

GOBIERNO PROVINCIAL DEL GUAYAS

INFORME HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO

CONSULTORA: INMOBILIARIA JOALPA S.A.

CONTRATO No. No. S-CON-26-2022-X-0

OBJETO DEL CONTRATO:

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA
REHABILITACION DE LA VIA CONEXIÓN E30 - PEDRO
VÉLEZ - CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN
EL CANTÓN EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL
GUAYAS.**

GUAYAQUIL, OCTUBRE DE 2022.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	5
2. Objetivos.....	5
3. METODOLOGIA Y RESULTADOS.....	6
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	48
5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	49

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Area del proyecto (fuente: plataforma <i>Google Earth</i>).	6
Figura 2: Puente sobre el río Jermud, 1+100 (visto desde aguas arriba)	8
Figura 3: Estado de la alcantarilla, abscisa 3+945.	9
Figura 4: Delimitación de cuencas hidrográficas, para puentes y alcantarillas.	11
Figura 5: Tipos de suelo en la cuenca aportante al sector del puente 2.	11
Figura 6: Usos de suelo en la cuenca aportante al sector del puente 2.	13
Figura 7: Hietograma de diseño para el proyecto vial.	14
Figura 8: Intensidades máximas (mm/h) en la zona del proyecto (INAMHI, 2019).	14
Figura 9: Forma típica para hidrograma generado, en cada puente.	16
Figura 10: Programa HY-8, ingreso de información para evaluación de alcantarillas.	18
Figura 11: Ejemplo de superficie de flujo resultante en alcantarillas.	19
Figura 12: Zonas con empozamiento, sin drenaje alguno.	21
Figura 13: Estado de ductos existentes.	22
Figura 14: Esquema geométrico del modelo hidrodinámico, puente 1 (en HECRAS).	22
Figura 15: Sección transversal típica, e información ingresada relacionada.	23
Figura 16: Ingreso de información de puente #1.	25
Figura 17: NAME en condiciones actuales, puente sobre río Jermud.	26
Figura 18: Alcantarillas dobles actuales en Pedro Vélez y remanso aguas arriba.	26
Figura 19: Puente propuesto, muro aguas abajo (margen izquierda, en verde), alcantarilla a sellarse (4+403), y perfil longitudinal resultante, en Pedro Vélez.	28
Figura 20: Velocidad de caída de sedimentos (García, 2008; E. V. Richardson & Davis, 2001).	29
Figura 21: Ángulo de esviajamiento para estribos (E. V. Richardson & Davis, 2001).	30
Figura 22: Perfil de socavación total, puente 1 (Jermud).	31
Figura 23: Perfil de socavación total, puente 2 (Pedro Vélez).	31
Figura 24: Ejemplo de aplicación de geoestera para márgenes de ríos (DTMR, 2010).	34
Figura 25: Detalle de anclaje superior, y configuración <i>insitu</i> de geoestera (Geomatrix, 2020).	35
Figura 26: Protección tipo berma, <i>mounded toe</i> (FHWA, 2009).	35
Figura 27: Vista general de disposición del riprap, para taludes en las márgenes del río Jermud.	35
Figura 28: Dimensionamiento de enrocado, según la velocidad de diseño (Austroroads, 2013).	36
Figura 29: Tablaestacado para protección de estribos de puentes. Fuente: victoryepes.blogs.upv.es/	38
Figura 30: Bordillo cuneta (para centros urbanos).	38
Figura 31: Sección transversal vial.	40

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Inventario de drenaje existente.	7
Tabla 2: Números de curva resultantes para el proyecto (2 cuencas).	13
Tabla 3: Caudales máximos, para T = 100 años, para los puentes del proyecto.	16
Tabla 4: Coeficiente de ajuste del método racional, para periodos de retorno (ODOT, 2014).	17
Tabla 5: Alcantarillas existentes con medidas finales, y obras de paso propuestas.	20
Tabla 6: Coeficientes de rugosidad corregidos para cada puente.	25
Tabla 7: Resultados corridas con puentes actuales y propuestos.	28
Tabla 8: Exponentes k_1 y k_2 (E. V Richardson & Davis, 2001).	30
Tabla 9: Datos geotécnicos en cauces de puentes, para estimación de socavación general.	31
Tabla 10: Resultados diámetro d_{50} de pedraplén para las márgenes de los ríos.	35
Tabla 11: Rangos para tamaño de partículas en protección de terraplenes (FHWA, 2009).	39
Tabla 12: Descripción de cunetas propuestas.	41

INDICE DE ECUACIONES

(Ecuación 1)	10
(Ecuación 2)	12
(Ecuación 3)	16
(Ecuación 4)	16
(Ecuación 5)	17
(Ecuación 6)	17
(Ecuación 7)	24
(Ecuación 8)	30
(Ecuación 9)	30
(Ecuación 10)	31
(Ecuación 11)	32
(Ecuación 12)	32
(Ecuación 13)	34
(Ecuación 14)	34

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El Gobierno Provincial del Guayas, conociendo la importancia de la comunicación y el desarrollo de los diferentes cantones y ciudades, considera de suma importancia la rehabilitación del sistema de vialidad e interconexiones entre poblados y comunidades. De esta manera, se brinda un impulso notable al mejoramiento de las vías para atender el crecimiento productivo y económico de la región. Al mismo tiempo se contribuye al mejoramiento del nivel de vida de los habitantes del sector en lo social y económico. El correcto dimensionamiento de los drenajes sirve para mantener las vías en condiciones apropiadas, porque son interceptadas por importantes corrientes de agua. Estas, en épocas de lluvia, impiden el paso dejando incomunicados ciertos sectores.

Por lo considerado anteriormente, la mencionada institución realizó la contratación de la consultoría para las “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA REHABILITACIÓN DE LA VÍA CONEXIÓN E30 - PEDRO VELEZ – CARLOS JULIO AROSEMENA, UBICADA EN EL CANTÓN EL EMPALME DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS”. Como parte de estos estudios y diseños, el presente documento se encarga de evaluar los aspectos Hidrológicos-Hidráulicos de las obras de drenaje existentes y proyectadas (puentes, alcantarillas, y cunetas), referentes a la vía en mención.

2. Objetivos

2.1.1. Objetivo General

Diseñar hidráulicamente las obras apropiadas garantizando el drenaje adecuado de la nueva vía, considerando condiciones extremas y otros requerimientos por la entidad contratante, a través de metodologías, programas computacionales y criterios estándares de diseño establecidos.

2.1.2. Objetivos secundarios

El presente estudio tiene como finalidades secundarias las siguientes:

- a) Caracterizar el área de estudio, desde el punto de vista hidrológico – hidráulico, empleando información primaria (campo) y secundaria.
- b) Determinar la precipitación extrema para diseño, así como el caudal extremo, asociados al periodo de retorno requerido por el proyecto.

- c) Evaluar la hidrodinámica de los ríos existentes y cuencas aportantes a alcantarillas, mediante simulación hidrodinámica del área de estudio, para obtener el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y cota mínima para superestructura, y perfil esperado máximo de socavación.
- d) Diseñar la red de drenaje para los elementos de la solución vial, considerando la hidrología, la topografía, el diseño vial horizontal y vertical, y el diseño estructural pertinentes.

3. METODOLOGIA Y RESULTADOS

La metodología propuesta se divide en varias etapas, las mismas se resumen a continuación:

- 1) Reconocimiento del área de estudio y situación actual de obras de drenaje
- 2) Recopilación de la información básica
- 3) Estudio Hidrológico
- 4) Estudio Hidráulico

3.1 Reconocimiento del área de estudio y situación actual de obras de drenaje

En esta etapa se realizó un recorrido por el área de estudio, la cual constituye la carretera que va desde desvío de la vía El Empalme – Pichincha (E30), pasando por Pedro Vélez y finalizando en el recinto Carlos Julio Arosemena, de 16.788 Km (Figura 1, Figura 2, Figura 3). Basado en la información previa topográfica, se realizó un inventario de las estructuras de drenaje actuales en la vía describiendo su estado actual. Al momento del inicio del proyecto, existe 1 puente (puente Jermud o #1) y 64 alcantarillas identificados (Tabla 1). En el poblado de Pedro Vélez (abscisa 4+400), existe una batería doble de alcantarillas, las cuales en el presente informe, se propone su reemplazo por un puente. En tal virtud, de aquí en adelante, se conocerá como Puente 2.



Figura 1: Área del proyecto (fuente: plataforma *Google Earth*).

Tabla 1: Inventario de drenaje existente.

LISTADO DE DRENAJE EXISTENTE						
NUMERO	ABSCISA	C- ENTRADA	C-SALIDA	LONGITU D [m]	Cabezal, muros de ala	Dimensiones
1	0+132.733	59.89	59.44	25.41	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
2	0+285.885	62.47	62.17	22.23	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
3	0+528.301	60.67	60.29	27.35	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
4	0+748.929	64.71	64.34	16.62	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
5	1+100			45.25		Puente río Jermud
6	1+780.875	64.17	63.97	18.19	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
7	1+881.086	64.44	64.05	23.11	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
8	2+272.440	63.90	63.71	19.36	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
9	2+444.705	64.04	64.48	18.52	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
10	2+706.430	61.21	61.06	25.44	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
11	3+118.065	62.93	62.3	20.85	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
12	3+288.075	61.52	61.04	24.3	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
13	3+437.352	62.22	61.15	25.18	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
14	3+551.163	63.63	63.06	15.25	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
15	3+809.936	60.5	60.34	20.28	Sí, y 2 muros de ala	2 Φ 1300 mm
16	3+950.690	62.11	61.82	24.03	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
17	3+995.140	62.75	61.91	16.75	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
18	4+340.560	61.15	60.88	19.29	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
19	4+400.16	60.4	59.64	48.07	Sí, y 2 muros de ala	1 ducto de 2m x 2m
20	4+400	61.28	61.22	11.91		
21	4+400	61.33	61.24	11.91		2 Φ 1800 mm
22	4+632.840	61.09	60.93	18.09	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
23	4+804.06	62.76	62.54	17.68	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
24	4+928.420	62.97	62.64	18.65	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
25	5+090.051	63.62	63.06	20.41	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1200 mm
26	5+780.755	67.77	66.94	23.11	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
27	5+923.210	66.83	66.7	23.01	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
28	6+346.74	65.8	65.54	44.79	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
29	6+618.91	68.7	69.06	24.57	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
30	6+721.96	67.96	67.42	30.07	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
31	7+061.199	70.36	70.31	12.72	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
32	7+193.540	68.24	68.01	22.77	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
33	7+427.125	68.85	68.81	19.38	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
34	7+655.69	68.83	68.82	22.64	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
35	7+789.658	69.89	69.76	22.29	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
36	8+057.856	70.71	70.53	27.26	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
37	8+690.923	72.06	71.8	19.36	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
38	8+857.984	70.51	70.38	24.81	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
39	9+090.694	70.87	70.28	21.31	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
40	9+224.171	70.92	70.79	22.81	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
41	9+699.299	74.02	73.19	16.87	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
42	10+011.205	70.65	70.13	29.36	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
43	10+567.390	70.76	70.54	32.57	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1400 mm
44	10+800.310	74.54	74.38	14.72	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
45	10+961.311	72.39	72.38	19.36	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm

LISTADO DE DRENAJE EXISTENTE

NUMERO	ABSCISA	C-ENTRADA	C-SALIDA	LONGITU D [m]	Cabecal, muros de ala	Dimensiones
46	11+050.875	72.15	71.84	38.93	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
47	11+323.117	71.85	71.83	16.3	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
48	11+393.140	71.92	71.79	21.08	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
49	11+911.457	72.52	72.4	23.29	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
50	12+195.268	71.14	70.99	38.36	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
51	12+490.44	75.22	74.99	19.83	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
52	12+653.935	74.77	74.67	14.73	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
53	12+713.294	74.07	73.99	13.77	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
54	12+917.428	75.04	74.7	16.95	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
55	13+517.269	75.76	75.21	16.12	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
56	14+374.712	84.01	82.54	14.00	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
57	14+535.702	76.27	76.11	25.46	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
58	14+624.231	75.04	74.68	20.19	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
59	14+822.710	74.18	74.11	14.5	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1500 mm
60	15+422.455	76.11	75.61	15.3	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1600 mm
61	15+734.521	74.96	74.37	18.15	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1600 mm
62	15+967.180	79.32	78.78	13.21	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1100 mm
63	16+114.150	77.84	77.71	11.23	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 900 mm
64	16+383.293	76.26	76.57	13.43	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm
65	Carlos J Aros	76.25	76.17	9.41	Sí, y 2 muros de ala	1 Φ 1000 mm



Figura 2: Puente sobre el río Jermud, 1+100 (visto desde aguas arriba)



Figura 3: Estado de la alcantarilla, abscisa 3+945.

3.2 Recopilación de la información básica.

Se obtuvo información topográfica primaria (levantamiento clásico y con dron), así como datos meteorológicos, tipo y usos de suelo, de parte de instituciones encargadas del manejo de dicha información, las cuales son: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), Agencia Espacial Estadounidense (NASA), Agencia Espacial Europea (ESA), Instituto Geográfico Militar (IGM) y el Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica (SIGTierras).

3.3 Estudio Hidrológico

En esta etapa, se determinó los caudales derivados de las hoyas aportantes, tanto para los puentes, como para las alcantarillas existentes y requeridas. Para ello, se siguió los siguientes pasos:

- a) Delimitación de cuenca aportante, mediante el modelo de elevación digital de terreno (DEM) proveniente de SIG-Tierras (3m de resolución espacial).

- b) Para la simulación hidrológicas de los puentes, dado que sus hoyas tienen tamaños que exceden 100 Ha, no es posible la aplicación del método racional. En consecuencia, se siguió la metodología del número de curva (CN) también conocido como SCS.
- c) En tal virtud, se incluyó la contribución del tipo de suelo, en cuyo caso se utilizó el mapa de tipo de suelo de la NASA (2020, 250m de resolución espacial):
https://daac.ornl.gov/SOILS/guides/Global_Hydrologic_Soil_Group.html
- d) Se evaluó también el efecto del uso de suelo, para lo cual se empleó el levantamiento en teledetección de la agencia espacial europea (ESA) del 2019 (100 m de resolución espacial):
<https://land.copernicus.eu/global/products/lc>
- e) Aplicación del hidrograma sintético (SCS), debido a la ausencia de hidrogramas medidos en el sector.
- f) Generación de hietograma de diseño, a partir de curvas IDF del INAMHI (2019).

3.3.1 Delimitación de cuencas aportantes.

Para determinar el área y otros parámetros geométricos de las cuencas para cada puente, y análogamente para cada alcantarilla, se empleó la información proveniente del sistema SIG-Tierras (DEM con tamaño de celda 3m) (SIG_TIERRAS, 2016). Complementariamente, se empleó un modelo de elevación digital, proveniente de la misión ALOS – Palsar como complementaria (tamaño de celda 12.5m). En la Figura 4 se puede notar un detalle del proceso llevado a cabo, el cual incluyó pasos previos como: i) corregido del dem (depresiones o picos ficticios); ii) generación de direcciones de flujo; iii) acumulaciones de flujo; iv) definición de cauces; v) orden de cauces; vi) generación de subcuencas (formato raster y vector); vii) red de flujo (vector); y delimitación de cuenca global. Las áreas resultantes fueron: Puente Jermud: 4412.8 Ha; Puente 2: 1741.3 Ha.

3.3.2 Construcción del modelo hidrológico para puentes.

Se requirió de la selección de varias subcuencas tipo dentro de la cuenca aportante, mediante la interfase HEC-GEOHMS. La cantidad de subcuencas varía según el tamaño de la hoya matriz, así como en función de la cercanía, dimensiones, similitud de información hidrometeorológica, suelos, etc. Posteriormente, se estimó la longitud más larga (L_c), la pendiente promedio, así como los centroides para cada subcuenca. Luego, fue necesario incluir la información de tipo y uso de suelo, útiles para determinar el número de curva. Finalmente, se calculó el tiempo de concentración de subcuenca, de acuerdo con la metodología SCS, o llamada también ecuación de retardo (USDA, 2010):

$$t_{lag} = \frac{2.587 * L^{0.8} * \left[\left(\frac{1000}{CN} - 9 \right) \right]^{0.7}}{1900 * S^{0.5}}$$

(Ecuación 1)

Donde: CN es el número de curva estimado (según el uso, tipo de suelo, y las condiciones antecedentes de lluvia; en el presente caso, tipo II, es decir, ni seco ni húmedo; S es la pendiente promedio de la cuenca (%), y L [m], la longitud del cauce más largo. Y, según esta metodología, se considera que el tiempo de retardo, $t_{lag} = 0.6 * T_c$.

La información proveniente de la NASA (resolución espacial 250m) (Ross et al., 2018), contiene el registro de los horizontes existentes en cada sector de interés: A (codificado como 1), B (codificado como 2), C (3), D (4). En tal contexto, el horizonte A, corresponde a suelos arenosos profundos; el B, a suelos mayormente arenosos; el C, a suelos predominantemente arcillosos; mientras que el D son suelos casi totalmente arcillosos (Hawkins et al., 2009). En tal repositorio espacial, también constan las combinaciones de cada horizonte, cuando se encuentran totalmente saturados, es decir: A/D (11), B/D (12), C/D (13), D/D (14), si aplicaren. La Figura 5 muestra cómo luce el archivo vector polígono resultante, para la cuenca del puente 2.

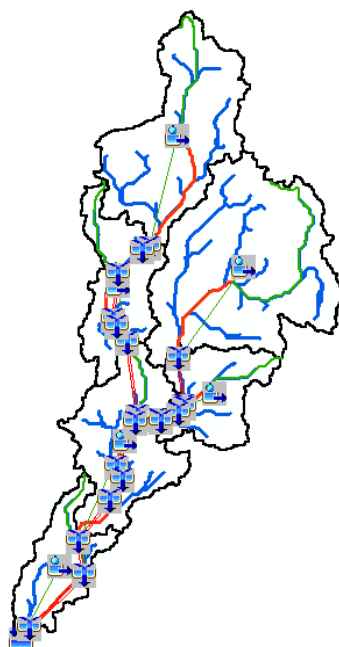


Figura 4: Delimitación de cuencas hidrográficas, para puentes y alcantarillas.

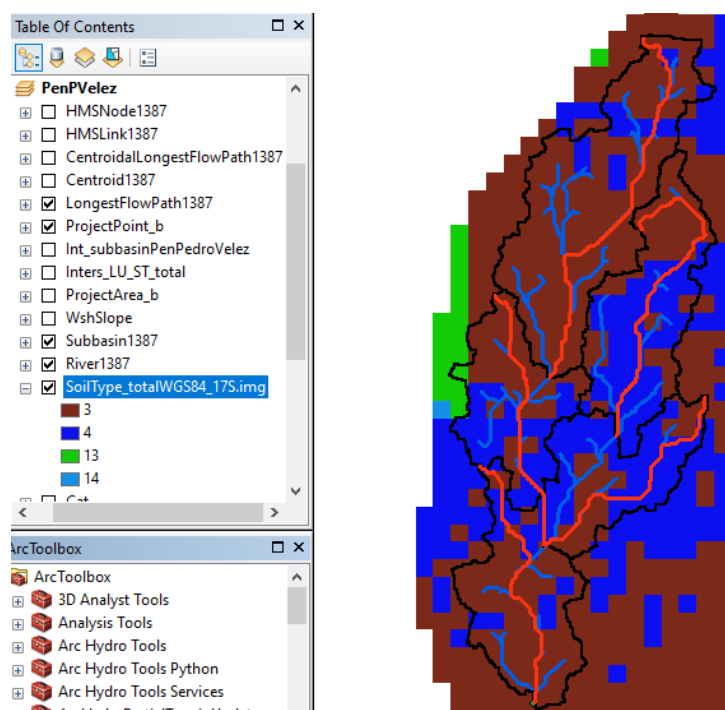


Figura 5: Tipos de suelo en la cuenca aportante al sector del puente 2.

De manera análoga, se obtuvo información del portal de la misión *Copernicus*, de la Agencia Espacial Europea (ESA), referente a uso de suelo. Se tomó en cuenta el mapa más actualizado (2019, con resolución espacial: 100m). Se tradujo la descripción del archivo *raster* hacia los usos de suelo patrones según la ESA (Buchhorn et al., 2020), y luego hacia los existentes en campo para generar el archivo vector correspondiente, e intersecarlo con el de tipo de suelo (Figura 6). Debido a la relativa cercanía de los puentes, y que comparten en muchos casos tipos y usos de suelos similares, se pudo conformar una tabla general que intersecta ambos parámetros, a fin de generar el número de curva necesario (Tabla 2), similar al criterio mostrado en la literatura pertinente, como por ej, el *National Engineering Book* (NEH), capítulo 9 (Chow et al., 2010; USDA, 2004).

A continuación, se generó los archivos *raster*, de database y de vector como insumo para continuar el modelo en HEC-HMS. Para ello, fue necesario generar el hietograma de diseño usando las curvas intensidad – duración – frecuencia del INAMHI (INAMHI, 2019). Se evaluó las ecuaciones pertenecientes a las estaciones más cercanas a la carretera (Pichilingue: M0006; Puerto Ila: M0026, y Chone: M0126) usando el método del bloque alterno, para luego obtener un hietograma general ponderado, según la distancia al

centroide del proyecto, usando el criterio del inverso de la distancia al cuadrado (IDW) (Figura 7). La ecuación, para cada estación, tiene la siguiente expresión:

$$i = \frac{c * T^f}{t_d^e}$$

(Ecuación 2)

donde T es el periodo de retorno, en años; t_d es la duración, en minutos; e, i es la intensidad en mm/h.

El periodo de retorno adoptado fue de 100 años (MTOP, 2013b), para una tormenta cuya duración total fue de 24 horas, con pulso cada 5 min, implicando un evento de baja probabilidad, pero de gran potencia y larga duración (asociado inclusive a eventos que han sucedido durante los fenómenos de El Niño de 1982-1983, y 1997-1998), y que podría poner en peligro a la estructura, vía caudal extremo generado. De acuerdo a lo reportado por la organización meteorológica mundial (WMO), de acuerdo al tamaño de las cuencas y a que la lluvia puntual registrada se atenúa al distribuirla espacialmente, se adoptó el coeficiente correspondiente (*areal reduction factor*, ARF) de 0.95 (WMO, 1973).

Finalmente, cabe mencionar que se validó la intensidad máxima, según el mapa generado por el INAMHI para el efecto; esto es, entre 60 y 70 mm/h, vs 63 mm/h para lo estimado y anteriormente descrito, respectivamente (Figura 8).

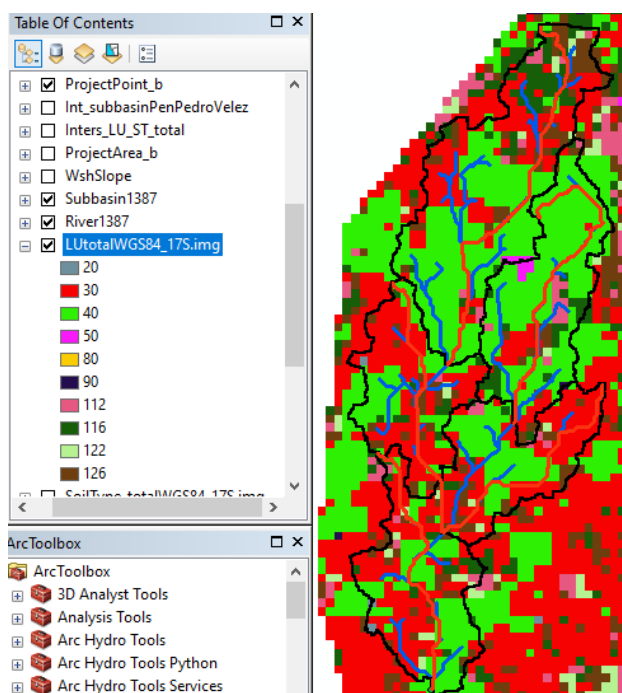


Figura 6: Usos de suelo en la cuenca aportante al sector del puente 2.

Tabla 2: Números de curva resultantes para el proyecto (2 cuencas).

Uso de Suelo		Tipo de Suelo			
Copernicus (ESA)	Equiv (Chow, 1988) o NEH 630 Cap 9	C	D	C/D	D/D
Shrubs	Close-seeded or broadcast legumes or rotation meadow (straight row: good)	81	85	83	85
Herbaceous vegetation	Pastizales: condiciones pobres	86	89	87.5	89
Cultivated managed veget / agriculture (cropland)	Tierra cultivada: con tratamientos de conservación	78	81	79.5	81
Urban / built up	Roads (dirt)	87	89	88	89
Permanent water bodies	Cuerpos de agua	98	98	98	98
Herbaceous wetland	Vegas de ríos: Condiciones óptimas	74	80	77	80
Closed forest, evergreen, broad leaf	Bosques: cobertura buena (Woods: "Good")	70	77	73.5	77
Closed forest, unknown	Bosques (Woods): "Fair"	73	79	76	79
Open forest, evergreen, broad leaf	Woods-grass combination	72	79	75.5	79
Open forest, unknown	Woods-grass combination: "Fair"	76	82	79	82

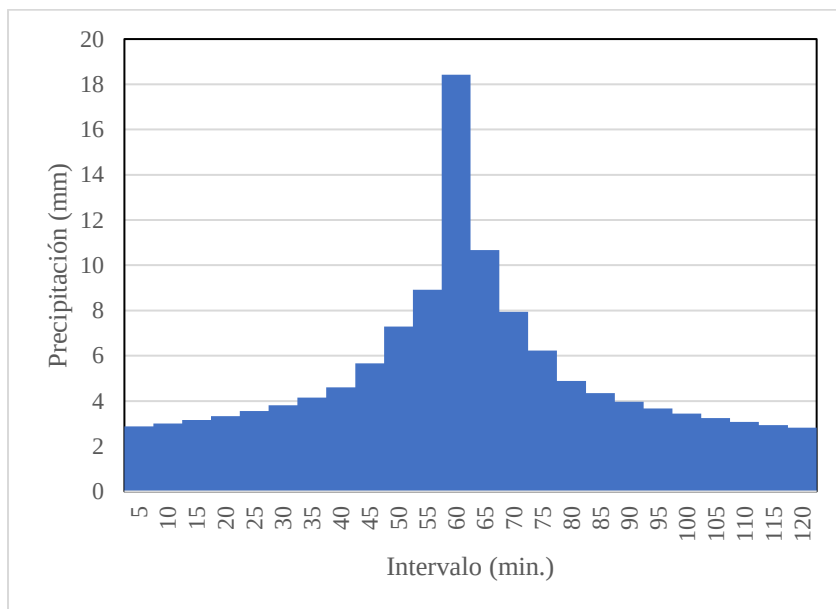


Figura 7: Hietograma de diseño para el proyecto vial.

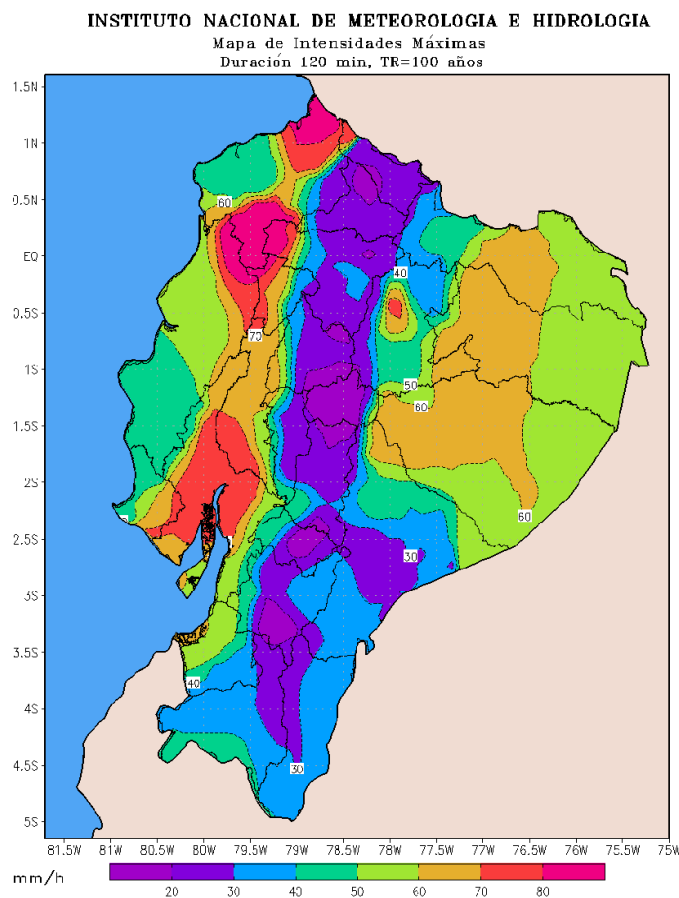


Figura 8: Intensidades máximas (mm/h) en la zona del proyecto (INAMHI, 2019).

Con el fin de convertir la precipitación en exceso a caudal de ingreso, se adoptó el hidrograma unitario del SCS (Chow et al., 2010), válido para cuencas donde no existen hidrogramas unitarios derivados especialmente para el sector. Finalmente, para simular el tránsito hidrológico, se empleó el método de Muskingum (Aparicio Mijares, 2011; Chow et al., 2010), donde K es el tiempo de travesía en horas, y X es un factor matemático de atenuación o amplificación del hidrograma de entrada (I), con respecto al de salida (O), que usualmente oscila entre 0 y 0.5 (calibrable); y, S es el almacenamiento; en cada caso, para distintos instantes en el tiempo (t, t+1,...), como se muestra en el conjunto de (Ecuación 3):

$$S^{t+1} - S^t = \frac{(I^{t+1} + I^t)}{2} * \Delta t - \frac{(O^{t+1} + O^t)}{2} * \Delta t \quad K = \frac{S}{X * I + (1 - X) * O}$$

$$O^{t+1} = C_0 I^{t+1} + C_1 I^t + C_2 O^t \quad C_0 = \frac{\Delta t - 2K * X}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2K * X}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad C_2 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad \sum C_i = 1$$

(Ecuación 3)

Finalmente, los valores máximos de caudal generado, para cada puente fueron como se muestra en la Tabla 3. Como se mencionó anteriormente, y en ausencia de mejor criterio o información, el hidrograma generado (sintético) se elaboró tomando en cuenta el máximo valor de descarga, partiendo de un potencial caudal seco, y con tramos creciente y decreciente graduales (Figura 9) que simulan las descargas asociadas a diferentes T (2, 10, 25, 50, 100 años).

Tabla 3: Caudales máximos, para T = 100 años, para los puentes del proyecto.

Puente	Q máximo [m³/s]
1	24.3
2	21.3

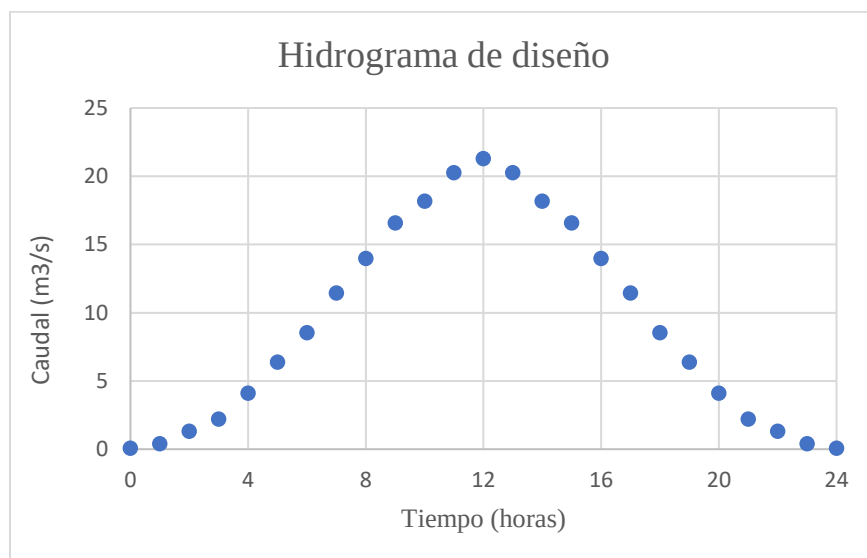


Figura 9: Forma típica para hidrograma generado, en cada puente.

3.3.3 Construcción del modelo hidrológico para alcantarillas.

La delimitación de áreas aportantes, similar a la de los puentes, fue ejecutada también para las alcantarillas existentes. Ninguna de ellas excedió las 100 Ha, validando preliminarmente la aplicación del método racional (Monsalve Sáenz, 1999; ODOT, 2014):

$$Q = C * C_f * i_c * A$$

(Ecuación 4)

Donde:

Q = Caudal máximo esperado, en [m³/s]; C = Coeficiente de escorrentía, el cual es una medida de la permeabilidad de la cuenca, suele oscilar entre 0.05 y 1, implicando 1 una superficie totalmente impermeable. C_f es el coeficiente de ajuste o corrección de la escorrentía, aplicable para $T > 10$ años (porque este método tiende a subestimar sus resultados para periodos de retorno elevados), según el siguiente esquema (ODOT, 2014):

Tabla 4: Coeficiente de ajuste del método racional, para periodos de retorno (ODOT, 2014).

T [años]	C_f
10 o menor	1
25	1.10

50	1.20
100	1.25

ic es la intensidad resultante o corregida = $i * t_c/t_d$, donde t_c es el tiempo de concentración [min]; y, t_d es la duración del evento [min]; que en este caso, se tomó en cuenta 30 minutos, 120 minutos y 180 minutos, para generar 3 caudales: máximo, diseño (120 min), y mínimo. i es la intensidad [mm/h] obtenida del análisis de extremos, explicado anteriormente, pero, con $T = 50$ años, según la normativa local para alcantarillas en carreteras de primer orden (MTOP, 2013b). El MTOP asimismo, recomienda usar la ecuación de Morgali & Linsley (1965) para determinar el tiempo de concentración [min]:

$$t_c = \frac{7 * L^{0.60} * n^{0.6}}{S^{0.3} * i^{0.4}}$$

(Ecuación 5)

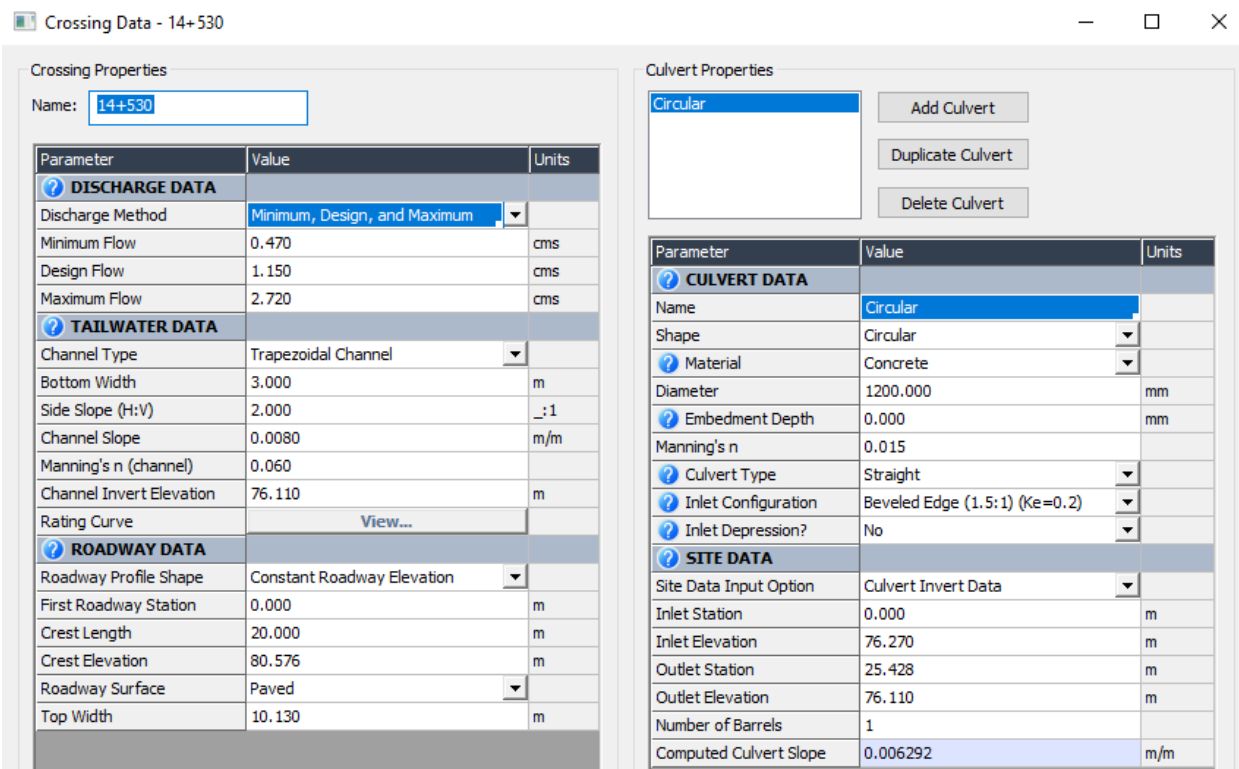
Donde: L = Longitud más larga de la cuenca, [m]; S = pendiente promedio del cauce de la cuenca; i = intensidad de lluvia [mm/h], estimada mediante la siguiente fórmula (Taylor & Schwarz, 1952):

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

(Ecuación 6)

En la cual, l_i son las longitudes de cada subtramo de río, y S_i las pendientes de esos subtramos. Para hallar C , se consideró que hay superficies como por ejemplo como zona semi residencial (en aldeas), sectores semiurbanos, y sectores sin cobertura vegetal, pero con presencia de suelos arcillosos; cada uno con un coeficiente propio, y correspondiente peso (porcentaje de área) (Aparicio Mijares, 2011). De esta manera, se determinó un coeficiente C integral o ponderado. Tal estimación, para cada caso, se logró mediante recorridos en el sector y observación de imágenes satelitales (ej. portal *Google Earth*). En la mayoría de los casos, el valor final de C estuvo entre 0.15 y 0.30, indicando una apreciable capacidad de infiltración (como zona rural que es). Para el caso de n (Manning) se tomó en cuenta que existe vegetación densa en algunos casos, y, obstrucciones para el flujo de todo tipo. En general, se adoptó valores alrededor de 0.12. En consecuencia, para todos los casos, el tiempo de concentración resultante fue notablemente menor que 6 horas, avalando completamente la aplicación del método racional.

Cada alcantarilla existente y propuesta fue evaluada a través del programa computacional HY-8 (FHWA, 2021), donde, a través de las ecuaciones de Bernoulli, de flujo uniforme, gradual y rápidamente variado, se verifican tirantes máximos (evitando alcantarillas sumergidas a la entrada o al término, o sobrevertido encima de la vía), velocidades permisibles (dentro del tubo y luego en el canal de salida) (FHWA, 2012b). Con ese fin, se ingresó información de los caudales generados (mínimo, diseño y máximo), dimensiones del canal de salida (posterior a la obra de paso), datos de la vía (existente, y, en caso de interconsulta con el especialista vial, del diseño final; por ej, ancho de la carretera y cota de rasante), tipo de alcantarilla, material, coeficiente de rugosidad, tipo de entrada. Finalmente, se incorporó cotas de ingreso, salida del tubo o ducto, longitud y número de elementos (Figura 10), cumpliendo con las velocidades máximas para el hormigón de la tubería o ducto (para el caudal de diseño, *outlet velocity*), y asimismo las velocidades en el canal de salida (*Tailwater*) (MTOP, 2013b) (Figura 11, en color rojo). En la mayoría de los casos, los diámetros fueron ampliados de diversas medidas (900 mm, 1000 mm) a lo que establece el MTOP como mínimo para este tipo de vías, es decir, 1200 mm.



Crossing Data - 14+530

Name:

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.470	cms
Design Flow	1.150	cms
Maximum Flow	2.720	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Trapezoidal Channel	
Bottom Width	3.000	m
Side Slope (H:V)	2.000	:1
Channel Slope	0.0080	m/m
Manning's n (channel)	0.060	
Channel Invert Elevation	76.110	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.000	m
Crest Length	20.000	m
Crest Elevation	80.576	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	10.130	m

Culvert Properties

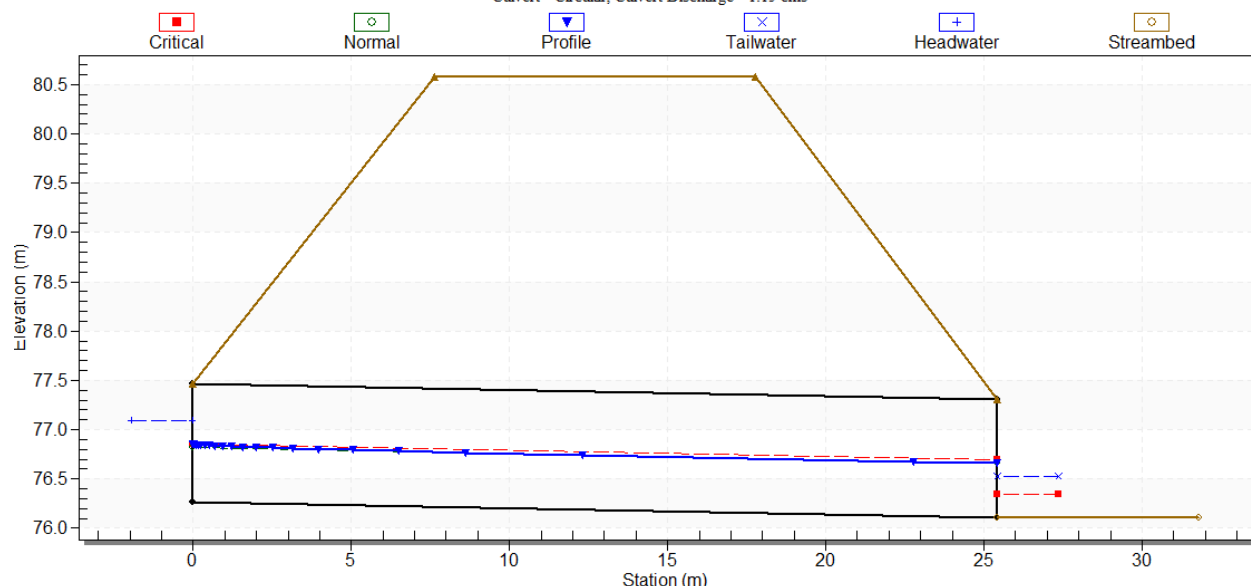
Circular

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Circular	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	1200.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n	0.015	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Beveled Edge (1.5:1) (Ke=0.2)	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	76.270	m
Outlet Station	25.428	m
Outlet Elevation	76.110	m
Number of Barrels	1	
Computed Culvert Slope	0.006292	m/m

Figura 10: Programa HY-8, ingreso de información para evaluación de alcantarillas.

Crossing - 14+530, Design Discharge - 1.15 cms

Culvert - Circular, Culvert Discharge - 1.15 cms



Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.47	0.47	76.76	0.49	0.22	1-S2n	0.34	0.37	0.34	0.25	1.79	0.53
0.69	0.69	76.88	0.61	0.32	1-S2n	0.42	0.45	0.42	0.32	1.99	0.61
0.92	0.92	76.99	0.72	0.42	1-S2n	0.48	0.52	0.48	0.37	2.15	0.66
1.15	1.15	77.10	0.83	0.52	1-S2n	0.55	0.58	0.55	0.42	2.28	0.71
1.37	1.37	77.18	0.91	0.61	1-S2n	0.61	0.64	0.61	0.46	2.39	0.75
1.59	1.59	77.27	1.00	0.71	1-S2n	0.67	0.69	0.67	0.50	2.48	0.79
1.82	1.82	77.35	1.08	0.81	1-S2n	0.72	0.74	0.72	0.54	2.55	0.82
2.04	2.04	77.43	1.16	0.92	1-S2n	0.78	0.79	0.78	0.58	2.61	0.85
2.27	2.27	77.55	1.24	1.28	7-M2c	0.85	0.83	0.83	0.61	2.72	0.88
2.49	2.49	77.63	1.32	1.36	7-M2c	0.91	0.87	0.87	0.65	2.84	0.90
2.72	2.72	77.71	1.41	1.44	7-M2c	1.00	0.91	0.91	0.68	2.96	0.92

Figura 11: Ejemplo de superficie de flujo resultante en alcantarillas.

Aparte de ello, se decidió proponer la inclusión de 1 alcantarilla nueva, en la abscisa 4+547. Esto a fin de drenar las posibles zonas de empozamiento que se generaren por el futuro trazado vial (curva vertical cóncava) (Figura 12). Adicionalmente, en interconsulta con el especialista vial, se hizo coincidir el resto de las curvas verticales cóncavas con alcantarillas existentes, para reducir costos.

Otra consideración es el tipo de elemento a reemplazar o proponer. Se ha preferido la tubería circular de hormigón por su facilidad de instalación in situ. No obstante, según la normativa pertinente (Interagua, 2015, 2016; MTOP, 2013a), el tubo necesita de al menos 0.80 m (idealmente 1m) de relleno por encima de él, para evitar su colapso debido

a las cargas vehiculares. En tal carácter, se lo ha recomendado cuando la propuesta vial vertical así lo permite. Cuando, sea por estar ubicadas en aldeas o centros poblados, o cuando no haya oportunidad de elevar la vía, se escogió al ducto cajón (por ser armado especialmente para ello). La Tabla 5 muestra los resultados de los cálculos en el programa HY-8 así como las dimensiones propuestas para las alcantarillas existentes y nuevas. Las longitudes incluyen que, según el diseño vial propuesto: (i) la sección de carretera tiene un ancho de corona estándar de 10 m; ii) la inclinación de talud para el terraplén, por recomendación del especialista geotécnico del proyecto, debía ser de 1.5H:1V; y, iii) si la obra de paso está esviada con respecto al eje del diseño vial.

Se hace notar también el estado crítico de casi todas las alcantarillas, ductos de hormigón, muros de ala y cabezales (Figura 13), probablemente arribando ya al final de su vida de servicio, o con dimensiones insuficientes, o con altura de rellenos no apropiados (en el caso de tuberías). Por lo que se hace necesario reemplazarlas, previo a la colocación del pavimento. En corolario, fueron 4 tipos de alcantarillas las propuestas, a fin de que la ingeniería estructural proceda al cálculo correspondiente de entradas y salidas: (i) 1 tubo de 1200 mm de diámetro; (ii) 2 tubos de 1500 mm de diámetro; (iii) ducto cajón de 1100 mm x 1100 mm; (iv) 1 tubo de 1500 mm de diámetro (ver el plano correspondiente). Se recomienda incorporar enrocado de protección 2 metros adicional, luego del delantal a la entrada y salida de cada alcantarilla.

Tabla 5: Alcantarillas existentes con medidas finales, y obras de paso propuestas.

Alcantarillas existentes con medidas finales, y propuestas											
ABSCISA	Cota rasante proyecto: ingreso alc	Cota de entrada	Cota salida	Longitud propuesta [m]	Q máx [m³/s]	Q dis [m³/s]	Q mín [m³/s]	t _c diseño [h]	Tipo Alcant.	Dimens.[m] ancho x alto; diám	Medidas propuestas
0+126.09	64.681	59.89	59.6	27.2	1.09	0.46	0.19	1.0	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
0+289.14	66.218	62.47	62.17	22.6	0.59	0.25	0.10	1.7	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
0+520.62	65.590	60.67	60.29	29.3	0.46	0.19	0.08	0.7	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
0+749.62	67.636	64.71	64.54	17.3	1.99	0.84	0.34	2.0	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
1+780.70	67.859	64.17	63.97	20.7	1.09	0.46	0.19	0.8	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
1+875.68	67.906	64.44	64.05	23.4	0.28	0.12	0.05	0.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
2+270.65	67.792	63.90	63.71	20.3	0.01	0.00	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
2+447.68	67.117	64.04	63.64	19.4	0.04	0.02	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
2+710.45	67.168	61.21	61.06	26.1	0.21	0.09	0.04	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+118.26	66.807	62.93	62.3	24.1	0.05	0.02	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+288.34	66.250	61.52	61.04	24.7	0.43	0.18	0.07	0.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+431.77	66.380	62.22	61.25	26.1	0.39	0.17	0.07	0.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+548.15	66.316	63.72	63.08	17.9	0.06	0.03	0.01	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+805.26	63.874	60.42	60.34	23.1	6.76	2.85	1.16	1.2	Doble circular	1.50	Tipo 2: 2 Φ 1500 mm
3+945.25	64.083	61.90	61.82	24.5	1.22	0.51	0.21	0.9	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
3+992.48	64.068	62.00	61.91	18.1	0.95	0.40	0.16	0.4	Ducto	1.10 x 1.10	Tipo 3: Ducto cajón de 1.1m
4+345.65	63.737	61.15	60.88	24.1	2.45	1.03	0.42	1.1	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
4+547	64.065	61.75	61.6	22.7	0.75	0.32	0.13	0.5	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
4+634.57	64.364	61.09	60.93	19.4	0.20	0.09	0.04	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
4+804.02	66.114	62.76	62.54	18.7	0.23	0.10	0.04	1.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
4+927.62	66.508	62.97	62.64	20.3	0.46	0.20	0.08	0.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
5+085.76	67.397	63.62	63.37	21.3	0.04	0.02	0.01	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
5+781.49	71.923	67.77	67.11	23.5	0.08	0.03	0.01	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
5+920.79	72.112	66.83	66.7	23.2	0.02	0.01	0.00	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
6+382.76	73.541	65.8	65.54	46.4	0.08	0.03	0.01	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
6+620.82	73.905	69.06	68.7	25.2	0.28	0.12	0.05	0.5	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
6+731.15	73.313	67.96	67.42	31.4	0.52	0.22	0.09	0.7	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
7+060.73	72.227	70.36	70.31	13.7	0.15	0.06	0.03	0.6	Ducto	1.10 x 1.10	Ducto cajón de 1.1m x 1.1m
7+189.79	72.484	68.24	68.01	23.5	0.23	0.10	0.04	0.5	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
7+425.5	72.942	68.85	68.81	21.3	2.35	0.99	0.40	1.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
7+655.01	73.393	68.83	68.8	22.6	0.05	0.02	0.01	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
7+790.61	73.707	69.89	69.76	22.4	0.72	0.30	0.12	0.6	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
8+060.12	75.854	70.71	70.53	28.2	0.27	0.11	0.05	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
8+689.55	75.931	72.06	71.8	19.6	0.02	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
8+852.46	75.057	70.51	70.38	25.2	0.02	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
9+089.25	74.626	70.87	70.28	24.0	0.02	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
9+229.59	74.997	70.92	70.79	23.9	0.04	0.02	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm

Alcantarillas existentes con medidas finales, y propuestas											
ABSCISA	Cota rasante proyecto: ingreso alc	Cota de entrada	Cota salida	Longitud propuesta [m]	Q máx [m ³ /s]	Q dis [m ³ /s]	Q mín [m ³ /s]	t _c diseño [h]	Tipo Alcant.	Dimens.[m] ancho x alto; diám	Medidas propuestas
9+703.4	76.222	74.02	73.19	20.4	0.05	0.02	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
10+014.1	77.055	70.65	70.13	29.2	0.02	0.01	0.00	0.1	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
10+566.92	78.299	70.76	70.54	32.8	0.71	0.30	0.12	0.7	Circular	1.50	Tipo 4: 1 Φ 1500 mm
10+799.95	77.067	74.54	74.38	16.2	0.12	0.05	0.02	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
10+959.01	76.233	72.39	72.38	20.5	0.05	0.02	0.01	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
11+067.41	75.645	72.15	71.84	41.0	0.08	0.03	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
11+320.07	74.487	71.85	71.83	17.4	0.00	0.00	0.00	0.1	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
11+401.10	74.892	71.92	71.88	24.3	0.01	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
11+910.98	77.518	72.52	72.4	25.3	0.00	0.00	0.00	0.1	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
12+204.28	78.566	71.14	70.99	40.2	0.24	0.10	0.04	0.4	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
12+495.85	77.673	75.22	74.99	21.7	0.05	0.02	0.01	0.3	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
12+653.935	77.071	74.77	74.67	15.0	0.07	0.03	0.01	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
12+712.41	77.380	74.07	73.99	17.3	0.02	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
12+911.47	77.666	75.04	74.7	17.7	0.02	0.01	0.00	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
13+512.21	78.456	75.76	75.21	18.0	0.06	0.02	0.01	0.2	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
14+370.71	84.231	82.60	82.54	12.6	2.77	1.17	0.48	1.1	Ducto	1.10 x 1.10	Ducto cajón de 1.1m x 1.1m
14+529.99	80.576	76.27	76.11	25.5	2.72	1.15	0.47	1.0	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
14+618.20	78.556	75.04	74.68	22.2	1.04	0.44	0.18	1.1	Circular	1.20	1 Φ 1200 mm
14+821.01	76.609	74.18	74.11	15.7	0.34	0.14	0.06	0.4	Circular	1.50	1 Φ 1500 mm
15+422.98	79.627	76.11	75.61	21.3	0.12	0.05	0.02	0.3	Circular	1.50	1 Φ 1500 mm
15+735.18	79.425	74.96	74.37	20.0	0.94	0.40	0.16	0.6	Circular	1.50	1 Φ 1500 mm
15+969.99	81.875	79.32	78.78	14.8	0.21	0.09	0.04	0.5	Circular	1.50	1 Φ 1500 mm



Figura 12: Zonas con empozamiento, sin drenaje alguno.



Figura 13: Estado de ductos existentes.

3.4 Estudio Hidráulico

3.4.1 Construcción de modelo hidráulico para puentes.

A través del levantamiento de los cauces y orillas de cada de los 2 puentes involucrados en el estudio (400 m aguas arriba y abajo), fue posible construir un modelo preliminar geométrico. Este incluyó puntos sobre la vía actual, y completados con el DEM anteriormente descrito en el estudio hidrológico. Tal mosaico fue generado con el fin de contar con información topográfica completa para el escenario de diseño ($T = 100$ años) en caso de inundación. A través del programa HEC-RAS (y su módulo *rasmapper*) se determinó el eje del río (*river axe* – en azul en la Figura 14), líneas de planicies (*banklines* – en rojo), y líneas de flujo externo o último (*flowpaths* – en cyan), así como las secciones transversales (XS – en verde), aproximadamente cada 10 m (Figura 14).

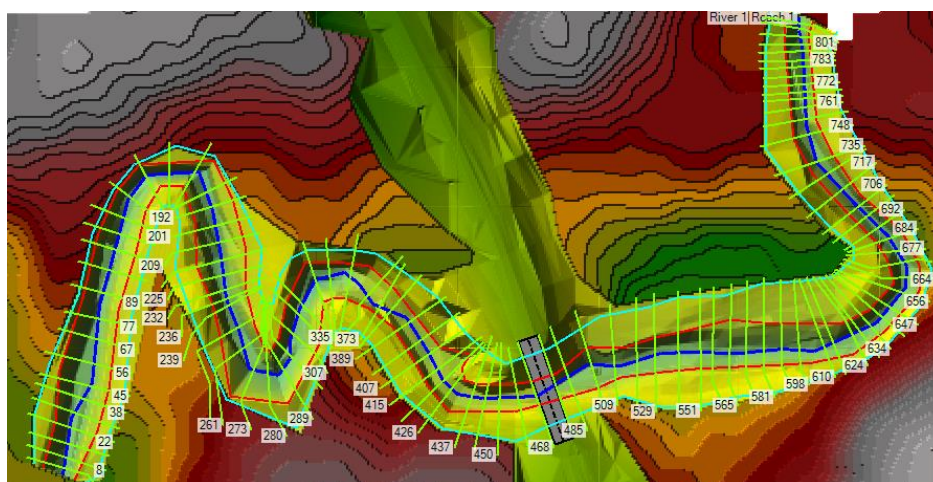


Figura 14: Esquema geométrico del modelo hidrodinámico, puente 1 (en HECRAS).

Las secciones transversales generadas lucen como aquella de la Figura 15. Con el fin de estimar la rugosidad a lo largo de los canales, y por tanto, en las llanuras de inundación adyacentes, se consideró varios criterios mostrados en la literatura pertinente (Chow, 2009; Cowan, 1956; Schwab et al., 1993) mediante la siguiente fórmula, en aras de aplicarlo al área de estudio (USGS, 1989):

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

(Ecuación 7)

En donde:

- n: Coeficiente corregido de rugosidad de Manning para la sección transversal de canal abierto o planicie.
- n_b : Coeficiente base de un canal natural recto, uniforme y sin irregularidades.
- n_1 : valor añadido para corregir las irregularidades superficiales en función de la relación ancho / profundidad. Así como la condición en la que se encuentran (socavación).
- n_2 : valor añadido que considera las variaciones en tamaño y forma de la sección transversal. No aplica para planicies.
- n_3 : valor añadido para corregir por las obstrucciones que puedan existir a lo largo del canal.
- n_4 : valor añadido para corregir por el tipo de vegetación encontrada en el canal y las condiciones de flujo.
- m: factor de corrección debido a la presencia de meandros en la longitud de canal analizada. No aplica para planicies.

Dependiendo de la topografía (presencia de meandros, diferentes anchos, y posibilidad de obstrucciones), tipo de suelo observado, grado de vegetación, se propuso varios

tramos con cualidades similares, a efecto de calificar cada parámetro y su valor correspondiente según la literatura. La Tabla 6 muestra el detalle para los 2 puentes con sus valores finales de rugosidad. En el caso del futuro puente en Pedro Vélez, se consideró 2 ramales: 1 como principal, y el 2 que actualmente se bifurca aguas abajo de las alcantarillas actuales.

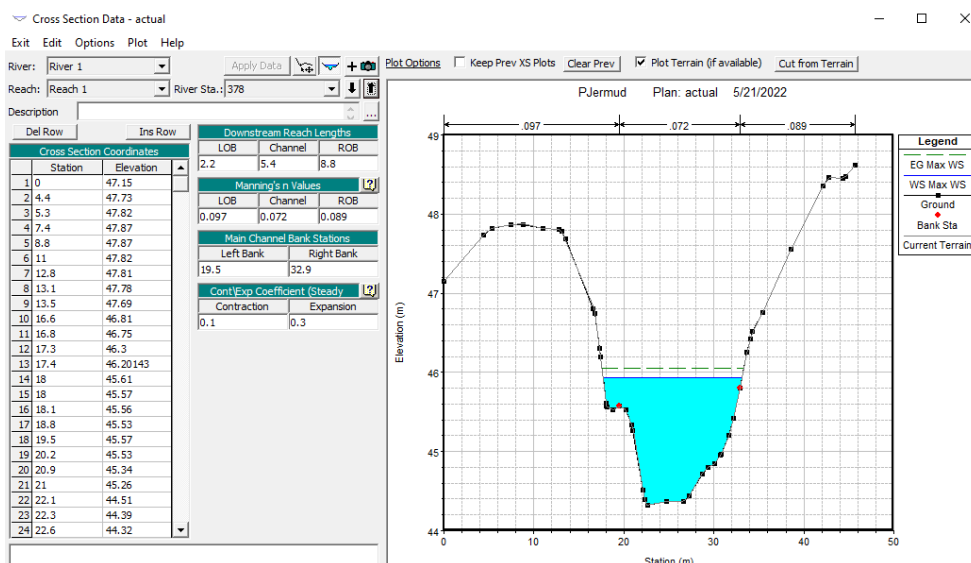


Figura 15: Sección transversal típica, e información ingresada relacionada.

Tabla 6: Coeficientes de rugosidad corregidos para cada puente.

Puente Jermud								
Tramo	Elemento	Base	irregularid supr	cambios sección	obstrucc	vegetación	meandros	n corr
		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Minor / Minor	Alternating ocaasionally	Minor / Minor / Minor	Very large / Medium / Large	Severe	[s/m ^{1/3}]
0+801-0+509	Llanura izq	0.027	0.005	0.000	0.010	0.060	1.00	0.102
	Canal	0.03	0.001	0.003	0.005	0.010	1.30	0.064
	Llanura der	0.032	0.005	0.000	0.010	0.037	1.00	0.084
0+509-0+316		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Moderate / Minor	Alternating frequently	Minor / Minor / Minor	Large / Medium / Large	Appreciable	[s/m ^{1/3}]
	Llanura izq	0.027	0.010	0.000	0.010	0.050	1.00	0.097
	Canal	0.03	0.008	0.010	0.005	0.010	1.15	0.072
	Llanura der	0.032	0.010	0.000	0.010	0.037	1.00	0.089
0+316-0+000		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Minor / Minor	Alternating ocaasionally	Minor / Minor / Minor	Large / Medium / Large	Severe	[s/m ^{1/3}]
	Llanura izq	0.027	0.005	0.000	0.010	0.050	1.00	0.092
	Canal	0.03	0.001	0.003	0.005	0.010	1.30	0.064
	Llanura der	0.032	0.005	0.000	0.010	0.037	1.00	0.084

Puente en Pedro Vélez									
Río	Tramo	Elemento	Base	irregularid supr	cambios sección	obstrucc	vegetació n	meandros	n corr
			Arcilla / Arena / Arcilla	Minor	Gradual	Minor / Minor / Minor	Large / Medium /	Severe	[s/m ^{1/3}]
1	0+734 - 0+362	Llanura izq	0.027	0.002	0.000	0.010	0.035	1.00	0.074
		Canal	0.03	0.001	0.000	0.005	0.015	1.30	0.066
		Llanura der	0.032	0.002	0.000	0.010	0.035	1.00	0.079
			Arcilla / Arena / Arcilla	Moderate / Moderate /	Alternating ocasionally	Minor / Minor / Minor	Small / Small /	Minor	[s/m ^{1/3}]
1	0+362 - 295	Llanura izq	0.027	0.010	0.000	0.010	0.010	1.00	0.057
		Canal	0.03	0.008	0.003	0.005	0.003	1.00	0.049
		Llanura der	0.032	0.010	0.000	0.010	0.005	1.00	0.057
			Arcilla / Arena / Arcilla	Minor	Gradual	Minor / Minor / Minor	Medium / Medium /	Minor	[s/m ^{1/3}]
1	0+295 - 0+000	Llanura izq	0.027	0.002	0.000	0.010	0.020	1.00	0.059
		Canal	0.03	0.001	0.000	0.005	0.011	1.00	0.047
		Llanura der	0.032	0.002	0.000	0.010	0.020	1.00	0.064
			Arcilla / Arena / Arcilla	Minor	Gradual	Minor / Minor / Minor	Large / Medium /	Minor	[s/m ^{1/3}]
2	0+058 - 0+000	Llanura izq	0.027	0.005	0.000	0.012	0.030	1.00	0.074
		Canal	0.03	0.003	0.000	0.004	0.020	1.00	0.057
		Llanura der	0.032	0.005	0.000	0.012	0.030	1.00	0.079

Posteriormente, se asignó el hidrograma generado por el modelo lluvia-escorrentía correspondiente (Figura 9) el cual, como ya se indicó anteriormente, implícitamente incluye varios periodos de retorno, para una duración de 24 horas, y con un tiempo de cálculo de 10 segundos. Previamente se mencionó que el intervalo x (entre secciones transversales) escogido fue, en promedio, 10 m. En consecuencia, de acuerdo con el criterio del número de *Courant* ($C = c \cdot \Delta t / \Delta x$), donde c = celeridad de la onda (en promedio 1m/s), se asegura que dicho valor no exceda la unidad. Esto para garantizar estabilidad matemática del esquema numérico de la simulación al momento de aproximar las ecuaciones de Saint-Venant, tanto de conservación de la masa como de cantidad de movimiento (Szymkiewicz, 2010).

Con el fin de correr el programa bajo las condiciones actuales (puentes y batería doble), se tuvo que previamente incorporar la información topográfica y estructural de los mismos en el archivo geométrico. La Figura 16 ilustra el ejemplo de uno de los puentes (Jermud o #1), con los parámetros de cómputo principales, entre ellos, la máxima cota de agua esperada -*headwater maximum elevation* (para iniciar las iteraciones) y el caudal esperado (*maximum flow*).

Al ejecutar el programa, se pudo verificar la situación en caso de que se ocurriera el evento de $T = 100$ años. El nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) para el puente 1 actual, por ejemplo, es 46.46 msnm (Figura 17). El nivel inferior de viga proyectada (según el análisis estructural) es 52.1 msnm, existiendo un gálibo suficiente para alojar palizadas durante un nivel extremo. En el caso del paso 2 (en Pedro Vélez,

abscisa 4+400), actualmente consta de 2 alcantarillas de 2 m de diámetro c/u, casi trabajando a flujo lleno en caso de crecida y generando remanso por insuficiencia en cuanto a capacidad de carga (Figura 18). Los resultados hidrodinámicos referentes a NAME y cotas de superestructura están expresados en la Tabla 7.

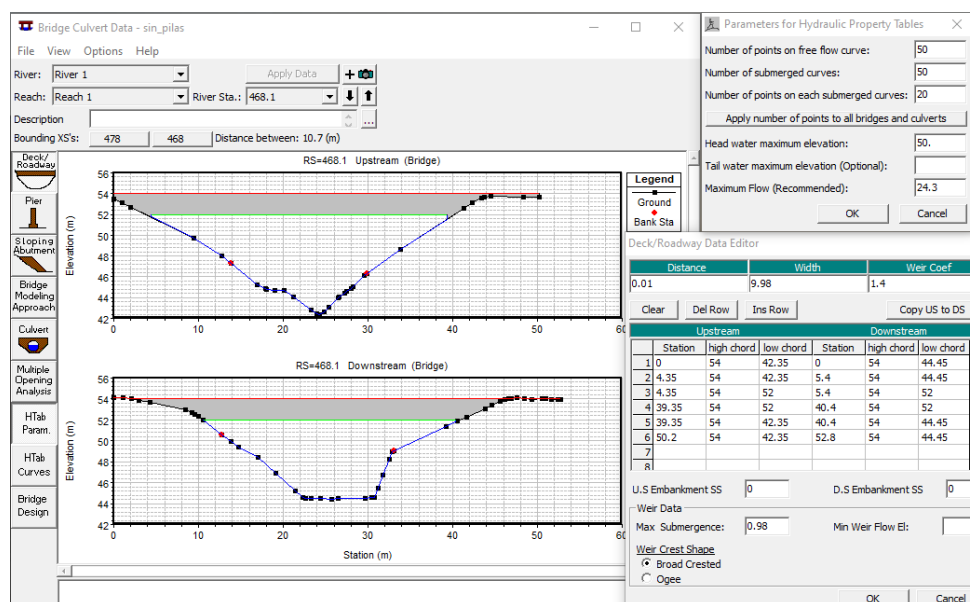


Figura 16: Ingreso de información de puente #1.

En vista de tal situación, se propone reemplazar la batería doble actual por un puente de longitud 20 m, y cuya rasante sea la misma que la de la vía actual por dos razones: 1) para darle mayor capacidad de transporte al cauce en caso de avenida; y, 2) sin causar una elevación notable en la vía y problemas a las viviendas aledañas, por causa de terraplenes considerables para los estribos (aprosches). Y, con el fin de evitar que el ramal actual en la margen izquierda (luego del puente) inunde varias casas en el poblado, se propone incluir un muro longitudinal aguas abajo (con cota 63.7 msnm, de longitud 40m), en la margen izquierda del cauce principal actual, y además debe eliminarse la alcantarilla esviada que transcurre por la abscisa 4+403.13. De esta manera se reencauzará al flujo por su cauce natural (Figura 19, en rojo: arriba; en magenta: en medio; y verde: abajo). Asimismo, se cumplirá con un gálibo apropiado para el puente (al menos 1 m), a fin de dar paso a posible palizada en caso de avenidas.

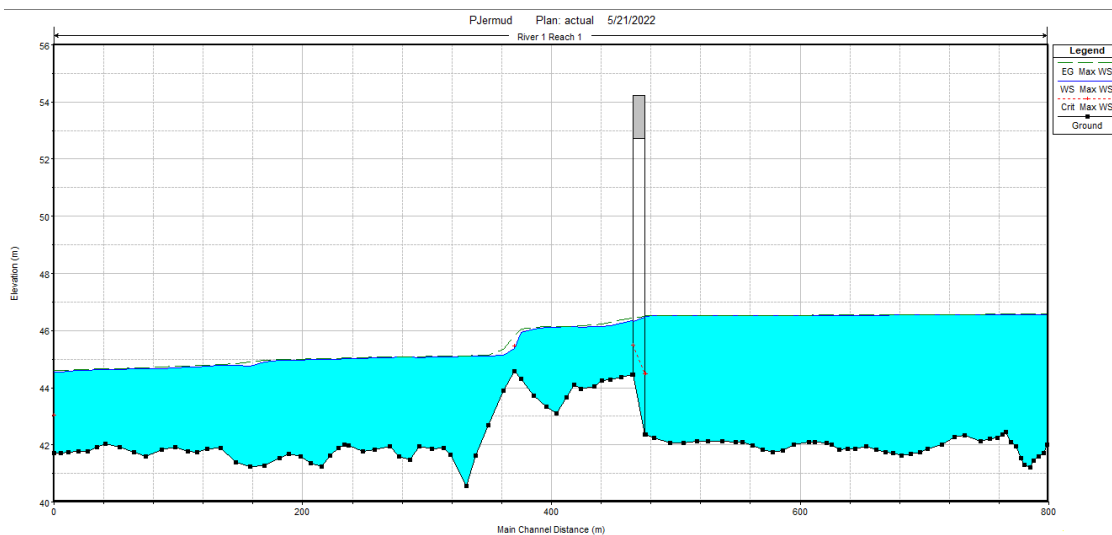


Figura 17: NAME en condiciones actuales, puente sobre río Jermud.

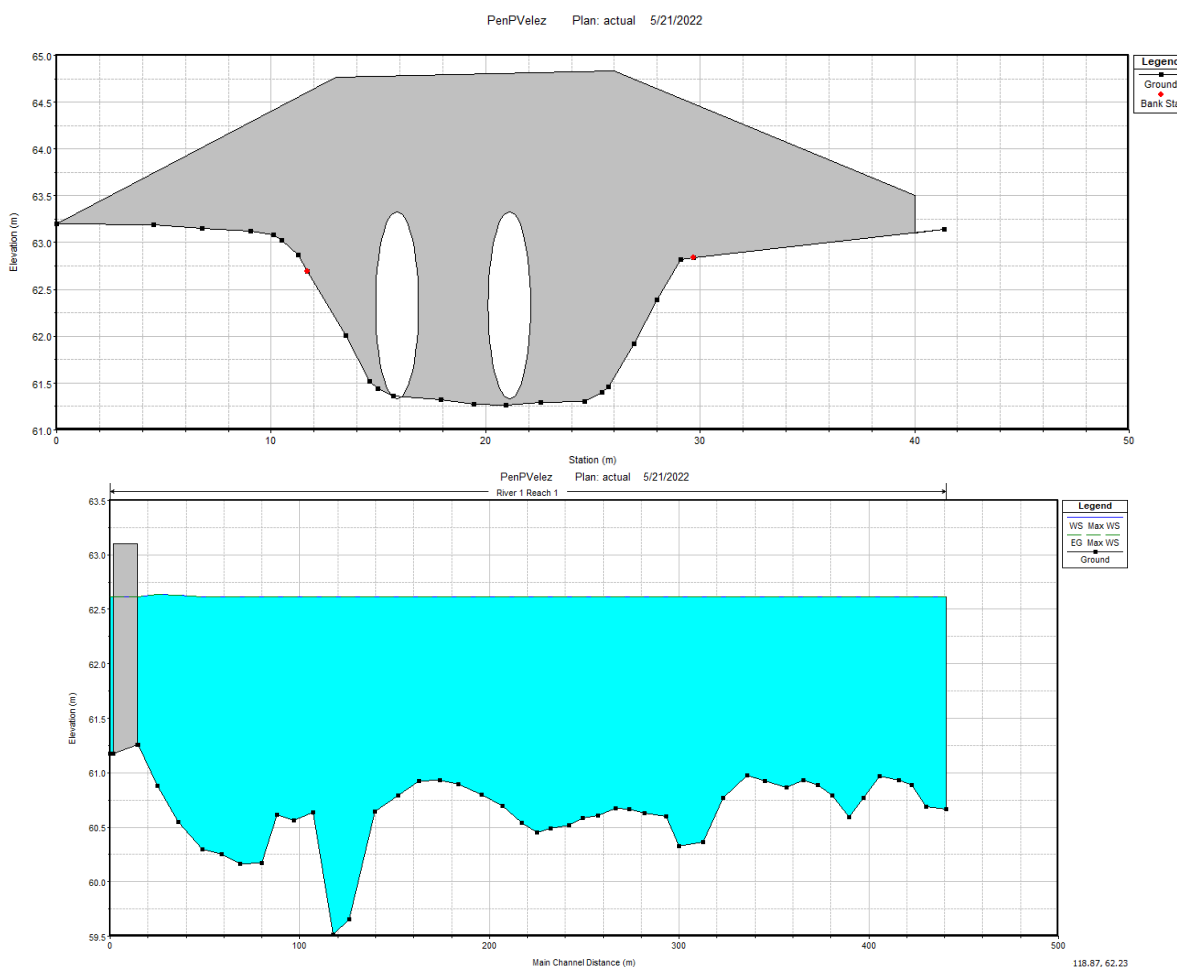
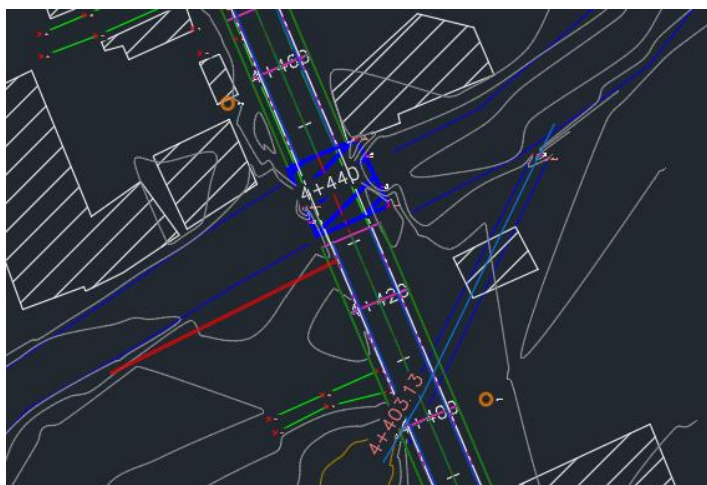


Figura 18: Alcantarillas dobles actuales en Pedro Vélez y remanso aguas arriba.

Tabla 7: Resultados corridas con puentes actuales y propuestos.

Datos del puente:	Puente Jermud	Puente en P. Velez
	Actual	Proyectado
Luz [m] :	45.14	20
Ancho [m] :	9.14	12
Cota rasante de superestructura [msnm]:	54.23	64.70
Cota mínima de superestructura [msnm] :	51.73	63.70
max WS	46.47	62.68
Htab max welev	50	62.9
Max flow	24.3	22.00



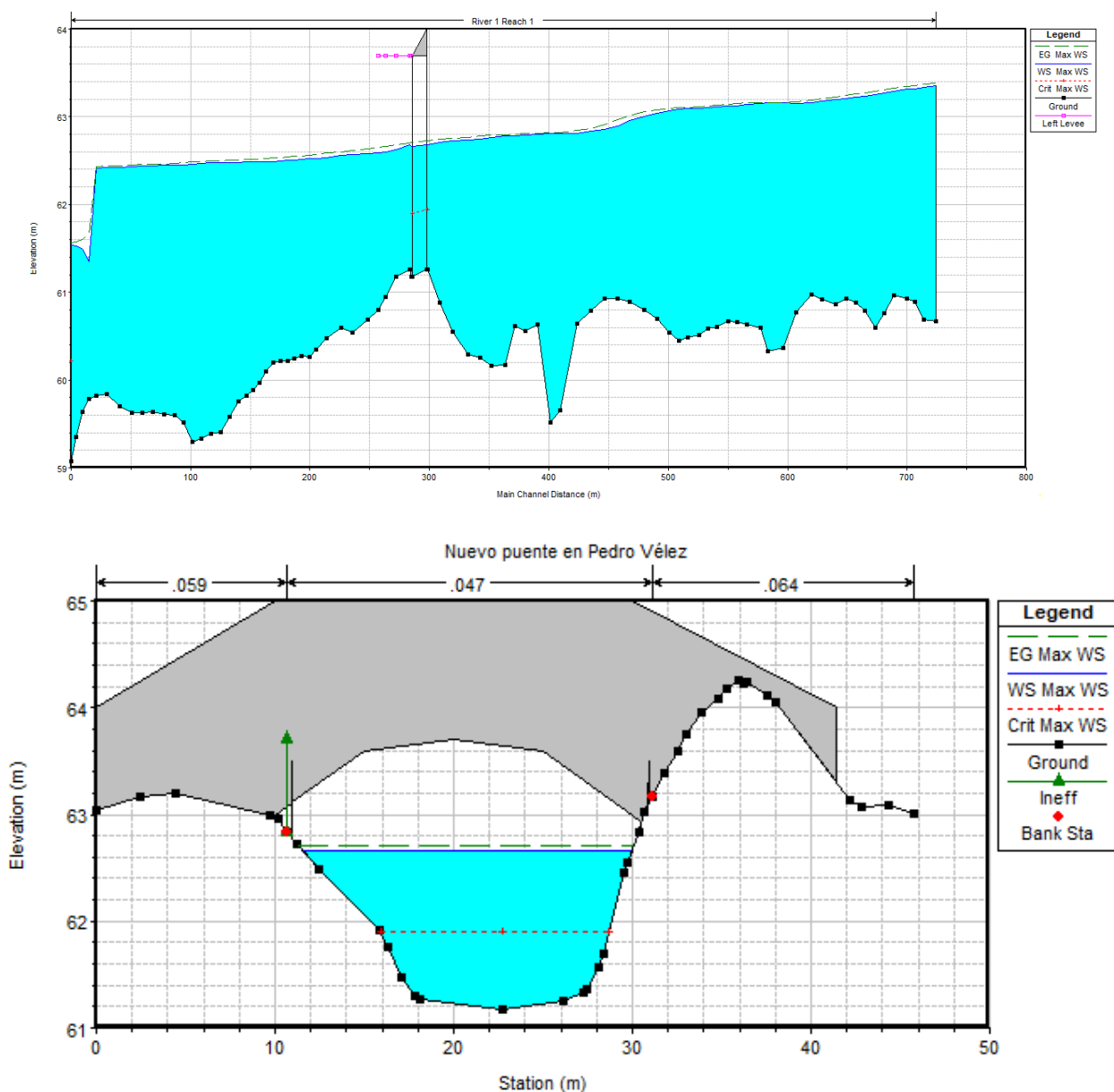


Figura 19: Puente propuesto, muro aguas abajo (margen izquierda, en verde), alcantarilla a sellarse (4+403), y perfil longitudinal resultante, en Pedro Vélez.

3.4.2 Evaluación de perfiles de socavación.

a) Socavación general

Para estimar la profundidad de socavación por contracción, se empleó la metodología de Laursen (Akan, 2006; USDA, 2007), bajo la siguiente ecuación:

$$V_{ss} = K_u * y^{1/6} * d_{50}^{1/3}$$

(Ecuación 8)

Donde:

V_{ss} = Velocidad crítica para ocurrencia de sedimentos en suspensión, [m/s].

$K_u = 6.19 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$; d_{50} = Tamaño de partícula para el cual el 50% de su peso es más fino (pasante 50), [m]; y = tirante o calado en la sección de interés, [m].

El criterio de Breusers (Breusers & Raudkivi, 2006) establece que, en caso de que la velocidad en la sección a evaluar sea menor que el 50% de V_{ss} , no existirá socavación general. Si se encontrase entre el 50% y el 100% de V_{ss} , habría socavación de agua limpia (*clear-water scour*). Finalmente, si $V > V_{ss}$, existiría socavación de lecho móvil (*live-bed scour*). De tratarse de socavación de lecho móvil, la profundidad de socavación, y_s [m], viene dada de la siguiente manera (FHWA, 2012a):

$$y_s = y_i \left(\frac{Q_{BU}}{Q_i} \right)^{6/7} \left(\frac{b_i}{b_{BU}} \right)^{k_1} \left(\frac{n_{BU}}{n_i} \right)^{k_2} - y_{BU}$$

(Ecuación 9)

Donde y_i , Q_i , b_i , n_i , corresponden al tirante, caudal, ancho libre, y rugosidad en las inmediaciones de la sección de interés (a pocos metros); o, de disponerlo, en una sección retirada aguas arriba de aquella de interés (entre las dos opciones, se escoge la más desfavorable). Análogamente, y_{BU} , Q_{BU} , b_{BU} , n_{BU} , son las mismas variables, pero para la sección de interés (si es el puente, sería BU: *bridge upstream*). k_1 y k_2 son exponentes que dependen de la relación entre la velocidad de corte ($V^* = u^*$) y la velocidad de caída de los sedimentos (ω , que depende de la temperatura del agua que para el caso presente, se asumió en 20 °C), según la Tabla 8 y la Figura 20 (E. V. Richardson & Davis, 2001):

Tabla 8: Exponentes k_1 y k_2 (E. V Richardson & Davis, 2001).

V^*/ω	k_1	k_2
<0.5	0.59	0.066
0.5-2.0	0.64	0.21
>2.0	0.69	0.37

$V_* = u_* = \sqrt{g^* y_i S_{fi}}$, donde S_{fi} es la pendiente de fricción en la sección dato aguas arriba.

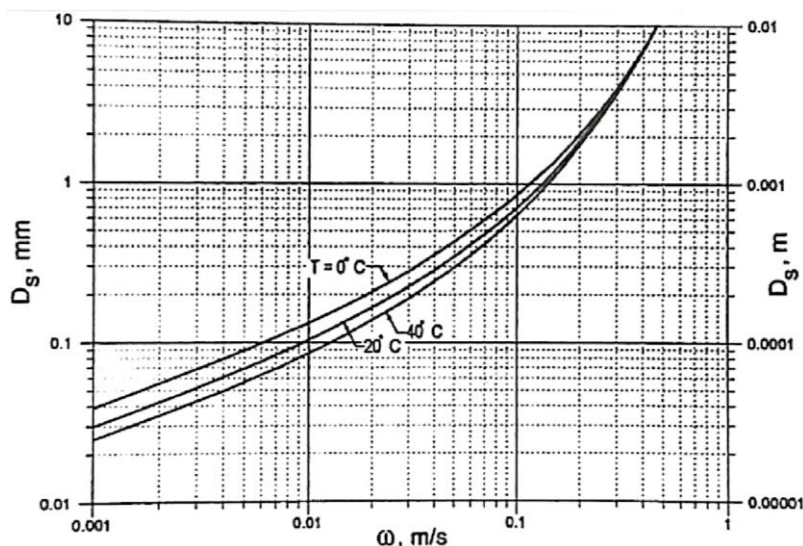


Figura 20: Velocidad de caída de sedimentos (García, 2008; E. V. Richardson & Davis, 2001).

Por el contrario, para el caso de socavación de agua limpia, la profundidad de socavación, y_s [m], se expresa así (FHWA, 2012a):

$$y_s = \left(\frac{Q_{BU}^2}{C_U D_m^{2/3} b_{BU}^2} \right)^{3/7} - y_{BU}$$

(Ecuación 10)

$$C_U = \frac{\theta_{cr} (\delta_r - 1)}{\left(\frac{0.034 * K_v^{1/6}}{1.25^{1/6}} \right)^2}$$

Además, θ_{cr} , siendo θ_{cr} el parámetro de Shields-Parker (García, 2008), δ_r es la densidad relativa (gravedad específica) del material. $K_v = 3.28$ (en el sistema internacional). D_m [mm] es el diámetro característico del material, usualmente $1.25 * d_{50}$. La Tabla 9 muestra la información geotécnica relevante para los puentes, levantada por la consultora, y que fue empleada para la estimación del perfil de socavación general.

Tabla 9: Datos geotécnicos en cauces de puentes, para estimación de socavación general.

Lugar	CAUCE			
	Perf - Muestra	d ₅₀ (mm)	%Pasante 200	Suelo
Puente 1 (Jermud)	1	44	2.04	GP
Puente 2 (P Velez)	1	55	13.96	GM

b) Socavación local en estribos

y_s es fuertemente dependiente de la longitud de volado del estribo (invadiendo el cauce), así como de su forma, y del ángulo de esviajamiento. Su relación, propuesta por Froehlich (Ochoa-Rubio, 2017), se expresa de la siguiente manera:

$$y_s = 2.27 * K_{a1} * K_{a2} * L^{0.43} * y_3^{0.57} * Fr_3^{0.61} + y_3$$

(Ecuación 11)

donde: K_{a1} es el factor de forma del estribo (para el presente caso, muros con alerones); K_{a2} es el factor que considera el efecto de ataque o esviajamiento, de la siguiente manera (E. V. Richardson & Davis, 2001) (Figura 21):

$$K_{a2} = \left(\frac{90}{\theta} \right)^{0.13}$$

(Ecuación 12)

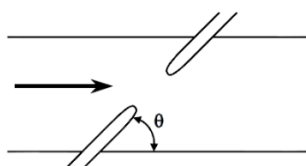


Figura 21: Ángulo de esviajamiento para estribos (E. V. Richardson & Davis, 2001).

L es la longitud de salida o invasiva del estribo en la sección completa, [m]; y_3 , Fr_3 , son el tirante y número de Froude a corta distancia del puente o estructura (Akan, 2006). Luego de la inclusión de la información geotécnica, hidrodinámica, y topográfico-estructural proyectadas de cada puente y ángulo de esviajamiento (Tabla 7) se determinó el perfil de socavación total (Figura 22, Figura 23). Cabe mencionar que en el puente 1, el NAME no alcanza a los estribos, por lo que la socavación local correspondiente es nula. Y, luego de la evaluación estructural (ver el informe pertinente) y de una evaluación

hidráulica preliminar, se decidió diseñar un puente nuevo de 35 m, sin pilas (por recomendación hidráulica, para evitar la socavación total). El puente 2 tampoco contará con pilas. En consecuencia, lo estimado de socavación general equivale a la total para ambas obras de paso.

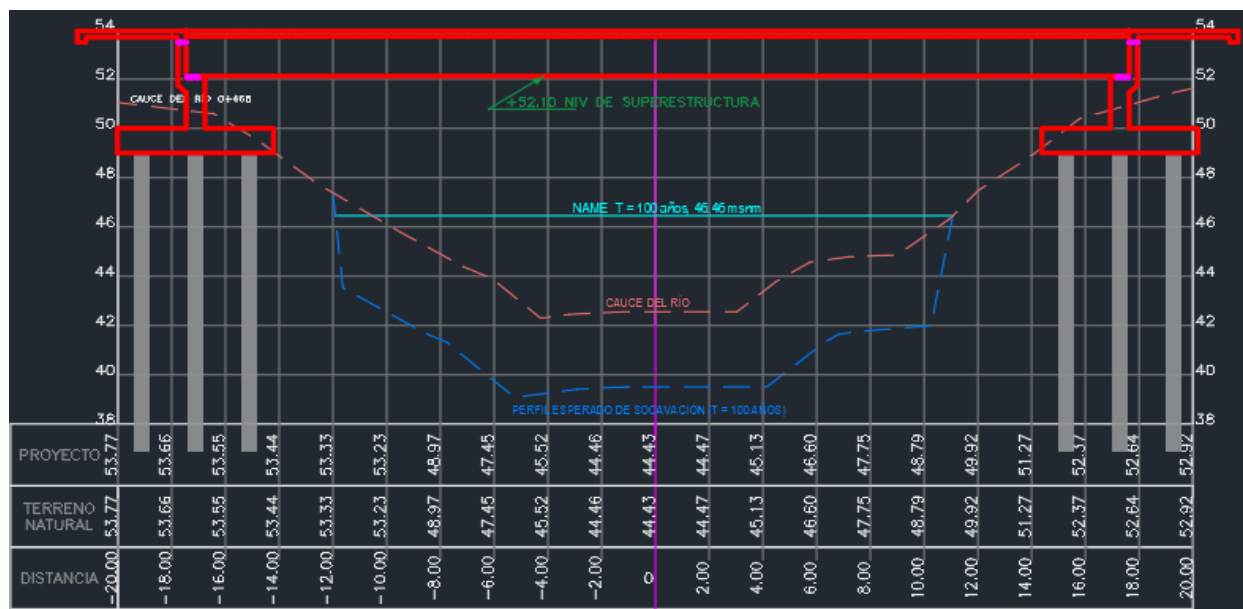


Figura 22: Perfil de socavación total, puente 1 (Jermud).

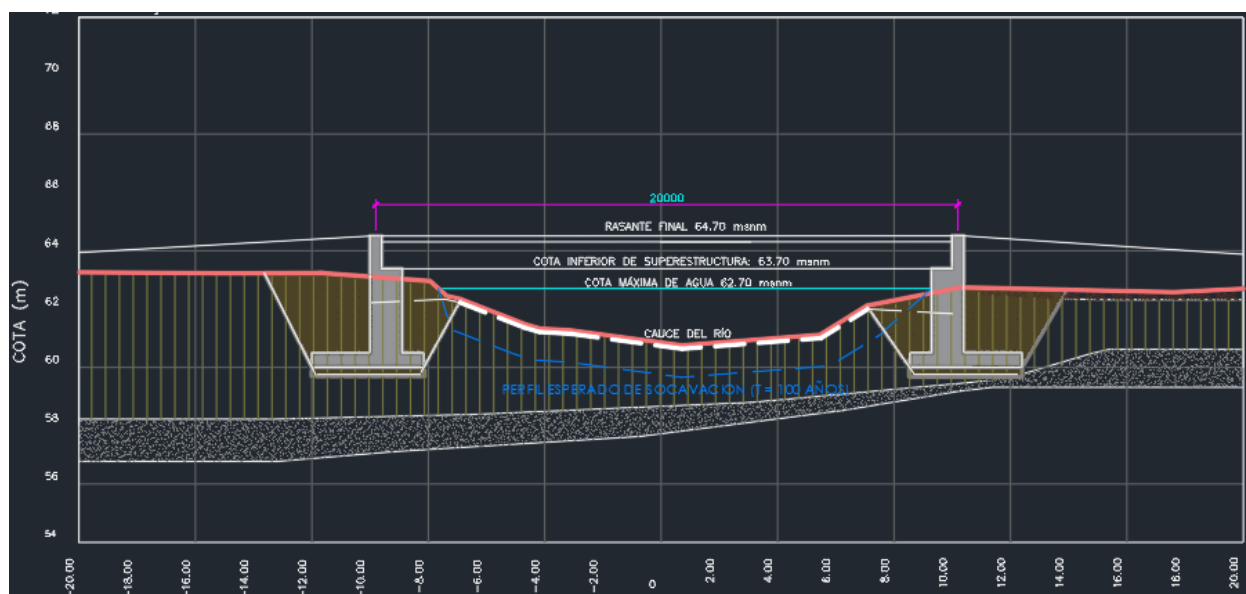


Figura 23: Perfil de socavación total, puente 2 (Pedro Vélez).

3.4.3 Protección de márgenes de ríos y estribos.

a) Márgenes de ríos

Debido a que los caudales extremos pueden producirse una o varias veces durante la vida de servicio del proyecto, es necesario proveer protección a estribos de puentes, pilas, terraplenes, riberas y lechos de ríos. Estas protecciones pueden ser flexibles o rígidas y pueden ser usadas para contener prácticamente todo el mecanismo de erosión (asociado al periodo de retorno, obviamente).

El pedraplén, o también conocido como enrocado o *riprap* está catalogado como un muro de contención flexible. La roca se instala en una capa que tiene un grosor de partículas múltiples que se ajusta a las distorsiones y al desplazamiento local de materiales sin fallar completamente la instalación del revestimiento. El Reporte 568 del NCHRP, “*Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control*” (Lagasse et al., 2006), así como la normativa HEC-23 de la *Federal Highway Administration* de los Estados Unidos (FHWA, 2009), proveen guías de diseño para determinar el tamaño de la roca del pedraplén para garantizar la protección. El procedimiento usa tanto la velocidad como la profundidad del agua (provenientes del modelo hidrodinámico), así como parámetros de diseño.

La siguiente ecuación puede ser empleada tanto para flujo uniforme y gradualmente variado. Los diversos coeficientes que se muestran toman en cuenta factores de seguridad para el diseño, gravedad específica de la roca, pendiente, entre otros:

$$d_{50} = 1.20 * y * (F_s * C_s * C_v * C_T) * \left[\frac{(V_{dis})}{\sqrt{K_1 * (G - 1) * g * y}} \right]^{2.5} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde: d_{50} = diámetro pasante 50, [m]; y = profundidad local del flujo, [m].

F_s = Factor de seguridad (debe ser mayor a 1).

C_s = Coeficiente de estabilidad.

= 0.3 para rocas angulares.

= 0.375 para rocas redondeadas.

C_v = Coeficiente de distribución de velocidades.

= 1.0 para canales rectos o el interior de los meandros.

= $1.283 - 0.2 * \log(R_c/W)$ para el exterior de los meandros (1.0 para $R_c/W > 26$).

= 1.25 aguas debajo de canales de concreto.

= 1.25 en el final de los diques.

C_T = Se recomienda usar 1.0

V_{dis} = Velocidad característica de diseño, definida como la velocidad promediada en profundidad en un punto al 20% de pendiente hacia arriba desde la base del revestimiento [m/s].

Para canales naturales: $V_{dis} = V_{prom} * (1.74 - 0.52 * \log(R_c/W))$

$V_{dis} = V_{prom}$ para $R_c/W > 26$

Para canales trapezoidales, $V_{dis} = V_{prom} * (1.71 - 0.78 * \log(R_c/W))$

$V_{dis} = V_{prom}$ para $R_c/W > 8$

V_{prom} = Velocidad promedio de la sección transversal del canal [m/s].

K_1 = Factor de corrección de la pendiente lateral

$$K_1 = \sqrt{1 - \left[\frac{\sin(\theta - 14^\circ)}{\sin(32^\circ)} \right]^{1.6}}$$

(Ecuación 14)

Donde: θ es el ángulo de inclinación lateral, en grados.

R_c = Radio de curvatura de la línea central, en meandros, [m].

W = Ancho de superficie de agua en el extremo aguas arriba del meandro, [m].

G = Gravedad específica del pedraplén (usualmente 2.65)

g = Aceleración debido a la gravedad (9.81 m/s²)

Tabla 10: Resultados diámetro d_{50} de pedraplén para las márgenes de los ríos.

Río 1 (Jermud)				Río 2 (Pedro Vélez)			
y [m] =	1.6	K_1 =	0.718	y [m] =	2	K_1 =	0.718
V_{prom} [m/s] =	1.97	R_c =	70.1	V_{prom} [m/s] =	0.91	R_c =	47
F_s =	1.2	W =	37.9	F_s =	1.2	W =	33.8
C_s =	0.3	R_c / W =	1.85	C_s =	0.3	R_c / W =	1.39
C_v =	1.14	V_{dis} [m/s] =	3.15	C_v =	1.14	V_{dis} [m/s] =	1.52
C_T =	1	G =	2.65	C_T =	1	G =	2.65
θ [°], 1.5H:1V:	33.69	d_{50} [m] =	0.36	θ [°], 1.5H:1V:	33.69	d_{50} [m] =	0.05

La Tabla 10 muestra los resultados de d_{50} estimados para cada puente. En celeste están los valores que difieren en cada caso, pues son extraídos tanto de la topografía, como del modelo hidrodinámico. En general, se adoptó un factor de seguridad de 1.20, y para C_v se tomó un promedio entre 1.0 y 1.283, debido a que los tramos no son enteramente rectos, ni tampoco se trata siempre de bordes externos. Los d_{50} para cada puente fueron 36 cm y 5 cm, respectivamente (debido, en el segundo caso, a las velocidades no tan

elevadas). En ese contexto, para el puente 2 se sugiere escoger el tamaño inmediato superior, que, según la guía de diseño de la FHWA (tabla 4.1 de la HEC-23) es el de clase I esto es, con un diámetro de 6" (15 cm), un d_{50} entre 5.7 y 6.9 in, según la Tabla 11. Esta precaución se toma porque, de todas maneras, se requiere evitar un deterioro sistemático de la pata del talud (*toe*) durante la vida de servicio y la ocurrencia no de uno, sino de varios eventos extremos. Consecuentemente, se tomó 15 cm como diámetro representativo de los pedraplenes para las márgenes en el puente 2, mientras que se adopta 40 cm para las riberas del puente 1. A similares resultado refinado se llega mediante otras normativas internacionales, por ejemplo la australiana (Austroroads, 2013), donde se compara la velocidad de fondo del canal como insumo para estimar el diámetro apropiado de enrocado, como se muestra en la Figura 28.

Para configurar la disposición del enrocado en el puente 2, se sugiere la aplicación de las denominadas hidromallas o geoesteras (*wire enclosed riprap mattress*) (Figura 24). Normadas por la FHWA, (FHWA, 2009) son estructuras compuestas de enrocado (usualmente material de préstamo local, con ventaja económica para el proyecto) y amalgamadas en modo caja mediante filamentos de poliéster de alta resistencia a los rayos ultravioletas, corrosión, e intemperismo (Geomatrix, 2020), facilitando su construcción *in situ* o instalación (izado) desde fábrica. De esta manera, se protegen no solo los bancos del río sino también su cauce, contra los efectos de la socavación. El detalle de anclaje e implantación superior a los taludes de márgenes, así como la configuración de la caja compuesta *in situ* se ilustran en la Figura 25. En ese sentido, el espesor estimado de la geoestera es de 30 cm, donde el diámetro recomendado está entre 10 y 15 cm, para facilidad de instalación.



Figura 24: Ejemplo de aplicación de geoestera para márgenes de ríos (DTMR, 2010).

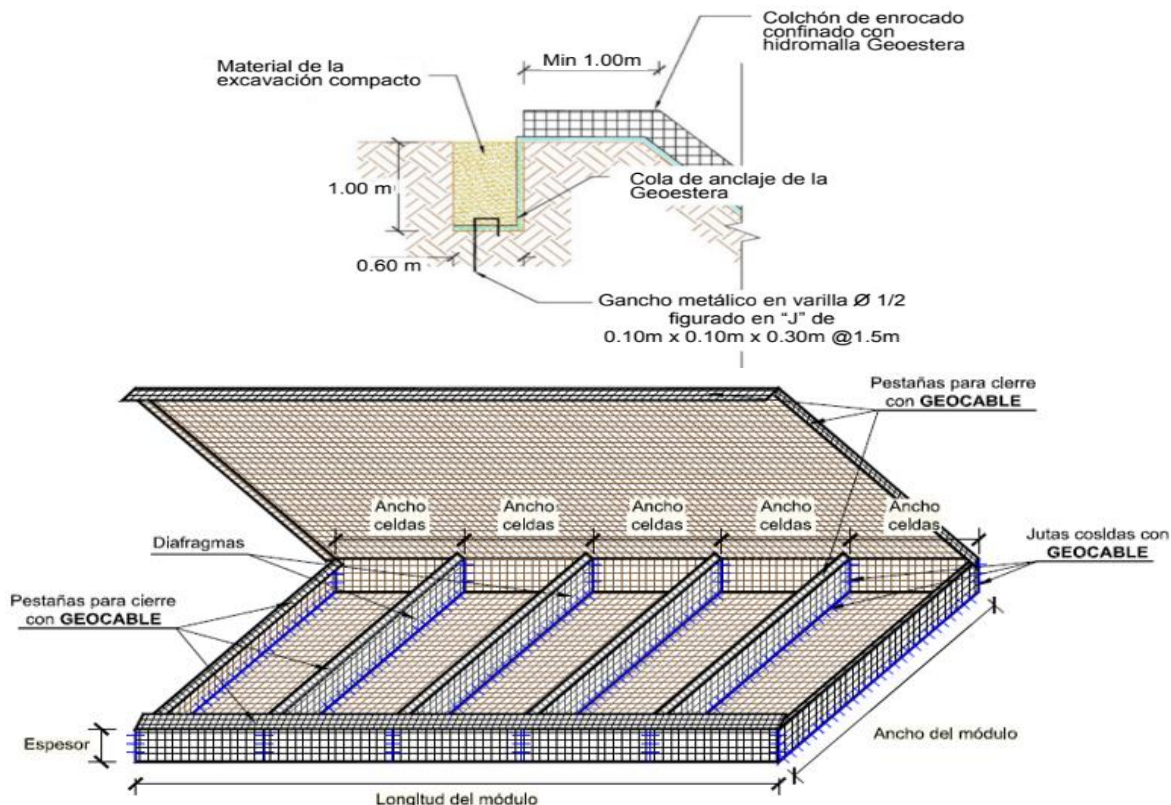


Figura 25: Detalle de anclaje superior, y configuración *insitu* de geoestera (Geomatrix, 2020).

En el puente 1 se recomienda una protección parecida a la de tipo berma (*mounded toe*) (FHWA, 2009), que se muestra en la Figura 26. Esto se debe a su considerable longitud (> de 40m), por lo que la aplicación de geoesteras a toda la sección no sería económicamente viable. Además, debido a que las velocidades resultantes del cálculo fueron mayores y, por consiguiente, el tamaño mínimo para el material fue de 37 cm, se volvió inaplicable el uso de la hidromalla. El detalle de medidas para las márgenes del río Jermud se ilustra en la Figura 27, cumpliendo con los estándares del apartado 4.2.3 de la HEC-23 (espesor = $1.5 \cdot d_{50}$). En ambos casos, por recomendación geotécnica, la inclinación debe ser 1.5H:1V.

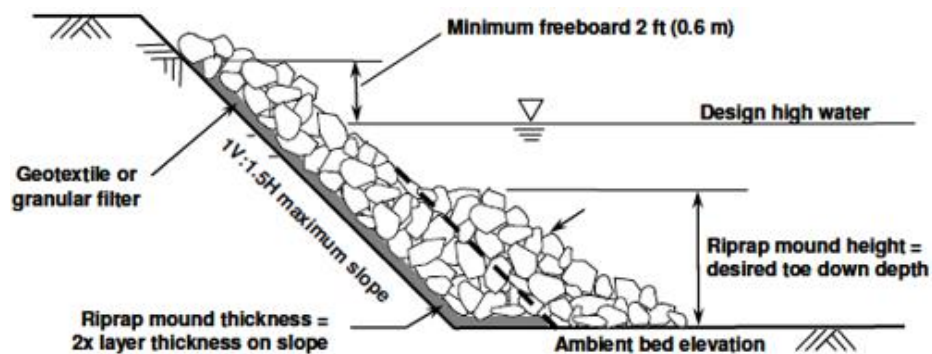


Figura 26: Protección tipo berma, *mounded toe* (FHWA, 2009).

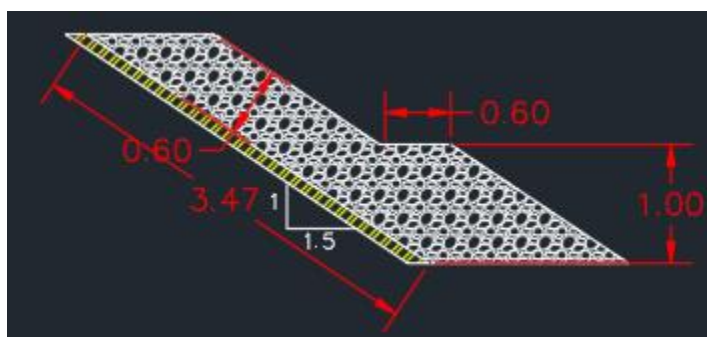


Figura 27: Vista general de disposición del riprap, para taludes en las márgenes del río Jermud.

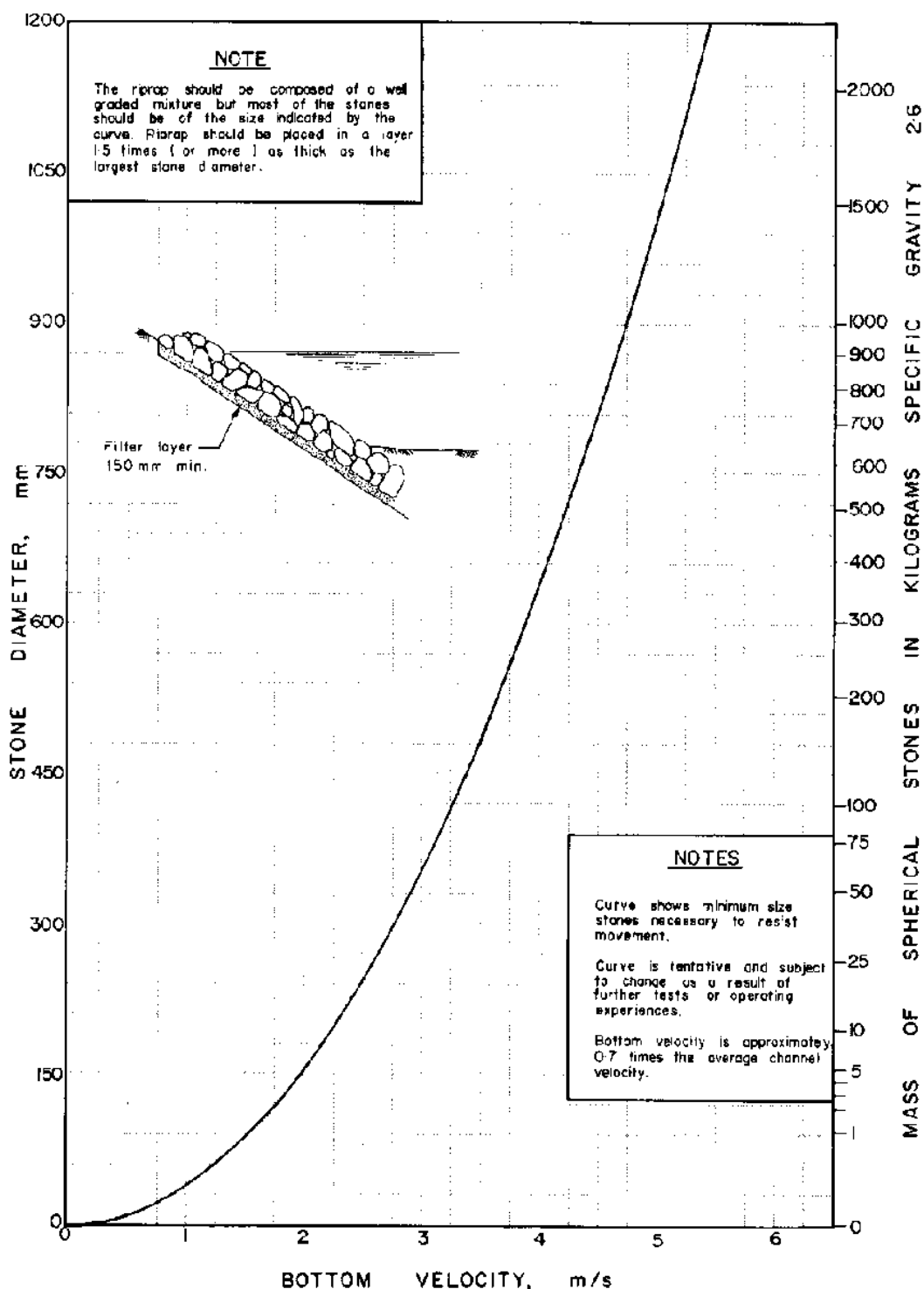


Figura 28: Dimensionamiento de enrocado, según la velocidad de diseño (Austroroads, 2013).

Tabla 11: Rangos para tamaño de partículas en protección de terraplenes (FHWA, 2009).

Table 4.1. Minimum and Maximum Allowable Particle Size in Inches.								
Nominal Riprap Class by Median Particle Diameter		d ₁₅		d ₅₀		d ₈₅		d ₁₀₀
<u>Class</u>	<u>Size</u>	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	6 in	3.7	5.2	5.7	6.9	7.8	9.2	12.0
II	9 in	5.5	7.8	8.5	10.5	11.5	14.0	18.0
III	12 in	7.3	10.5	11.5	14.0	15.5	18.5	24.0
IV	15 in	9.2	13.0	14.5	17.5	19.5	23.0	30.0
V	18 in	11.0	15.5	17.0	20.5	23.5	27.5	36.0
VI	21 in	13.0	18.5	20.0	24.0	27.5	32.5	42.0
VII	24 in	14.5	21.0	23.0	27.5	31.0	37.0	48.0
VIII	30 in	18.5	26.0	28.5	34.5	39.0	46.0	60.0
IX	36 in	22.0	31.5	34.0	41.5	47.0	55.5	72.0
X	42 in	25.5	36.5	40.0	48.5	54.5	64.5	84.0

b) Protección de estribos de pilas y estribos:

Los estribos de los puentes 1 y 2, según el perfil de socavación reportado no serían alcanzados por el nivel máximo de aguas extraordinarias. Sin embargo, en el puente 2, debido a la cercanía del NAME, ambos estribos serán revestidos de todas maneras, con el mismo criterio que las márgenes; esto es, con la geoestera. Por otro lado, los estribos del puente 1 están muy por encima del nivel máximo esperado y no necesitan esa protección. Adicionalmente, y como se mencionó antes, el nuevo puente sobre el río Jermud (L = 35 m no contará con pilas, para evitar socavación local).

3.4.4 Obras provisionales de encauzamiento.

Durante la construcción de los estribos de los puentes (la cual es posterior al desmontado de las vigas existentes), es necesario colocar ataguías que permitan trabajar en seco (complementando con bombeo para abatir el nivel freático, si aplicare) y proteger la estructura en mención. Esto implica que el cauce del río se acortará, por lo cual la ataguía u obras temporales deben tener un tamaño mínimo característico (d₅₀) de 30 cm, simulando las peores condiciones de flujo (protección final); o, en su defecto, mediante el uso de tablaestacas metálicas (Figura 29). También conlleva que los estribos no pueden construirse simultáneamente. La longitud de protección del enrocado temporal o del tablaestacado deberá ser, por lo menos, 1.5 veces las dimensiones del pedraplén de protección de pilas (*riprap*). Evidentemente, estas estructuras pueden ser obviadas sí y solo sí la construcción del proyecto (al menos lo que es subestructura) fuese durante los

meses de estiaje (mediados de mayo a mediados de diciembre), debido a que los cauces en esta zona permanecen secos pues son ríos efímeros; salvo el río Jermud (#1) el cual mantiene un nivel mínimo con velocidad cercana a cero. Para la instalación de la geoestera (puente 2), esta puede ser durante los meses de invierno inclusive; pero la preferencia es durante la época no invernal, especialmente para la instalación de los paños que van sobre el lecho del río.

Adicionalmente, mientras duren los trabajos en los puentes, se necesita dar solución al tráfico vial. Si se trabajare durante la época no lluviosa, esto se puede solucionar incorporando, en el cruce del río Jermud, 3 alcantarillas de 1800 mm ($L = 10.5$ m) para mantener el flujo de agua que pudiera ocurrir, y asegurarse de colocar un relleno de al menos 1 m sobre el lomo de los tubos, a modo de vía temporal. El puente 2 puede tener el paso vial con 1 alcantarilla de 1.5 m de diámetro.

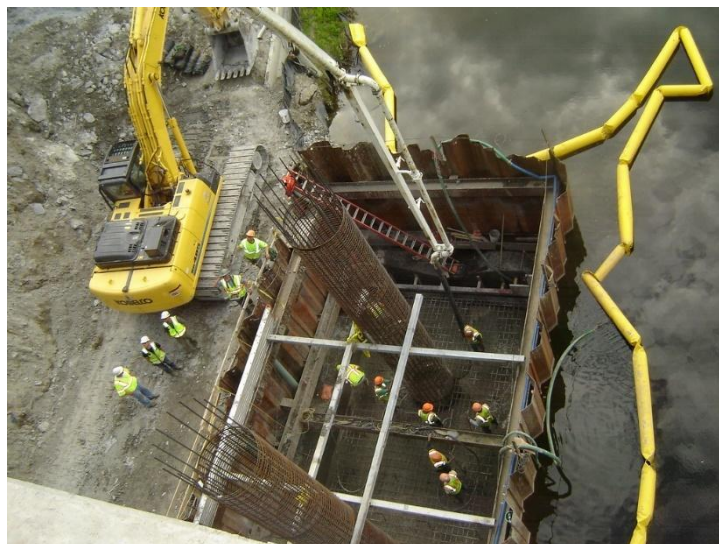


Figura 29: Tablaestacado para protección de estribos de puentes. Fuente: victoryepes.blogs.upv.es/

3.4.5 Dimensionamiento de Cunetas de drenaje.

Las cunetas de drenaje longitudinal están ubicadas a lo largo de la vía en las secciones que el diseño vial identificó para corte. Se consideró para ello las pendientes longitudinales de la vía, así como las curvas verticales, y alcantarillas que pudieran servir como desfogue final, siempre que fue posible. En ese sentido, la Tabla 12 muestra el detalle de las longitudes y abscisas donde se encuentran las cunetas. El tramo en amarillo corresponde al centro urbano de Pedro Vélez, en el cual el diseñador vial

propuso el uso de bordillo cuneta (Figura 30). Por otra parte, el tramo en azul corresponde al desvío que se ubica en la abscisa 15+224 (55 m de longitud).

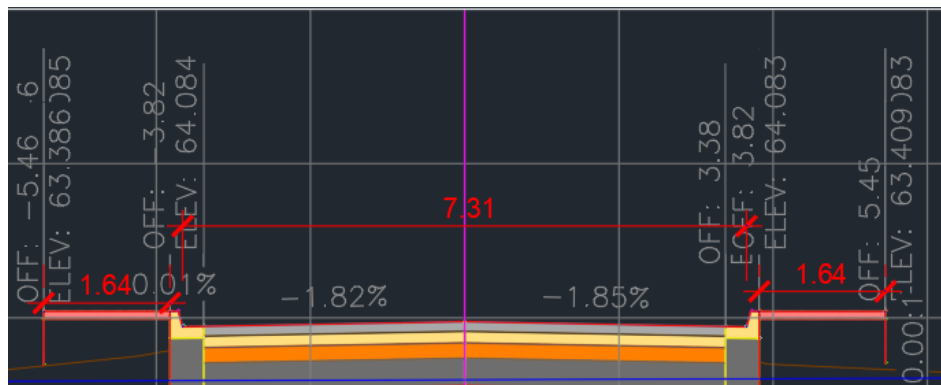


Figura 30: Bordillo cuneta (para centros urbanos).

Tabla 12: Descripción de cunetas propuestas.

Inicio	Fin	L _{izq} [m]	L _{der} [m]	Inicio	Fin	L _{izq} [m]	L _{der} [m]	Inicio	Fin	L _{izq} [m]	L _{der} [m]
0+000	0+120	107.8	108.7	6+245	6+280	38.3		11+780	11+833	54.9	
0+125	0+160	40.4		6+400	6+553	155.0		11+800	11+820		22.2
0+160	0+280		123.1	6+460	6+510		52.4	11+833	11+844		16.5
0+289	0+350		54.8	6+553	6+600	50.0		11+942	11+955		14.9
0+360	0+400		43.2	6+660	6+700	50.3		12+020	12+140		114.4
0+420	0+460		42.7	6+760	7+020	261.7		12+160	2+180		21.4
0+580	0+600		22.3	6+860	6+900		42.9	12+260	12+342		86.8
0+660	0+671		17.0	7+460	7+540		81.5	12+300	12+342	47.3	
0+830	1+070		249.3	7+500	7+560	61.9		12+342	12+493	152.9	
0+860	1+110	250.1		7+700	7+740	41.8		12+520	12+657	138.7	
1+075	1+110		39.0	7+740	7+760		22.3	12+652	12+643		53.4
1+150	1+260		108.8	7+760	7+790	31.6		12+800	12+820		21.4
1+150	1+360	207.5		7+960	8+000		41.8	12+844	12+860		17.5
1+360	1+560	202.0		8+100	8+312	212.8	201.7	12+960	13+000		43.2
1+380	1+500		123.6	8+312	8+360	51.5		13+030	13+080		51.3
1+580	1+605		25.7	8+440	8+500	61.8		13+120	13+145		27.3
1+600	1+640	42.0		8+440	8+480		41.8	13+207	13+260	54.2	
1+991	2+014	26.4		8+520	8+537		19.6	13+280	13+306	28.2	
2+029	2+040	16.0		8+543	8+580		40.1	13+306	13+380	75.1	
2+080	2+140	62.3		8+520	8+560	41.8		13+640	13+692		54.5
2+140	2+168		30.5	8+620	8+687	71.1		13+700	13+740		41.8
2+340	2+380	42.7		8+860	8+687		29.7	13+803	13+880		79.2
2+815	2+829	17.4		8+688	8+780	94.9		13+862	13+900	40.0	
2+850	2+945	95.9		8+688	8+700		10.7	13+920	13+952	36.4	
2+905	2+945		44.4	8+740	8+800		61.7	13+968	13+997	31.4	
2+960	2+988	30.9		8+800	8+840	42.2		14+005	14+040		36.1
2+960	3+060		102.7	8+880	9+040	168.8		14+040	14+289		246.0
3+160	3+220		61.9	8+920	8+960		42.1	14+160	14+280	124.8	
3+240	3+280		42.8	9+060	9+084	26.9		14+289	14+326		40.7
3+300	3+400		101.6	9+093	9+240	150.5		14+332	14+368		39.3
3+340	3+385	47.1		9+140	9+220		82.0	14+350	14+366	20.5	
3+432	3+540	110.0		9+260	9+288	29.3		14+372	14+527	157.2	157.2
3+612	3+622	23.0		9+480	9+515		36.3	14+532	14+615	83.7	85.6
3+640	3+660	20.8		9+544	9+620	77.5		14+622	14+678		58.9
3+680	3+800		126.6	9+573	9+620		48.0	14+622	14+740	119.3	
3+760	3+795	38.9		9+760	9+820	61.8		14+720	14+732		13.3
3+811	3+820	11.9		9+800	9+971		166.4	14+742	14+758		19.9
3+820	4+640	820	820	9+980	10+098	120.5		14+760	14+800	42.3	
4+520	4+547	28.1	28.1	10+020	10+084		65.8	14+780	14+816		37.7
4+547	4+634	85.0	52.0	10+107	10+207	101.8		14+839	14+920		83.7
4+647	4+720	74.7		10+212	10+231	21.3		14+937	14+960	25.7	
4+670	4+692		22.3	10+240	10+300	61.6		14+965	15+195		232.5
4+730	4+800	72.3		10+360	10+374	15.5		15+200	15+225		25.2
4+932	5+040		111.0	10+660	10+740	82.0		0+000	0+055	47.7	52.0
4+960	5+020	61.3		10+700	10+760		62.2	15+170	15+267	91.4	
5+157	5+280		126.9	10+840	10+900	61.7		15+235	15+267		32.3
5+250	5+280	32.0		10+840	10+920		82.0	15+267	15+380	115.3	118.2
5+285	5+340		57.8	10+980	11+011		33.0	15+405	15+548	88.3	88.3
5+340	5+400	63.1		10+980	11+047	68.7		15+548	15+588	42.7	42.7
5+350	5+380		31.6	11+131	11+240		104.3	15+609	15+686	84.0	73.9
5+480	5+520		42.0	11+540	11+620	82.2		15+768	15+932	160.7	
5+600	5+625	26.7		11+553	11+640		87.8	15+778	15+932		164.1
5+655	5+700	51.4		11+628	11+657	31.1		15+932	15+966	37.1	
6+020	6+060		40.8	11+660	11+678	20.3		15+932	15+960		30.0
6+080	6+220		140.2	11+685	11+760	76.3		15+971	16+094	121.4	127.0

Para el resto de la vía, se propuso la siguiente sección transversal, que lleva inserta una cuneta triangular simétrica, de pendiente 1.5H:1V, según recomendación geotécnica (Figura 31). La altura promedio de la cuneta es de 85 cm.

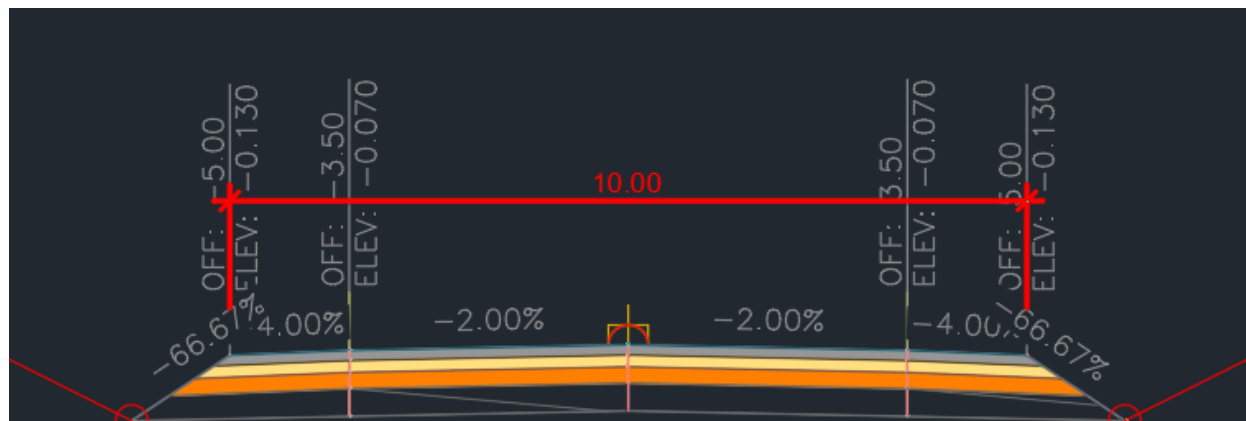


Figura 31: Sección transversal vial.

Normativas viales como aquella del Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú (MTC, 2013) establecen que la longitud máxima para cunetas debe ser 200 m para ambientes lluviosos y 250 m para entornos áridos (que es donde está situado el proyecto). En tal virtud, solo el tramo entre las abscisas 6+760 y 7+020 ligeramente lo supera (en rosado en la Tabla 12), pero se debió a consideraciones topográficas ineludibles entre el diseño actual y la propuesta geométrica vial-económica (equilibrio entre volúmenes de corte y relleno). Precisamente para ese caso extremo, y considerando el área de aportación (alrededor de 5055 m²), la intensidad previamente empleada para los modelos hidrológicos, pero a T = 10 años (104 mm/h) para caminos (MTOP, 2013b), la pendiente longitudinal, en este caso 0.45%, n de Manning alrededor de 0.030 (material granular), por tanto $C = 0.10$; y las dimensiones de la sección para ese tramo, el cálculo para flujo normal (usando la ecuación de Manning) y crítico (usando el criterio de la energía específica) resultó en un caudal de 1.8 l/s, y por tanto, $Y_n = 7.4$ cm; $Y_c = 4.9$ m; es decir, las cunetas están bajo régimen subcrítico. Además, la literatura establece que las cunetas deben revestirse sí y solo sí las velocidades resultantes superaren las admisibles que, para material granular arcilloso que compondrá el pavimento inferior y conexión con taludes de corte, está entre 1.2 y 1.5 m/s (MTC, 2013). Para el presente caso, $Q / A_n = 0.22$ m/s. En consecuencia, y además por razones económicas, no es necesario revestir las cunetas.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- I. Luego de la evaluación estructural, vial, geotécnica, e hidráulica, se ha decidido proponer un nuevo puente sobre el río Jermud, de 35 m de luz, sin pilas. No obstante, se ha diseñado las protecciones necesarias de las márgenes aguas arriba y abajo, para mitigar la ocurrencia del proceso erosivo durante avenidas.
- II. Las alcantarillas existentes en el cauce del río Pedro Vélez (actualmente 4+440) deben ser reemplazadas por un puente ($L = 20$ m), a fin de permitir el paso de flujos extremos y palizada. Del nivel máximo de aguas extraordinarias (NAME) se garantiza al menos 1 metro de gálibo, por cuanto se tiene una restricción de espacio al estar la obra de paso en un entorno urbano. En este puente, aguas abajo en la orilla izquierda, se propuso un muro estructural para evitar que el cauce inunde (como ocurre cada año) parte de la población. Asimismo, la alcantarilla existente (que cruza esviada en la actual 4+403) debe ser sellada, por la misma razón. Se ha propuesto la protección de las márgenes del cauce, aguas arriba y abajo, para reducir el impacto de la socavación, durante eventos extremos.
- III. Se ha evaluado el comportamiento hidráulico de 58 alcantarillas más 1 propuesta, chequeando pendientes, caudales de entrada, diámetros o dimensiones (cumpliendo con la normativa existente), niveles; y asimismo, se propuso los esquemas de entrada y salida (muros de ala y cabezales) para 4 tipos. Se recomienda en todo caso su mantenimiento o limpieza periódico-regular (luego y antes de cada estación invernal) para evitar su azolvamiento o taponamiento.
- IV. Las cunetas longitudinales para drenaje lateral en secciones de corte han sido evaluadas y cumplen (salvo una situación puntual justificada) con las normativas de diseño vial-hidráulico. Se recomienda en todo caso su mantenimiento o limpieza periódico-regular (luego y antes de cada estación invernal) para evitar su azolvamiento o taponamiento.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Akan, A. O. (2006). *Open channel hydraulics*. Elsevier/BH, ISBN: 9780750668576.
- Aparicio Mijares, F. J. (2011). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Limusa, ISBN: 9789681830144.
- Austroroads. (2013). *Guide to Road Design Part 5B: Drainage – Open Channels, Culverts and Floodways* (p. 187). Austroroads Ltd, Sidney, Australia, ISBN: 978-1-925037-03-6.
- Breusers, H. N. ., & Raudkivi, A. J. (2006). *Scouring, Hydraulic Structures Design Manual No.2*. International Association of Hydraulic Research, Taylor & Francis, ISBN: 9061919835.
- Buchhorn, M., Smets, B., Bertels, L., De Roo, B., Lesiv, M., Tsendbazar, N., Li, L., & Tarko, A. (2020). *Copernicus Global Land Service: Land Cover 100m, V3, Globe 2015-2019: Product User Manual* (p. 44). European Space Agency. <https://doi.org/10.5281/zenodo.3938963>
- Chow, V. Te. (2009). *Open-channel hydraulics*. The Blackburn Press, ISBN: 9781932846188.
- Chow, V. Te, Maidment, D. R., & Larry, W. (2010). Applied Hydrology. In *International edition, MacGraw-Hill, Inc, ISBN: 9780070702424*.
- Cowan, W. L. (1956). Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37(7), 473–475.
- DTMR. (2010). *Road drainage manual*. Department of Transport and Main Roads, Brisbane, Australia.
- FHWA. (2009). *HEC-23: Bridge Scour and Stream instability countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance -Third Edition, Volume 2, FHWA-NHI-09-112* (p. 255). Federal Highway Administration, Washington, USA.
- FHWA. (2012a). Evaluating Scour at Bridges. In *HEC-18, FHWA-HIF-12-003* (p. 340). U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Eds. (Ameson, L.A.; Zevenbergen, L.W; Lagasse, P.F.; Clopper, P.E.
- FHWA. (2012b). *Hydraulic Design of Highway Culverts, HDS 5* (p. 328). Federal Highway Administration, FHWA-NHI-12-029, Washington, D.C., USA.
- FHWA. (2021). *HY-8 Culvert Analysis Program, User Manual, v7.7* (p. 116). Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C., USA.
- García, M. (2008). *Sedimentation engineering: processes, measurements, modeling, and practice*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110, ISBN:0784408149.
- Geomatrix. (2020). *Guía para el diseño de colchones de enrocado armado con hidromalla Geoestera v1.0* (p. 17) [Estándar de Diseño]. Geomatrix, Bogotá, Colombia.
- Hawkins, R. H., Ward, T. J., Woodward, D. E., & van Mullen, J. A. (2009). *Curve Number Hydrology, State of Practice*. American Society of Civil Engineers, ASCE, ISBN: 978-

0-7844-1004-2.

- INAMHI. (2019). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación. Actualización del estudio de lluvias intensas* (I. y D. H. Dirección de Estudios (ed.); p. 283). Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- Interagua. (2015). *Manual de diseño de redes de alcantarillado* (p. 66). Interagua, Cía Limitada, Guayaquil, Ecuador, MA-OED-003 V002-CNC.
- Interagua. (2016). *Normas y criterios de diseño para acueducto y alcantarillado en la ciudad de Santiago de Guayaquil* (p. 92). EMAPAG.
- Lagasse, P. F., Clopeer, P. E., Zevenbergen, L. W., & Girard, L. G. (2007). *NCHRAP Report 593: Countermeasures to Protect Bridge Piers from Scour*. National Cooperative Highway Research Program, Transport Research Board.
- Lagasse, P. F., Clopeer, P. E., Zevenbergen, L. W., & Ruff, J. F. (2006). *NCHRAP Report 568: Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control* (p. 226). National Cooperative Highway Research Program, Transport Research Board.
- Monsalve Sáenz, G. (1999). Hidrología en la Ingeniería. In *Alfaomega, Colombia*. Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia, ISBN: 958-95742-1-1.
- MTC. (2013). *Manual de Drenaje: Hidrología, Hidráulica y drenaje*. Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Lima, Perú.
- MTOP. (2013a). *Norma Ecuatoriana Vial, vol 3, Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes* (p. 1028). Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Quito, Ecuador.
- MTOP. (2013b). *Normal Ecuatoriana Vial NEVI-12, Volumen 2, Libro B: Norma para Estudios y Diseño Vial, Capítulo 2B.200 Diseño Hidráulico de Estructuras de Drenaje* (p. 340). Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Quito, Ecuador.
- Ochoa-Rubio, T. (2017). *Hidrología, Hidráulica y Socavación en puentes*. Ecoe ediciones, ISBN: 978-958-771-434-0.
- ODOT. (2014). *Hydraulics Manual, Appendix*. Oregon Department of Transportation, Appendix F - Rational Method, 7-F-1-7-F-14. https://www.oregon.gov/ODOT/GeoEnvironmental/Docs_Hydraulics_Manual/Hydraulics-07-F.pdf
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (2001). *Evaluating scour at bridges*. Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C., USA. <https://doi.org/FHWA-NHI-01-001>
- Richardson, E. V., & Davis, S. R. (2001). *Evaluating scour at bridges*. United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.
- Ross, C. W., Prihodko, L., Anchang, J. Y., Kumar, S. S., Ji, W., & Hanan, N. P. (2018). *Global Hydrologic Soil Groups (HYSOGs250m) for Curve Number-Based Runoff Modeling* [Database, Scientific Data 5, 180091, Oak Ridge, Tennessee, USA]. National AeroSpace Agency, NASA. <https://doi.org/https://doi.org/10.3334/ORNLDAAAC/1566>

- Schwab, G. O., Fangmeier, D. D., Elliot, W. J., & Frevert, R. K. (1993). *Soil and Water Conservation Engineering*. John Wiley & Sons. Inc, ISBN: 0471599948.
- SIG_TIERRAS. (2016). *Modelo Digital del Terreno (MDT) de Ecuador*. Ministerio de Agricultura y Ganadería, Quito, Ecuador. https://doi.org/http://geoportal.agricultura.gob.ec/geonetwork/srv/spa/catalog.search#/metadata/MDT_SIGTIERRAS_16092016
- Szymkiewicz, R. (2010). *Numerical modeling in open channel hydraulics* (Vol. 83). Springer Science & Business Media, ISBN: 9048136741.
- Taylor, A. B., & Schwarz, H. E. (1952). Unit-hydrograph lag and peak flow related to basin characteristics. *EOS, Transactions AGU*, 33(2), 235–246.
- USDA. (2004). *NEH 630 - 09: Hydrologic Soil-Cover Complexes* (p. 20). National Engineering Handbook, US, Department of Agriculture. <https://doi.org/210-VI-NEH>
- USDA. (2007). *NEH, part 654, Technical Supplement 14B, Scour Calculations* (p. 44). National Engineering Handbook, US, Department of Agriculture. <https://doi.org/https://directives.sc.egov.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx?content=17811.wba>
- USDA. (2010). *NEH 630 - 15: Time of Concentration* (p. 29). National Engineering Handbook, US, Department of Agriculture. <https://doi.org/210-VI-NEH>
- USGS. (1989). *Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains*. <https://doi.org/10.3133/wsp2339>
- WMO. (1973). *Manual for estimation of Probable Maximum Precipitation* (p. 216). World Meteorological Organization, No. 332, Geneva, Switzerland.

Elaborado:	Revisado:	Aprobado:
Ing. Xiomara Zambrano Navarrete Ing. Técnico en Hidráulica e Hidrología	Ing. Víctor Chacón Franco Analista senior vial y tráfico	Ing. Jorge Carrillo Tutiven Director de estudios y fiscalización