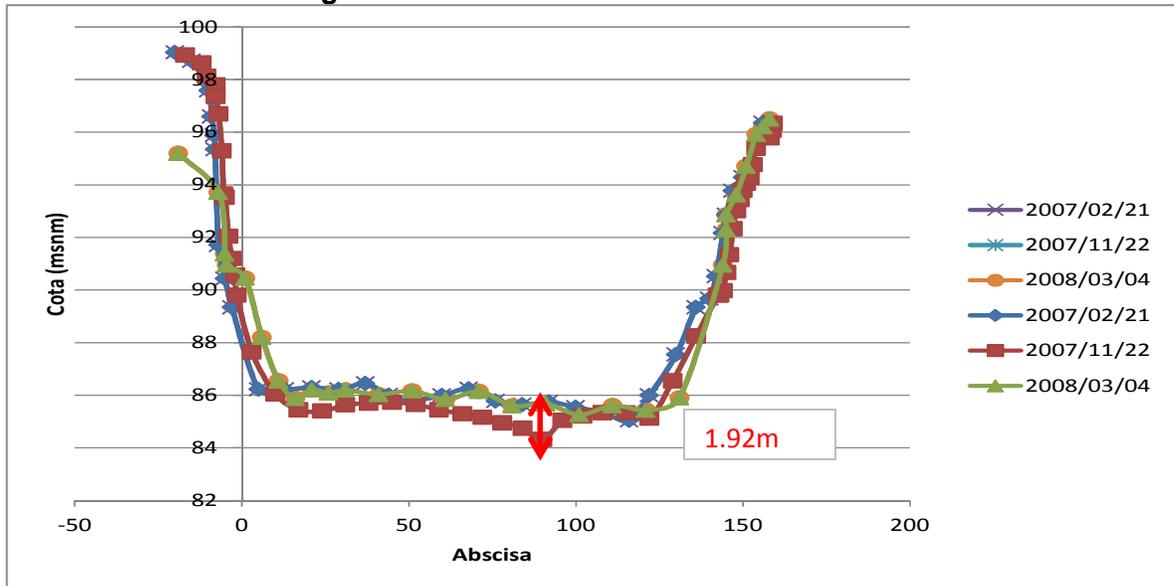
Fuente: Elaboración propia.



- Estación Nariño

Para la estación Nariño, con mediciones de tan solo dos años, la profundidad máxima de socavación media medida es de 1.92 m.

**Figura 20.** Socavación media estación Nariño

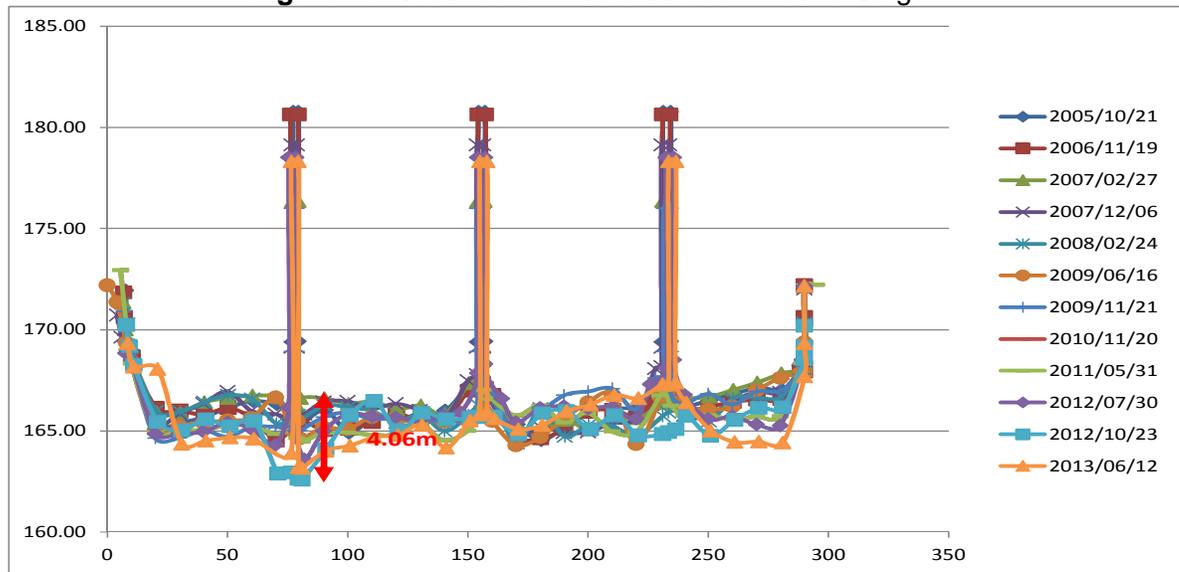


Fuente: Elaboración propia.

- Estación Puerto Salgar

En la estación Puerto Salgar, la máxima diferencia topográfica entre las secciones del lecho es de 4.06 m.

**Figura 21.** Socavación media estación Puerto Salgar



Fuente: Elaboración propia.

Como se observa para las tres estaciones la socavación general es amplia, pese a la granulometría gruesa del material del lecho.

- Río Magdalena – Purnio

El puente ubicado en el río Magdalena, departamento de Caldas, a la altura de la población de Purnio, consta de dos estribos laterales y de quince (15) pilas, ubicadas en las siguientes abscisas:

- Pila Eje 1, ubicada en la abscisa K2+089.85
- Pila Eje 2, ubicada en la abscisa K2+129.43
- Pila Eje 3, ubicada en la abscisa K2+169.42
- Pila Eje 4, ubicada en la abscisa K2+209.43
- Pila Eje 5, ubicada en la abscisa K2+249.44
- Pila Eje 6, ubicada en la abscisa K2+289.42
- Pila Eje 7, ubicada en la abscisa K2+329.40



CONCESION  
 ALTO MAGDALENA

Pila Eje 8, ubicada en la abscisa K2+360.70  
Pila Eje 9, ubicada en la abscisa K2+445.70  
Pila Eje 10, ubicada en la abscisa K2+615.70  
Pila Eje 11, ubicada en la abscisa K2+700.70  
Pila Eje 12, ubicada en la abscisa K2+732.09  
Pila Eje 13, ubicada en la abscisa K2+772.12  
Pila Eje 14, ubicada en la abscisa K2+812.16  
Pila Eje 15, ubicada en la abscisa K2+851.91

Con la granulometría obtenida en los ejes 9 y 10 del puente de Puerto Salgar se obtuvo un  $D_m = 1.18\text{mm}$ , un  $D_{50} = 0.48\text{mm}$  y un  $D_{90} = 5.77\text{mm}$ . Ver ANEXO 15.

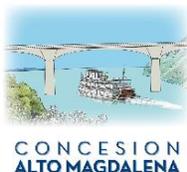
Aplicando las formulas anteriormente mencionadas, se obtiene una socavación general de 5.72m sobre la sección hidráulica del puente. Ver ANEXO 19.

Puesto que el nivel de agua estimado en la modelación hidráulica es de 179.89 msnm, se puede observar en el plano 6, que la lámina de agua solo afecta al estribo izquierdo y a las pilas ubicadas entre las abscisas K2+089.85 y K2+445.70, siendo la pila del eje 9 (K2+445.70), la que se encuentra bajo una lámina de flujo de 4.08m, mientras que las pilas de los ejes 1 al 8 tienen únicamente una lámina de flujo entre 1.55 y 1.98m.

De acuerdo a lo anterior para la pila del eje 9, considerando una socavación general de 5.72m, se obtiene una socavación local de 6.04m, para una socavación total de 11.76m.

Para las pilas de los ejes 1 a 8 se considera socavación total de 5m de acuerdo a los registros históricos del IDEAM presentados anteriormente. Sin embargo para las pilas 1 a 6 se obtiene una socavación local de 1.40m, y para las pilas 7 y 8 un valor de 4.92m. Como resultado se toma como socavación total de 5.00m en las pilas de los ejes 1 a 8 y un valor de 11.76 en la pila del eje 9.

Para este puente no se genera socavación lateral en la margen derecha ya que el suelo existen es roca.



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

A continuación se muestra el resultado del cálculo de socavación para las pilas de los ejes 7 a 9 modeladas en HEC RAS para el caudal con un periodo de retorno de 100 años (Ver ANEXO 17):

Hydraulic Design - Bridge Scour River=Rio Magdalena Reach= Rio Magdalena RS = 610 BR

Contraction Scour  
 Left Channel Right  
 Ys (m): 0.06 0.24 0.00  
 Vc (m/s): 0.54 0.69 0.48  
 Equation: Live Live Clear

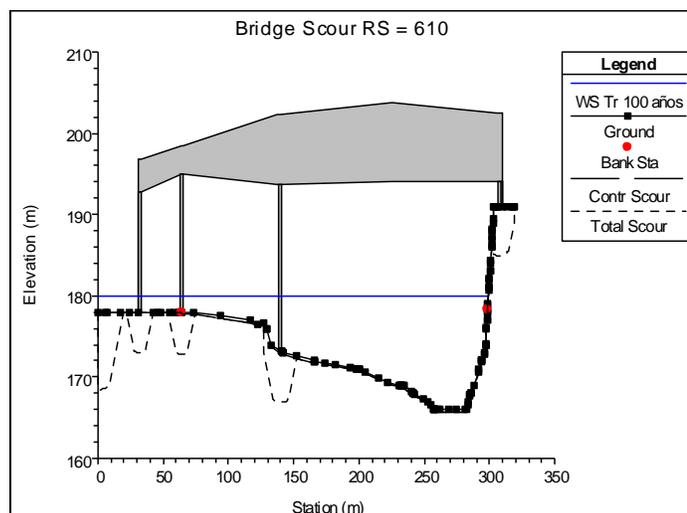
**Pier Scour**  
**#1 (CL = 32) Ys (m): 4.92 (eje 7)**  
**#2 (CL = 64) Ys (m): 4.92 (eje 8)**  
**#3 (CL = 140) Ys (m): 6.04 (eje 9)**

Abutment Scour  
 Left Right  
 Abutment Ys (m): 9.46  
 Froude #: 0.31  
 Equation: HIRE Default

### Combined Scour Depths

Pier : #1 (CL = 32) (Contr + Pier) (m): 4.98 (eje 7)  
 Pier : #2 (CL = 64) (Contr + Pier) (m): 5.17 (eje 8)  
 Pier : #3 (CL = 140) (Contr + Pier) (m): 6.28 (eje 9)

Left abut + contr (m): 9.52



CONCESION  
ALTO MAGDALENA

En la Tabla 50 se presenta un resumen con las socavaciones generales, locales y el gálibo del puente sobre el río Magdalena en Purnio para el periodo de retorno de diseño (100 años).

**Tabla 50.** Resumen de Socavación puente río Magdalena – Purnio

IDENTIFICACIÓN	RIO MAGDALENA - PURNIO		
CAUDAL PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS (m <sup>3</sup> /s)	6486.00		
COTA LÁMINA (m.s.n.m.)	179.89		
COTA FONDO CAUCE (m.s.n.m.)	165.99		
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL (m)	5.00		
GALIBO ARRANQUE DE LA VIGA ESTRIBO IZQUIERDO (m)	0.00		
GALIBO EN EL CENTRO DEL PUENTE (m)	20.70		
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+089.85 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+089.85 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+129.43 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+129.43 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+169.42 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+169.42 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+209.43 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA K2+209.43 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+249.44 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+249.44 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+289.42 (m)	1.40	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+289.42 (m)	5.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA	4.92	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA	5.00



### ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

IDENTIFICACIÓN	RIO MAGDALENA - PURNIO		
K2+329.40 (m)		ABSCISA K2+329.40 (m)	
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+360.70 (m)	4.92	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+360.70 (m)	5.00
<b>PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+445.70 (m)</b>	<b>11.76</b>	<b>PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+445.70 (m)</b>	<b>12.00</b>
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+615.70 (m)	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+615.70 (m)	0.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA ABSCISA K2+700.70 (m)	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA ABSCISA K2+700.70 (m)	0.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA K2+732.09	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA K2+732.09	0.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA K2+772.12 (m)	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA K2+772.12 (m)	0.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA K2+812.16 (m)	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA K2+812.16 (m)	0.00
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL CALCULADA PILA K2+851.91 (m)	0.00	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION TOTAL RECOMENDADA PILA K2+851.91 (m)	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Dada la extensa llanura de inundación del río Magdalena en el costado izquierdo del puente, el galibo es de 0.00m en el arranque del estribo izquierdo. Como resultado esto no representa ningún problema para la estructura, debido a que las velocidades de flujo en esta son bajas y la estructura es capaz de resistirla. Por otro lado, la gran cantidad de flujo circula bajo el tramo del puente tiene gálidos ampliamente suficientes.



**5.2. DISEÑO PILOTES-PILAS CENTRALES-PUENTE PRINCIPAL**

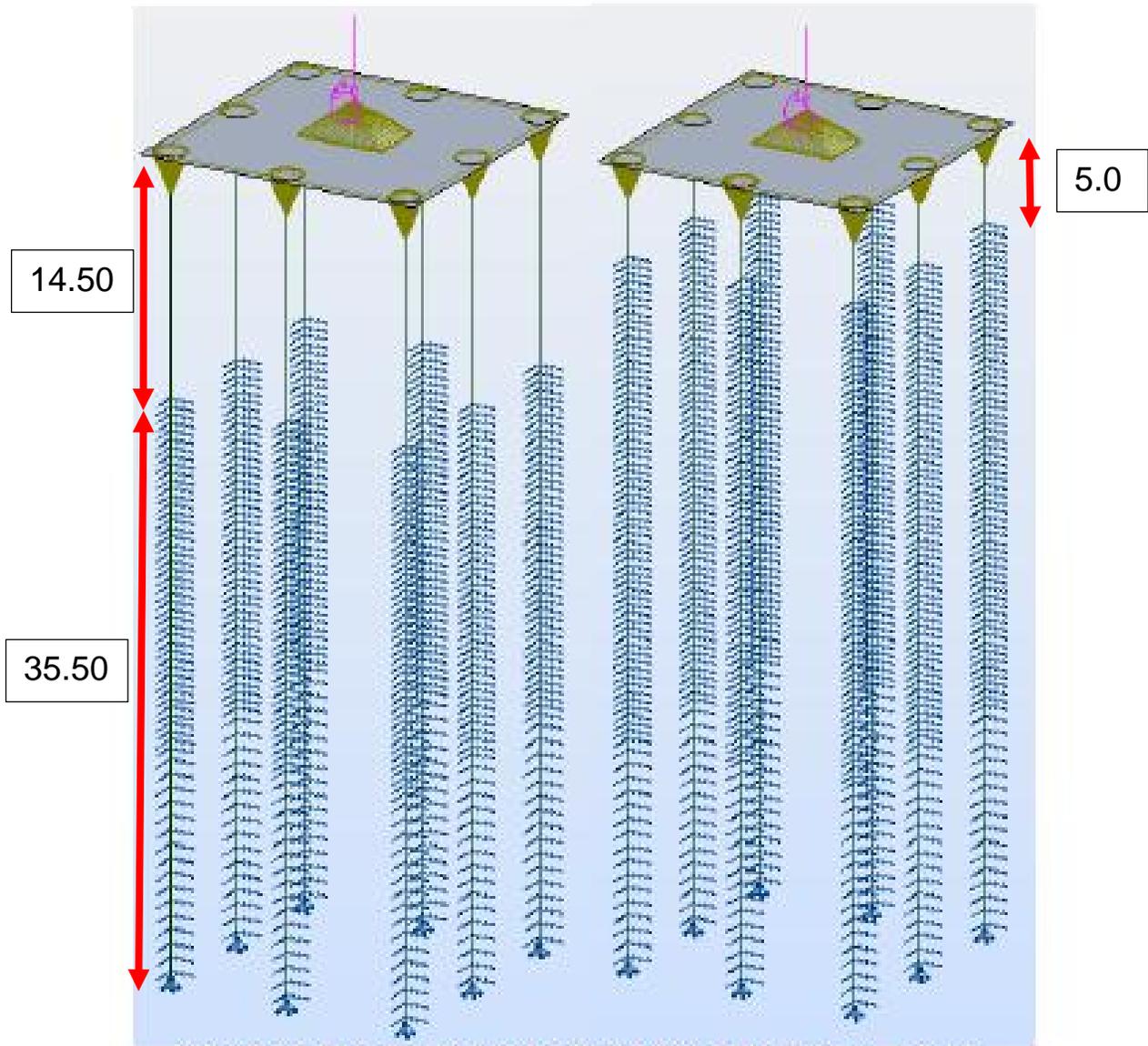


Figura 358. Modelos Cimentación Pilas Centrales – Pte Principal – Eje 9-10.

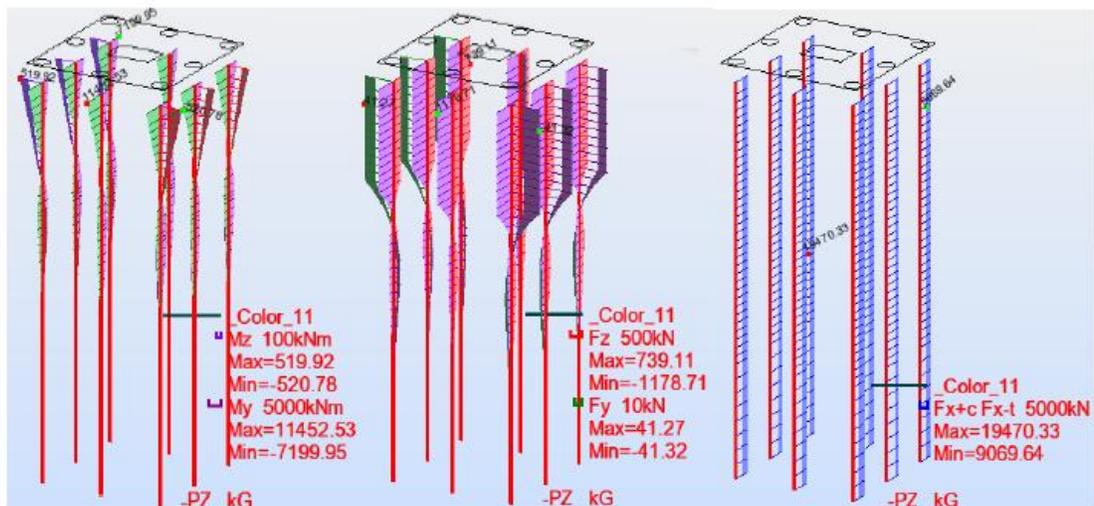
Para la modelación estructural de los pilotes del puente puerto salgar se consideró un margen de seguridad de aproximadamente tres veces la socavación recomendada inicialmente (5m). Sin embargo después de revisar el análisis de socavación con la



granulometría obtenida de los sondeos de las pilas (eje 9 y 10), se obtuvo una profundidad general de 11.76m donde la condición crítica está en el eje 9 para socavación local, mayor a la calculada en el estudio presentado inicialmente. Por lo tanto los cálculos estructurales de cortante, momento y fuerzas axiales cumplen con las condiciones críticas de socavación. Estos resultados se pueden verificar en el informe ALMA-003-2014-DE-005-V2 (página 905 en adelante).

En la figura 358. del informe ALMA-003-2014-DE-005-V2, se puede apreciar el modelo computacional de los pilotes de los eje 9 y 10, con resortes que es el equivalente a la zona enterrada y sin resortes a la zona socavada, en la parte superior lo que sería el equivalente al dado al cual llegan las reacciones de las pilas centrales.

En las figuras 359, 360, 361 y 362 se pueden apreciar los esfuerzos a que están sometidos los pilotes de los eje 9 y 10, y se verifica que la zona socavada es la que presenta mayor cortante y momento por estar libre del confinamiento del suelo, bajo estas condiciones se diseñó el refuerzo requerido.



**Figura 359. Solicitaciones Pilotes en Pilas Centrales ELU – Flexion – Corte – Axial – Pila Eje 9.**



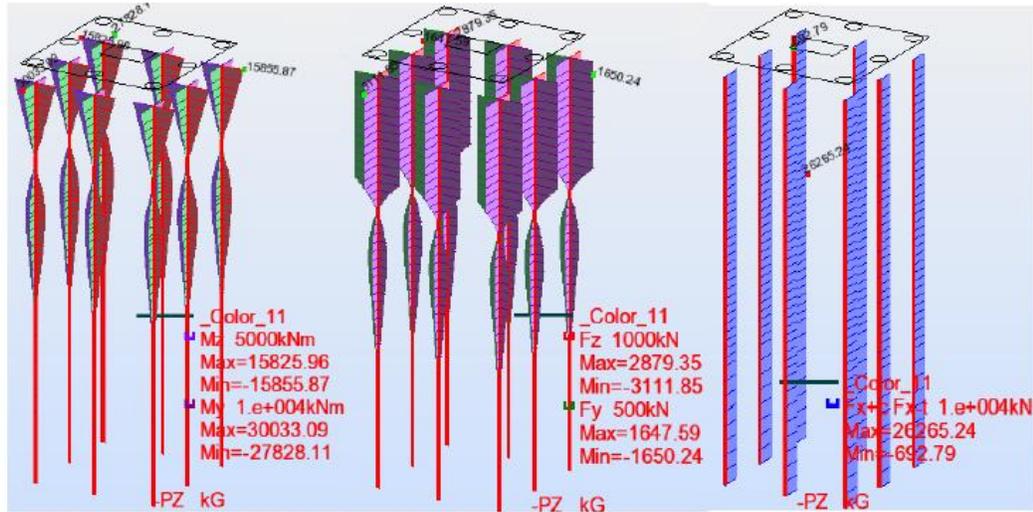


Figura 360. Solicitaciones Pilotes en Pilas Centrales ELEX – Flexion – Corte – Axial – Pila Eje 9.

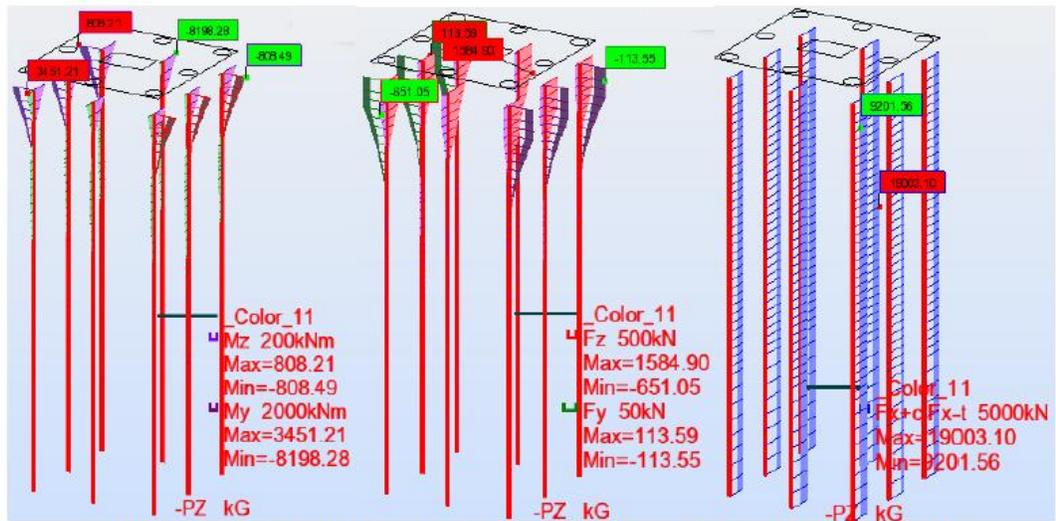


Figura 361. Solicitaciones Pilotes en Pilas Centrales ELU – Flexion – Corte – Axial – Pila Eje 10.

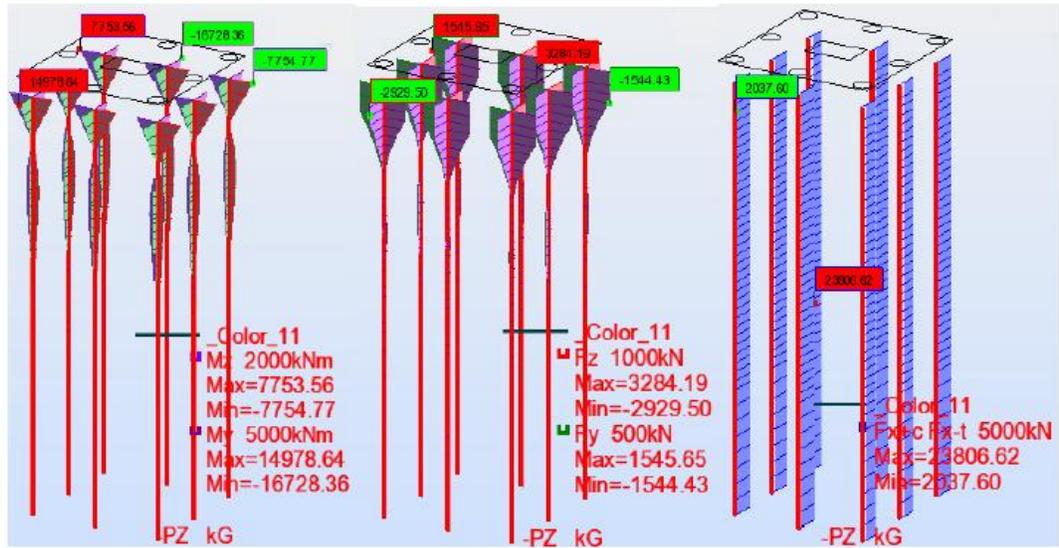


Figura 362. Solicitaciones Pilotes en Pilas Centrales ELEX – Flexion – Corte – Axial – Pila Eje 10.

Estas recomendaciones se tuvieron en cuenta para el diseño de la cimentación del puente. Ver numeral 3.5.9.1 del informe ALMA-003-2014-DE-005.V2 del VOL VIII – Diseño de Estructuras.



### 5.3. PROFUNDIDADES DE SOCAVACIÓN PUENTES

En el Anexo 8 se presentan los resultados de los ensayos granulométricos de una serie de muestras de material tomada del fondo del cauce y de la banca derecha de las quebradas correspondientes a los puentes en el área de proyecto

En el Anexo 4 se presenta el cálculo de caudales máximos para las quebradas correspondientes a los Puentes en el área de proyecto.

Las características hidráulicas empleadas en el modelo hidráulico de las quebradas se definieron de acuerdo con la hidrología y la hidráulica en la zona y los cálculos de las diferentes teorías de socavación se presenta en el Anexo 10.

La información de granulometría consignada en el Anexo 8 contiene datos provenientes del análisis de laboratorio con errores. Sin embargo, para cada uno de los sitios de estudio, se trabajó con la curva granulométrica más desfavorable con el fin de obtener resultados de socavación más severos.

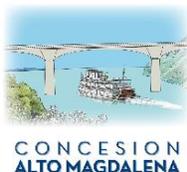
A continuación se presenta la estructuras definida en el alcance con el tipo de suelo identificado y el tipo de socavación que se presenta dependiendo de la estructura a analizar y las condiciones de las quebradas en los sitios de estudio.

#### Puentes Unidad Funcional UF5.1

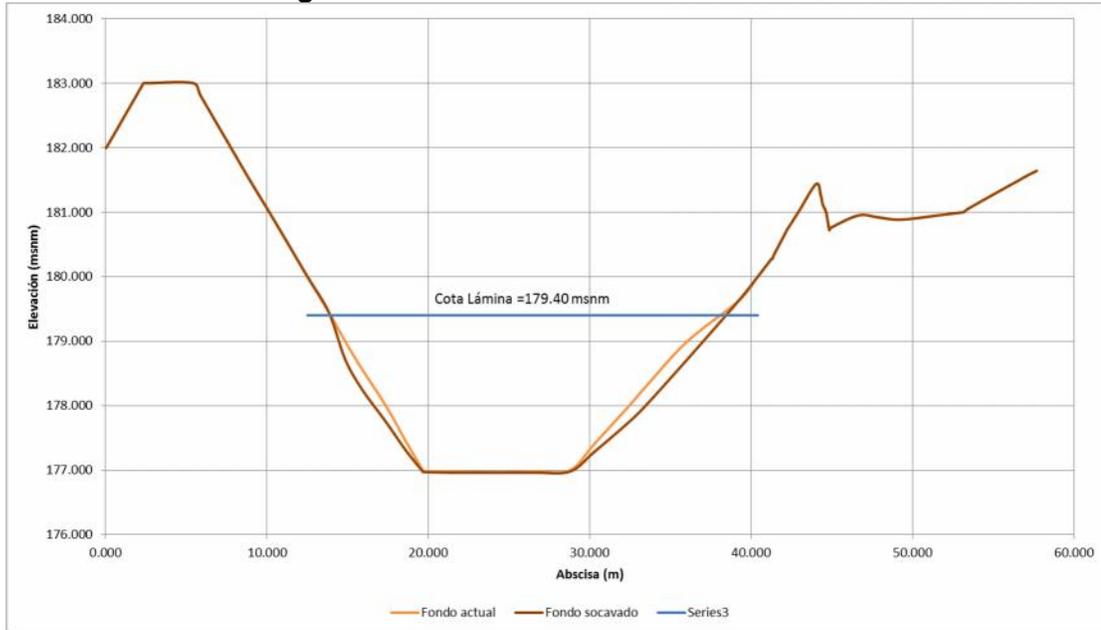
- Puente K3+430

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente K3+430, se tiene la presencia de Gravas mal gradadas, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 22 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 179.40 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

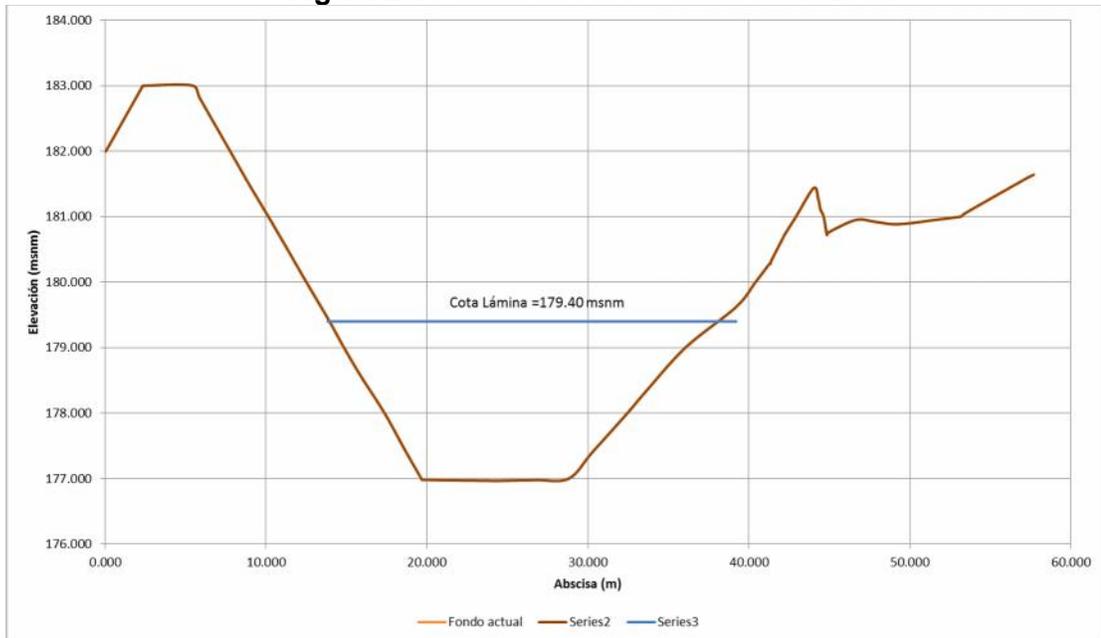


**Figura 22. Puente K3+430 – Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

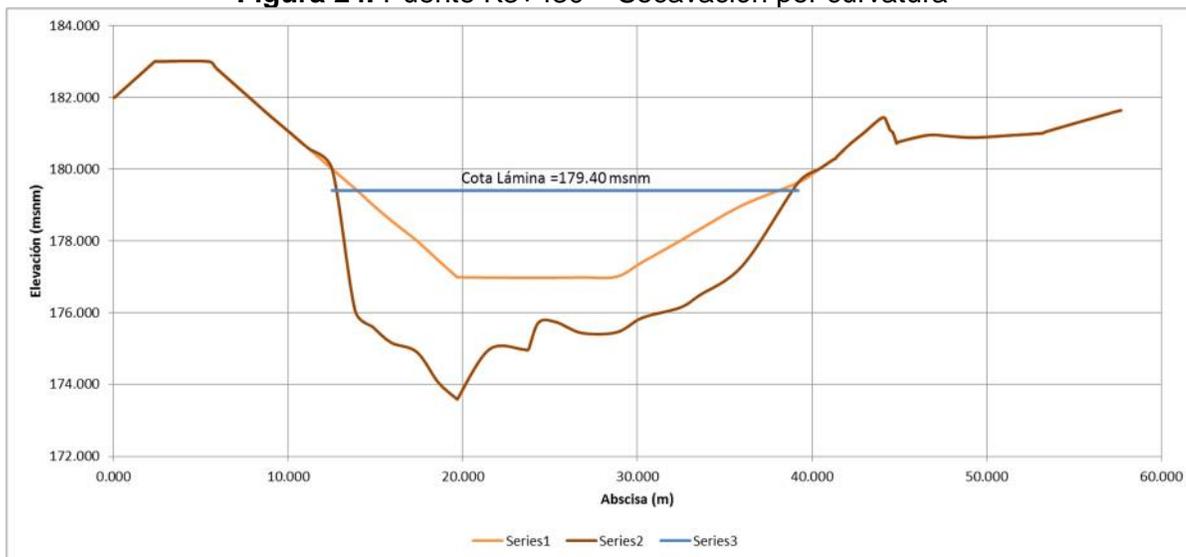
**Figura 23. Puente K3+430 – Socavación Local**



Fuente: Elaboración propia.



**Figura 24.** Puente K3+430 – Socavación por curvatura



Fuente: Elaboración propia.

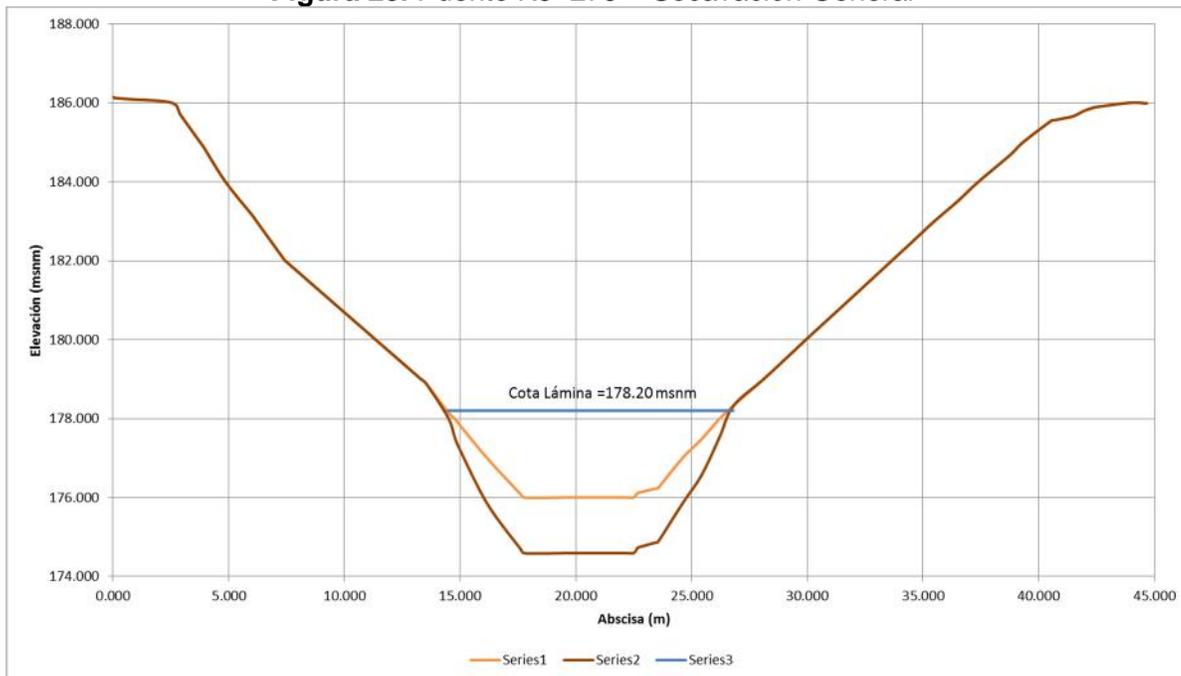
- Puente K5+275

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente K5+275, se tiene la presencia de Arena limosa, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 25 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 178.20 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.



**Figura 25. Puente K5+275 – Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

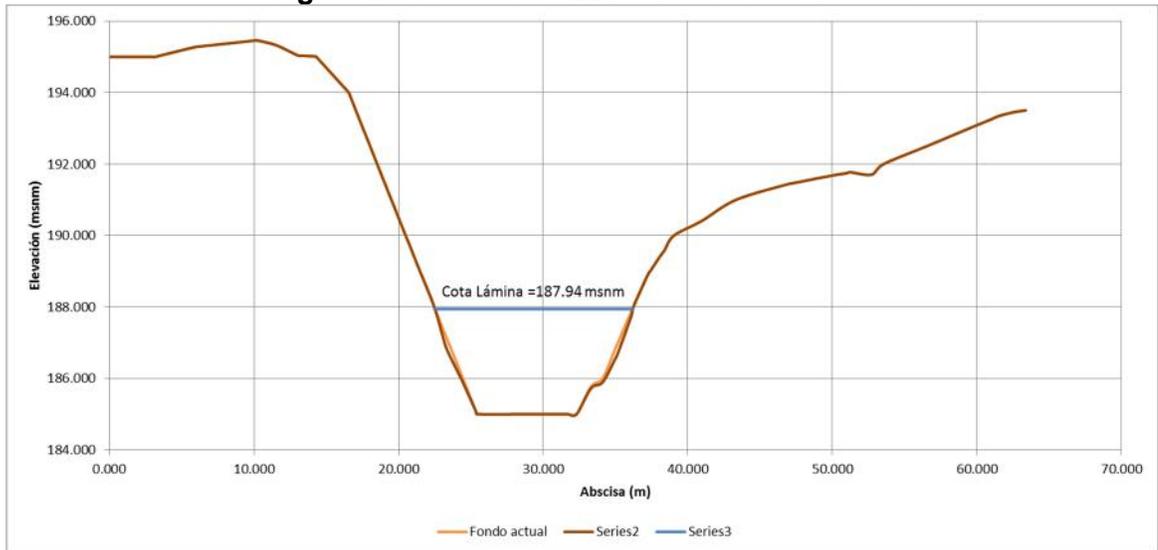
- Puente K7+220

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente Finca Yucalito K7+220, se tiene la presencia de Grava limosa mal gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 26 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 187.94 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

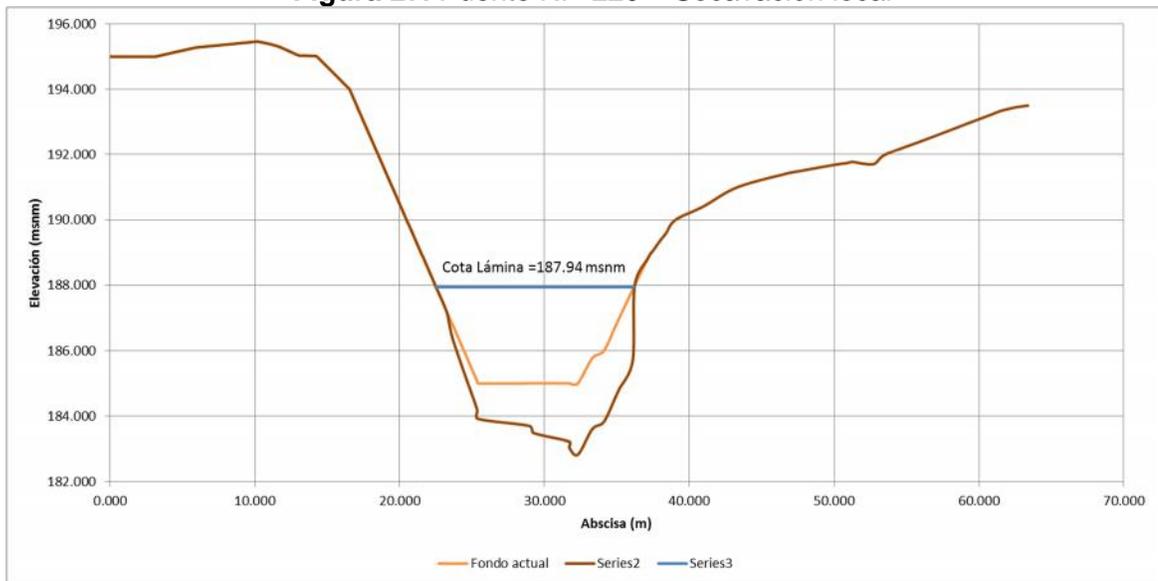


**Figura 26. Puente K7+220 – Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

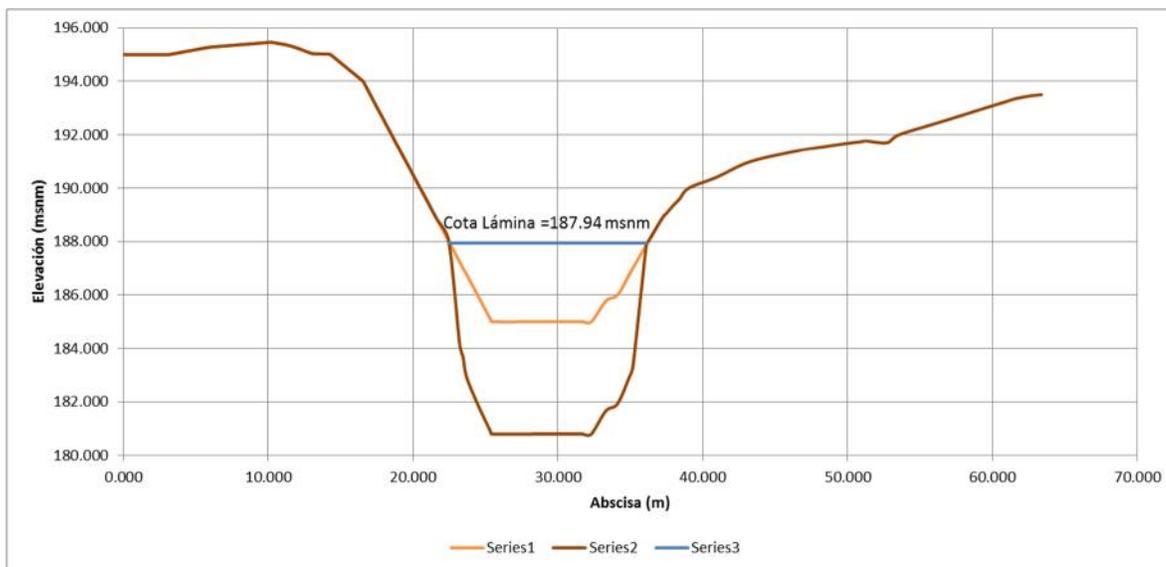
**Figura 27. Puente K7+220 – Socavación local**



Fuente: Elaboración propia.



**Figura 28.** Puente K7+220 – Socavación por curvatura



Fuente: Elaboración propia.

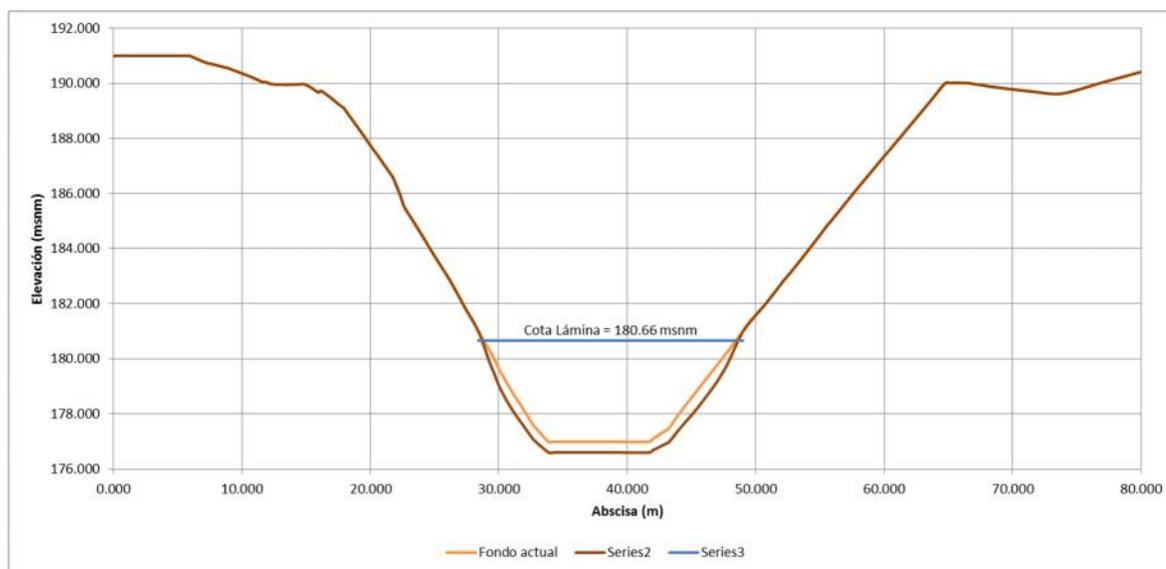
- Puente K9+074

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente K9+074, se tiene la presencia de Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 29 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 180.66 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.



**Figura 29.** Puente K9+074 – Socavación General



Fuente: Elaboración propia.

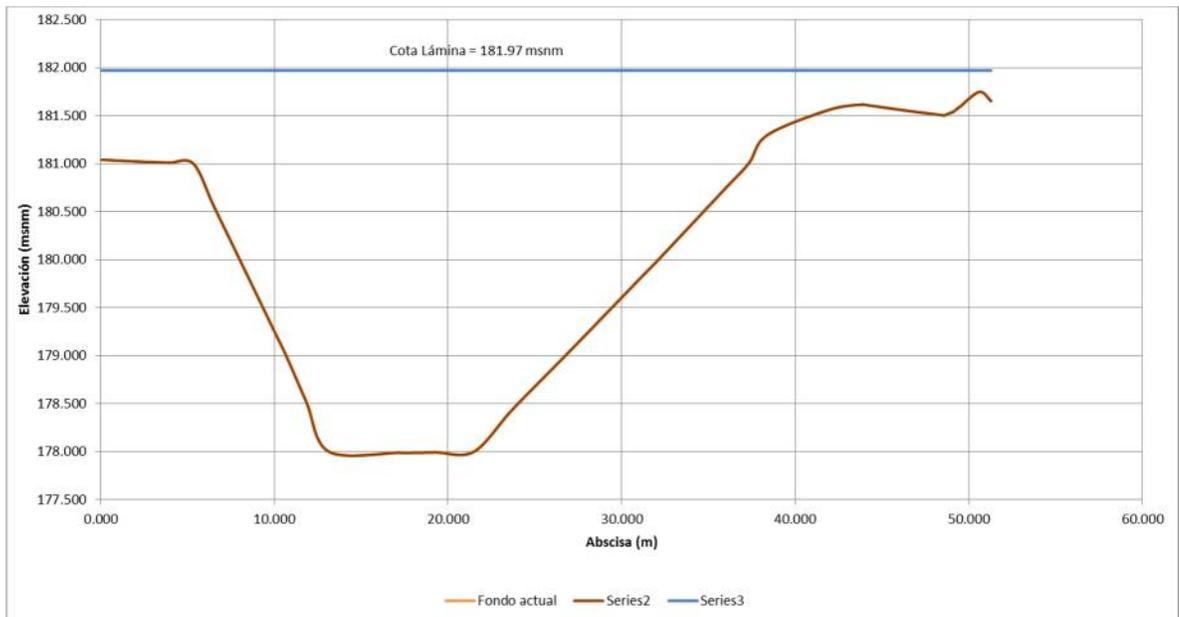
- Puente K11+400

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente K11+400, se tiene la presencia de Arena bien gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 30 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 181.97 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la crecida con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

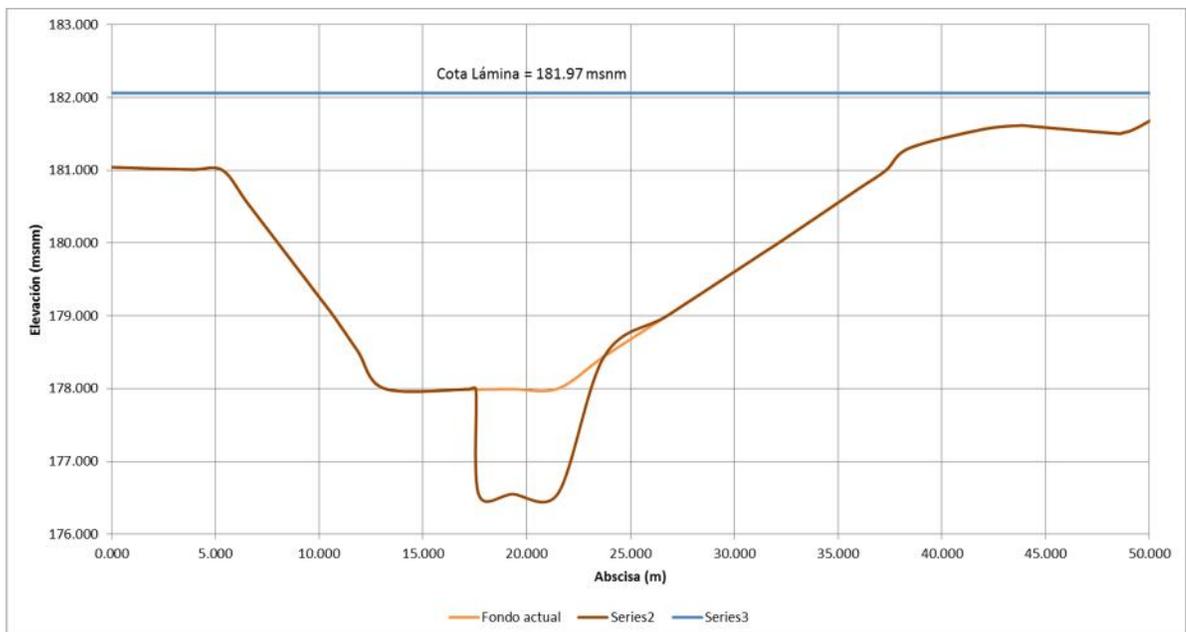


**Figura 30. Puente K11+400 – Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

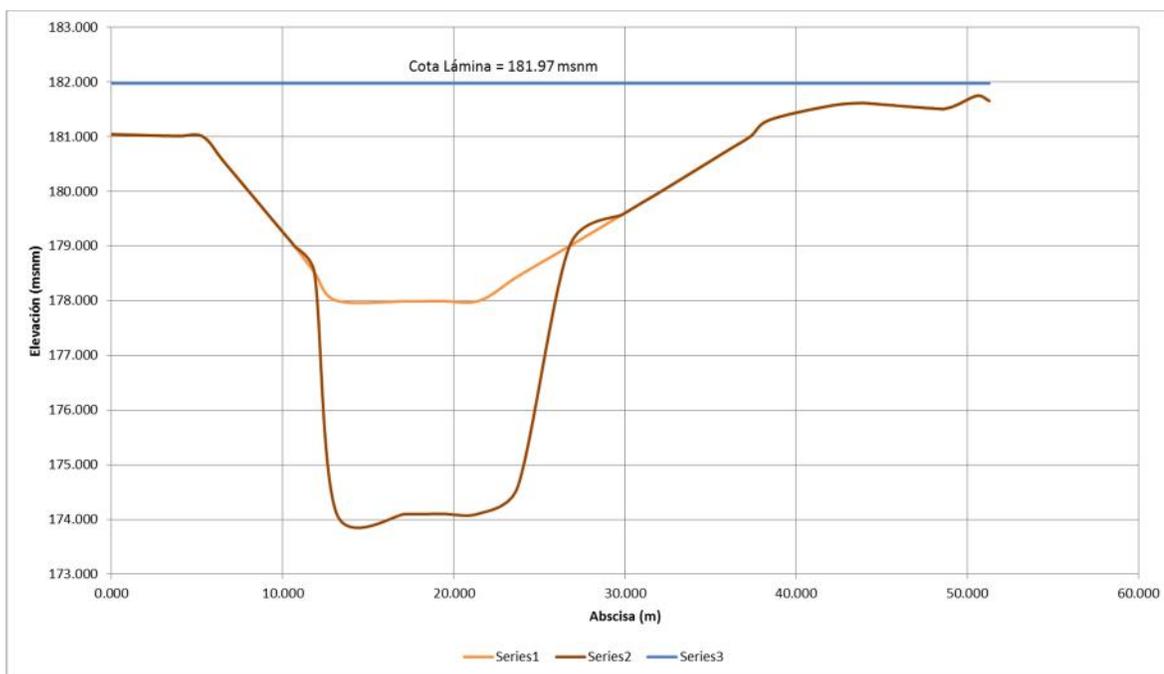
**Figura 31. Puente K11+400 – Socavación local**



Fuente: Elaboración propia.



**Figura 32.** Puente K11+400 – Socavación por curvatura



Fuente: Elaboración propia.

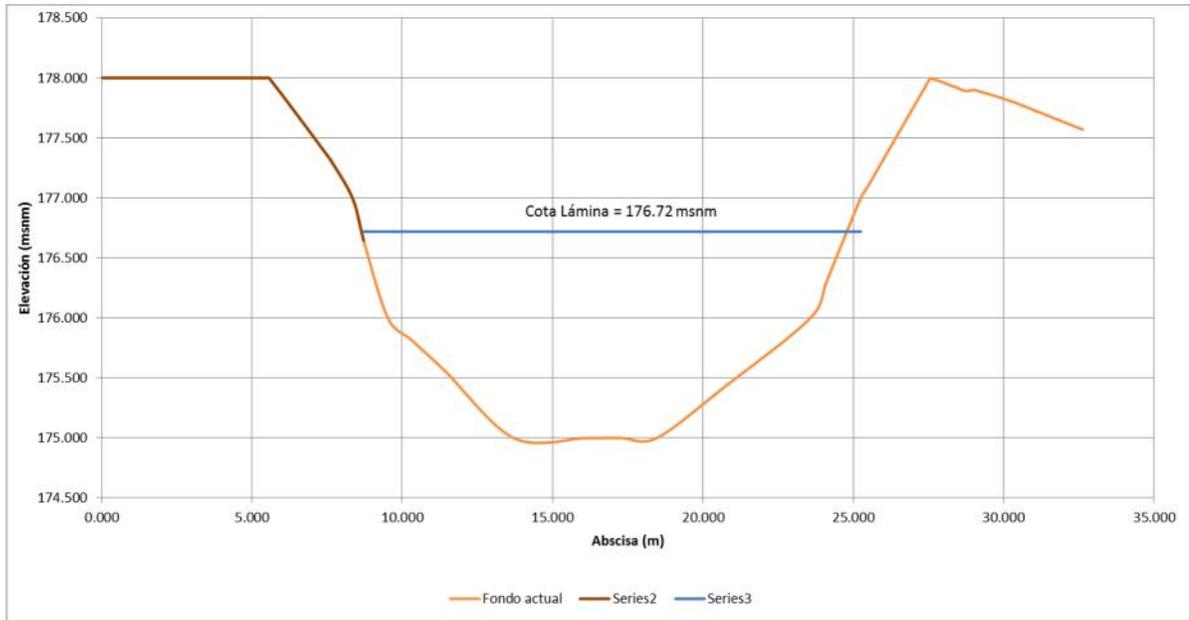
- Puente K13+146

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente K13+146, se tiene la presencia de Arena bien gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 33 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 176.72 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

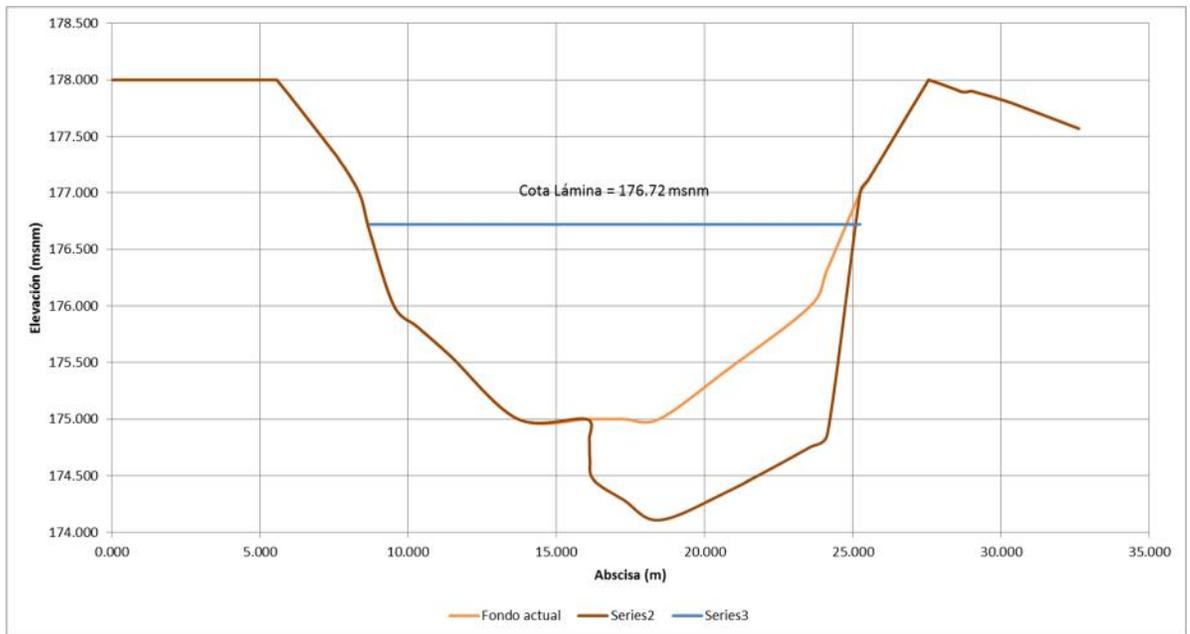


**Figura 33.** Puente K13+146 – Socavación General



Fuente: Elaboración propia.

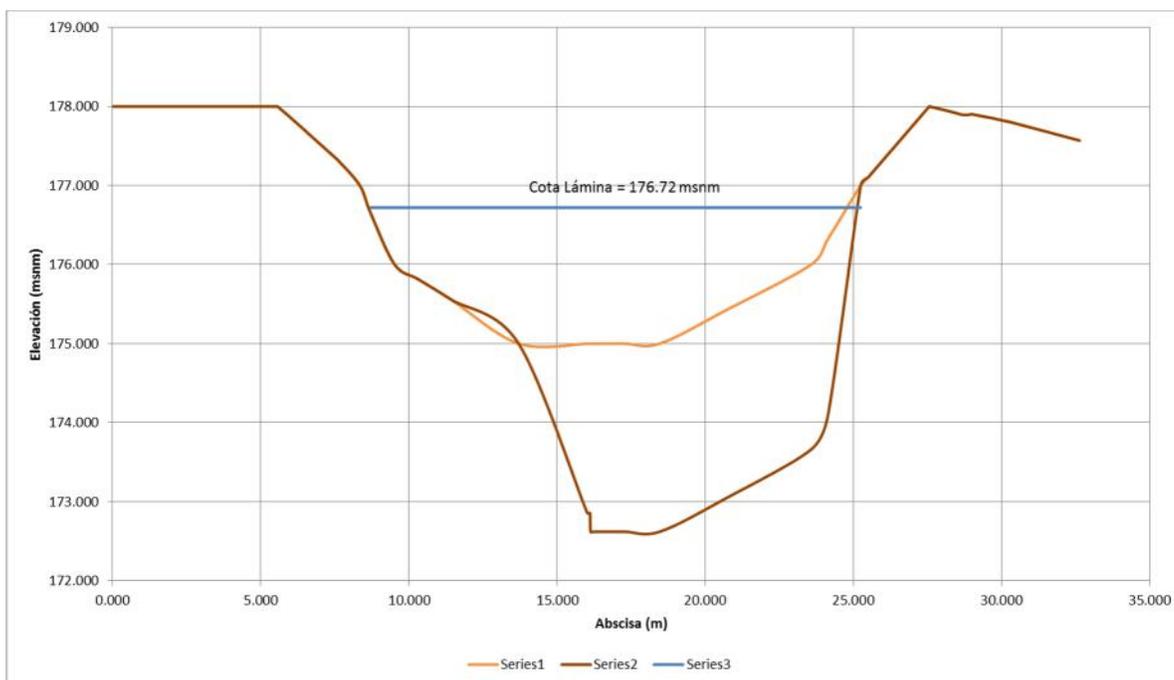
**Figura 34.** Puente K13+146 – Socavación Local



Fuente: Elaboración propia.



**Figura 35.** Puente K13+146 – Socavación por curvatura

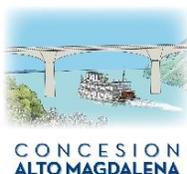


Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 51 se presenta un resumen con las socavaciones generales y gálibos presentados en la Unidad Funcional 5.1, equivalente a un periodo de retorno de 100 años.

**Tabla 51.** Resumen de Socavación General Unidad Funcional 5.1

ABSCISA	CAUDAL PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS (m <sup>3</sup> /s)	COTA LÁMINA (m.s.n.m.)	COTA PROFUNDIDAD MINIMA T.N. (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION CURVATURA (m)	GALIBO (m)
K3+430	87.86	179.40	176.97	0.01	2.29	3.10	2.82
K5+275	44.97	178.20	176.00	1.58	-	-	4.02
K7+220	60.82	187.94	185.00	0.23	2.17	4.19	3.79
K9+074	95.62	180.66	177.00	0.39	-	-	5.05



## ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)

ABSCISA	CAUDAL PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS (m <sup>3</sup> /s)	COTA LÁMINA (m.s.n.m.)	COTA PROFUNDIDAD MINIMA T.N. (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION CURVATURA (m)	GALIBO (m)
K11+400	60.91	181.97	177.99	0.00	1.44	3.89	2.00
K13+146	29.86	176.72	174.99	0.12	1.78	2.38	2.00

Fuente: Elaboración propia.

### Puentes Unidad Funcional UF5.3

- Puente Quebrada Guarinó K10+250

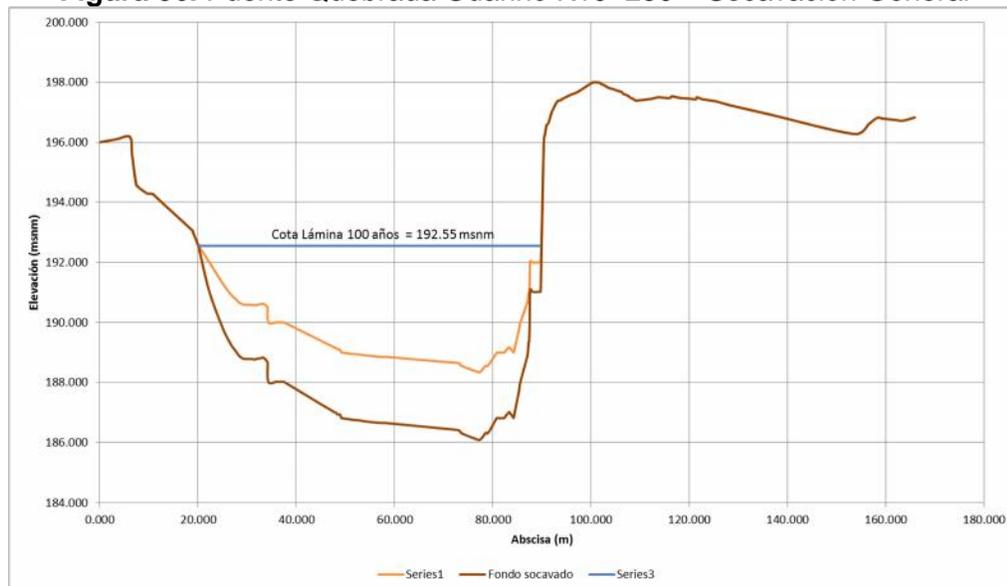
De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente Quebrada Guarinó K10+250, se tiene la presencia de Arena, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 36 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 192.55 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.



CONCESION  
ALTO MAGDALENA

**Figura 36.** Puente Quebrada Guarinó K10+250 – Socavación General



Fuente: Elaboración propia.

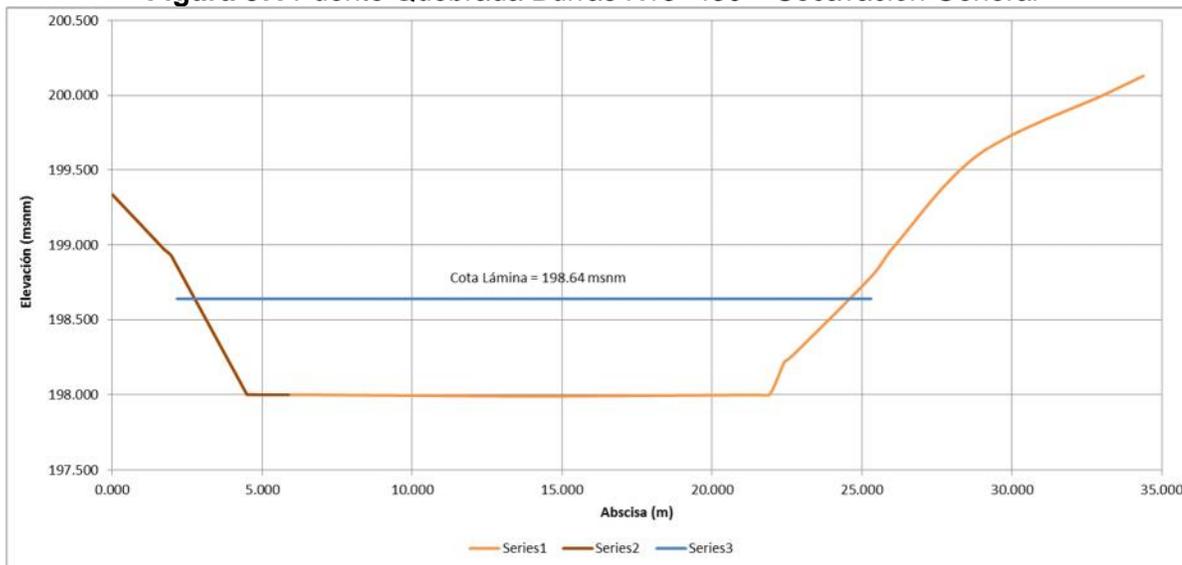
- Puente Quebrada Burras K13+430

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente Quebrada Burras K13+430, se tiene la presencia de Grava mal gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 437 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 198.64 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.



**Figura 37. Puente Quebrada Burras K13+430 – Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

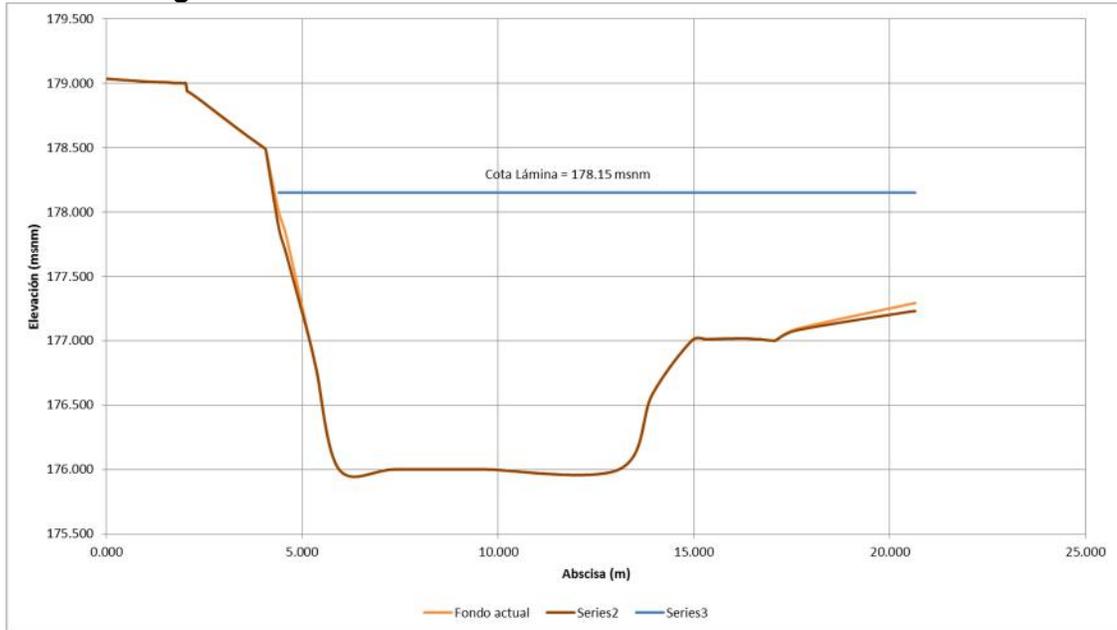
- Puente Quebrada Gallera K28+800

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente Quebrada Gallera K28+800, se tiene la presencia de Grava mal gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

En la Figura 38 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 178.15 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

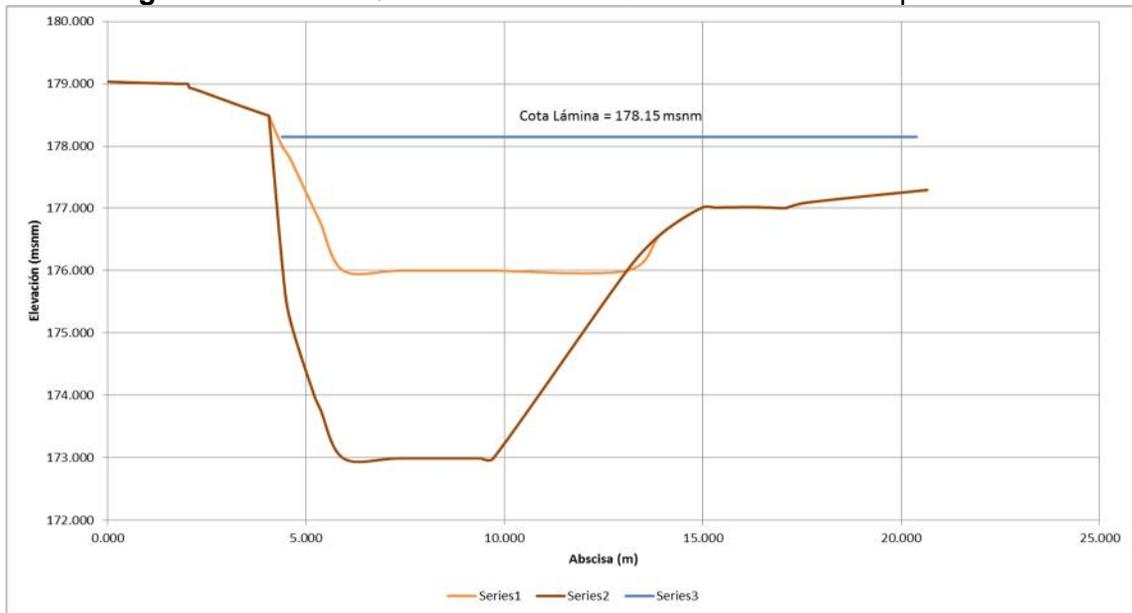


**Figura 38. Puente Quebrada Gallera K28+800– Socavación General**



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 39. Puente Quebrada Gallera K28+800– Socavación por curvatura**



Fuente: Elaboración propia.

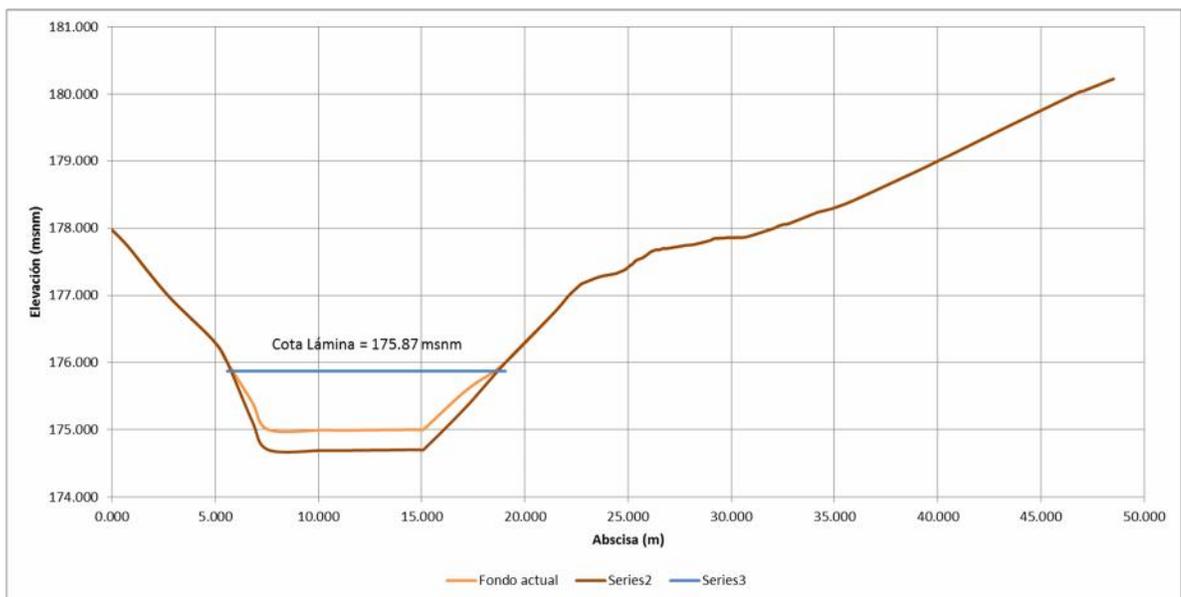


- Puente Quebrada Doradita K29+200

De acuerdo con los resultados de granulometría cercanos al puente Quebrada Doradita K29+200, se tiene la presencia de Grava bien gradada, en la margen derecha y en el fondo del cauce. Mediante este dato se procede a realizar los cálculos respectivos de socavación.

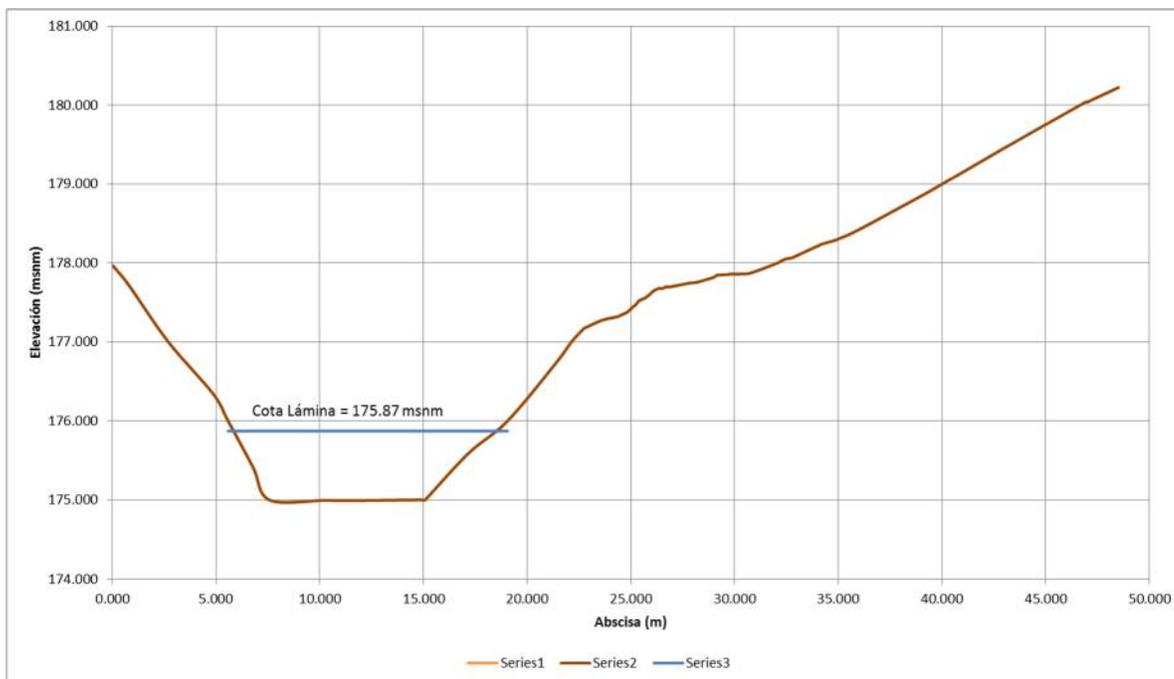
En la Figura 40 se presenta el perfil de socavación general teniendo en cuenta que el nivel de agua de acuerdo a la modelación hidráulica es de 175.87 msnm. En la figura se muestra hasta donde llegaría el fondo del cauce al paso de la creciente con un periodo de retorno de 100 años. Debe tenerse en cuenta que ésta es la máxima socavación que se calcula siempre y cuando no existan controles geológicos por debajo del fondo del cauce que impidan estos procesos.

**Figura 40.** Puente Quebrada Doradita K29+200 – Socavación General



Fuente: Elaboración propia.

**Figura 41.** Puente Quebrada Doradita K29+200 – Socavación por curvatura



Fuente: Elaboración propia.

Por último, en la Tabla 52 se presenta un resumen con las socavaciones generales y gálibos presentados en la Unidad Funcional 5.3, equivalente a un periodo de retorno de 100 años.

**Tabla 52.** Resumen de Socavación General la Unidad Funcional 5.3

ABSCISA	CAUDAL PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS (m³/s)	COTA LÁMINA (m.s.n.m.)	COTA PROFUNDIDAD MINIMA T.N. (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION CURVATURA (m)	GALIBO (m)
K10+250	739.63	381.00	188.35	2.65	-	-	8.66
K13+430	27.67	198.64	197.99	0.45	-	-	2.00
K28+800	57.80	178.15	176.00	0.00	-	3.01	2.00



**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y SOCAVACIÓN (HS)**

ABSCISA	CAUDAL PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS (m <sup>3</sup> /s)	COTA LÁMINA (m.s.n.m.)	COTA PROFUNDIDAD MINIMA T.N. (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL (m)	PROFUNDIDAD DE SOCAVACION CURVATURA (m)	GALIBO (m)
K29+200	21.06	175.87	174.99	0.30	-	1.31	3.27

**Fuente:** Elaboración propia.



## 6. CANTIDADES DE OBRA

Las cantidades de obra para este sector se expresan en la siguiente tabla:

**Tabla 53.** Cantidades de obra

ÍTEM	UNIDAD	CANTIDAD
<b>1. EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>		
Excavación	m <sup>3</sup>	1,738.48
Relleno	m <sup>3</sup>	877.72
<b>2. CONCRETO</b>		
Cabezal de entrada	m <sup>3</sup>	381.67
Cabezal de salida	m <sup>3</sup>	381.67
Cuerpo de box culvert	m <sup>3</sup>	607.50
<b>3. ACERO DE REFUERZO</b>		
Cabezal de entrada	kg	53,434.08
Cabezal de salida	kg	53,434.08
Cuerpo de box culvert	kg	75,735.00
<b>4. ALCANTARILLAS</b>		
Tubería de 0.90 m de diámetro	ML	885.00
Tubería de 1.20 m de diámetro	ML	45.00
<b>5. OBRAS LINEALES</b>		
Cunetas	ML	4284
<b>6. OTROS</b>		
Enrocado espesor 0.30 m	m <sup>3</sup>	110.48

Fuente: Elaboración propia.



## **7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Para la obtención de caudales de las corrientes interceptadas por la vía se han empleado metodologías lluvia-escorrentía y de regionalización de caudales, asumiendo resultados conservadores provenientes del método racional para las cuencas con áreas menores de 2.5 km<sup>2</sup> y del hidrograma unitario para cuencas mayores. Dada la incertidumbre que conlleva la estimación de caudales máximos, se han tratado de precisar las fuentes de información primaria, empleando intensidades de lluvia de la estación características de cada cuenca e información de suelos y coberturas vegetales basadas en estudios regionales y la observación de campo.

Para el río Magdalena, en el que se tiene información directa de caudales máximos, se ha empleado un método de regionalización que cubre toda la zona del proyecto, a partir del cual es posible estimar en diferentes puntos y con mayor grado de confiabilidad los caudales máximos.

Por su parte los diseños hidráulicos proyectados aseguran el adecuado drenaje de la vía, cuyas condiciones son complejas al combinar una topografía plana y una geometría a nivel o con pequeños terraplenes, implicando el uso de cunetas de borde para captar las aguas y canales de descole hasta las vaguadas que conforman las corrientes naturales. Se proyectan los subdrenajes como una sugerencia de colocación, pues es son las áreas de pavimentos y geotecnia las que con modificaciones en la estructura del pavimento o requerimientos de estabilidad, definen con precisión el manejo más eficiente de las aguas subsuperficiales.

Es importante recomendar un especial cuidado en los tramos de vía donde la combinación de pendientes transversales menores de 1 % con diferentes pendientes longitudinales (indicadas en el informe) son susceptibles de generar velocidades de hidroplaneo inferiores a la velocidad de diseño. En estos sectores deberá realizarse la señalización correspondiente.

En cuanto al puente de Purnio, como era de esperarse, el análisis hidráulico arroja un gálibo de 13.84 m y al encontrarse en una zona definida dentro de la geotecnia del proyecto como estable y resistente, no presenta tampoco ningún problema de erosión lateral o socavación vertical, pudiendo alcanzar esta última los valores presentados en la tabla 50.

Los puentes correspondientes a la UF5.1 y UF5.3, al estar motivados por razones geométricas y no hidráulicas, no presentan ningún inconveniente en lo referente a gálibo o socavación.



## 8. BIBLIOGRAFÍA

INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI, IGAC – Subdirección de Agrología. Estudio general de suelos y zonificación de tierras del departamento de Cundinamarca. Bogotá, 2.000.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, Invias. Manual de Diseño Geométrico de Carreteras, Bogotá, 2008.

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS, Invias, Ministerio de Transporte. Manual de drenaje para carreteras. Bogotá. Invias. 2011.

ECUACIÓN DE FHURLING, Manual de drenaje para carreteras. Bogotá. Invias. 2011

VARGAS, Rodrigo M., DIAZ-GRANADOS, Mario. Curvas Sintéticas regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia. XIII Seminario Internacional de Hidráulica e Hidrología. Cali, Colombia. Agosto 1998.

VEN TE CHOW. Hidráulica de canales abiertos. McGraw Hill. Bogotá, 1994 a.

VEN TE CHOW. Hidrología aplicada. McGraw Hill. Bogotá, 1994 b.

VEN TE CHOW; MAIDMENT, David; MAYS, Larry W. Hidrología aplicada. Bogotá. McGraw – Hill. 1994.

