ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO PARA LA VIA SIMON BOLIVAR-LORENZO DE GARAICOA, EN EL CANTON SIMON BOLIVAR DE LA PROVINCIA DE GUAYAS

CONSORCIO VIA SIMON BOLIVAR

INFORME HIDROLÓGICO-HIDRÁULICO

Elaborado por:

Ing. Ana Paula Costa
Especialista Hidráulica

Junio 2024

Contenido:

1. MEMORIA DESCRIPTIVA 3

1.1. Antecedentes 3
1.2. Objetivo general y objetivos específicos 3
1.3. Ubicación 4

2. METODOLOGÍA Y RESULTADOS 5

2.1. Condiciones existentes de drenaje 5
2.2. Recopilación de la información básica. 7
2.3. Obras de arte menor 7
2.3.1. Construcción del modelo hidrológico para alcantarillas. 7
2.3.2. Construcción del modelo hidráulico para alcantarillas. 11
2.3.3. Dimensionamiento de Cunetas de drenaje. 14
2.4. Obra de arte mayor 14
2.4.1. Construcción de modelo hidrológico-hidráulico para puente. 14
2.4.2. Evaluación de perfil de socavación. 20
2.4.3. Drenaje de tablero de puente. 30

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 31

4. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS 31

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1. Antecedentes

La Constitución de la República del Ecuador en su artículo 238 establece que los gobiernos autónomos descentralizados gozarán de autonomía política, administrativa y financiera, y se regirán por los principios de solidaridad, subsidiariedad, equidad interterritorial, integración y participación ciudadana, así mismo en el artículo 263 numerales 2 y 5 de la carta Magna señala que los gobiernos provinciales tendrán las siguientes competencias exclusivas, sin perjuicio de las otras que, determine la ley: 2. Planificar, construir y mantener el sistema vial de ámbito provincial, que no incluya las zonas urbanas. 5. Planificar, construir, operar y mantener sistemas de riego.

Ante la necesidad de mejorar la red vial de la provincia y con esta consideración El Gobierno Autónomo Descentralizado Provincial del Guayas ha planificado contratar una consultoría profesional para ejecutar los “ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS PARA LA VÍA SIMÓN BOLÍVAR – LORENZO DE GARAYCOA, DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS, de 9.17 Km de longitud.

La ejecución de este proyecto contribuirá a la solución de problemas de movilidad de personas y transporte de carga de la zona agrícola hacia otros centros poblados de interés, además mejorara la infraestructura vial existente de los cantones adyacentes (Simón Bolívar, Alfredo Baquerizo Moreno, Milagro, entre otros) y consecuentemente la calidad de vida de las personas que viven en el área de influencia del proyecto, fortaleciendo el desarrollo de sus actividades diarias, accediendo a servicios públicos de vital importancia como son centros de salud, educación y seguridad.

1.2. Objetivo general y objetivos específicos

Diseñar hidráulicamente las obras apropiadas para el drenaje adecuado para la rehabilitación de la vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaycoa, considerando condiciones de diseño y otros requerimientos por la entidad contratante, a través de metodologías, programas computacionales y criterios estándares de normativas establecidos.

Como objetivos específicos, el proyecto tiene las siguientes metas:

a) Determinar los caudales extremos de cada obra de paso, asociados al periodo de retorno requerido por el proyecto.

b) Evaluar el proceso lluvia - escorrentía del río Congo (que cruza el proyecto) y cuencas aportantes a alcantarillas, mediante simulación hidrológica, así como la hidrodinámica del de la obra de paso mayor, para obtener el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y cota mínima para superestructura, y perfil esperado máximo de socavación.

c) 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, así como las protecciones pertinentes para garantizar la vida útil de las obras.

1.3. Ubicación

El proyecto está ubicado tal como se puede apreciar en la Tabla 1 y Figura 1. Las coordenadas U.T.M., corresponden a la zona 17 M, DATUM WGS 84 y son:

Tabla 1. Coordenadas del Proyecto

Descripción		Coordenadas		Abscisa
		Este	Norte	
Vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa				
Vía	Inicio	669145.499	9’778524.009	0+000
	Fin	674470.468	9’772140.571	9+172.17

Figura 1: Area de estudio, vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaycoa (*Plataforma Google Earth*).

2. METODOLOGÍA 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) Obras de arte menor.
4) Obra de arte mayor.

2.1. Condiciones existentes de drenaje

La vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa (algo más de 9 Km de longitud), según el levantamiento topográfico, consta de 3 drenajes transversales menores en toda su extensión (Tabla 2), y escasos cruces de tubos de 6" (15 cm, Figura 2) que no son para drenaje, sino posiblemente para irrigación, y ciertos canales longitudinales, paralelos a la vía, y para garantizar drenaje en las plantaciones. No obstante, en las abscisas 7+061 y 7+963 podría requerirse analizar el flujo entre ambos lados de la carretera y conectar los canales de drenaje transversales de las plantaciones de banano existentes (Figura 3).

Tabla 2: Drenaje existente en la vía Simón Bolívar – Lorenzo de Garaicoa.

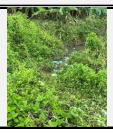
GOBIERNO AUTÓNOMO PROVINCIAL DEL GUAYAS										
"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE VÍA SIMÓN BOLÍVAR - LORENZO DE GARAICOA DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS".										
LISTADO DE DRENAJE EXISTENTE: 16 Febrero, 2024										
N°	**ABSCISA**	**ALCANTARILLA**				**MURO DE ALAS (Sí o No)**	**Esviajada (Sí o No)**	**Material**	**Descripción**	**Foto**
		Longitud [m]	**Diámetro [m]**	**DUCTO CAJON**						
				ANCHO (m)	**ALTURA(m)**					
1	3+625	8.00	1.24			No	No		Se encontró presencia de sedimentos y basura en los extremos de la tubería y no se registró presencia de flujo de agua.	
2	7+061	8.00	0.51			No	No		Poca cantidad de flujo	
3	7+963	8.00	Indeterminado			No	No		No se logra captar una buena foto de la misma por la vegetación abundante y presencia de agua.	

Figura 2: Cruces de irrigación, 6”.

Figura 3: Posible sector para inclusión de alcantarilla, 6+800.

La única obra de arte mayor existente es el puente a la entrada de Lorenzo de Garaicoa, cerca del fin de la vía (9+100). Este puente tiene aproximadamente 18 m de longitud y es sobre el río Congo, afluente del río Los Amarillos. El río Congo muestra mucha vegetación en su recorrido (Figura 4).

Figura 4: Puente sobre el río Congo y estatus del sector.

2.2. 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).

2.3. Obras de arte menor

2.3.1. Construcción del modelo hidrológico para alcantarillas.

La delimitación de áreas aportantes, tanto para alcantarillas existentes, como para las propuestas fue desarrollada usando el método racional. En ningún caso se excedió las 400 Ha, validando preliminarmente la aplicación del método racional según la normativa vigente (MOP, 2003) y otras fuentes (Monsalve Sáenz, 1999; ODOT, 2014):

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

(Ecuación 1)

Donde:

Q = Caudal máximo esperado, en [m^3/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) (MOP 2003).

i_c 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 20, 30 y 40 minutos, para generar 3 caudales: máximo, diseño (30 min), y mínimo. i es la intensidad

[mm/h] obtenida del análisis de extremos, a través del método del bloque alterno, método de pesos por distancia invertida (*IDW*) y las curvas intensidad-duración-frecuencia del estudio nacional del INAMHI (2019), pero, con T = 50 años, según el estándar nacional (MOP, 2003). Las estaciones más cercanas al proyecto con información y ecuaciones IDF están en la Tabla 3 y Figura 5.

A continuación, se empleó 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 2)

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):

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

(Ecuación 3)

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, sectores sin cobertura vegetal, pero con presencia de suelos arcillosos; y bosques (secundarios), cada uno con un coeficiente propio, y correspondiente peso (porcentaje de área de cuenca) (Aparicio Mijares, 2011). De esta manera, se determinó un coeficiente C integral o ponderado para cada cuenca aportante. Tal estimación, para cada caso, se logró mediante recorridos en el sector y observación de imágenes satelitales (ej. portal *Google Earth*). Para el caso de n (Manning) se tomó en cuenta que existe vegetación densa (cultivos y bosques), y, ciertas obstrucciones al flujo (Chow, 2010). En consecuencia, para todos los casos, el tiempo de concentración resultante fue notablemente menor que 6 horas, avalando completamente la aplicación del método racional.

En la Tabla 4 se muestra un ejemplo del cálculo descrito anteriormente y el resumen con los parámetros morfológicos y resultantes (ej, escorrentía) de cada cuenca de aporte a alcantarillas existentes (en color negro), y propuestas (en celeste). En el mismo contexto, que la Figura 6 ilustra la distribución de las cuencas aportantes hacia las obras de paso.

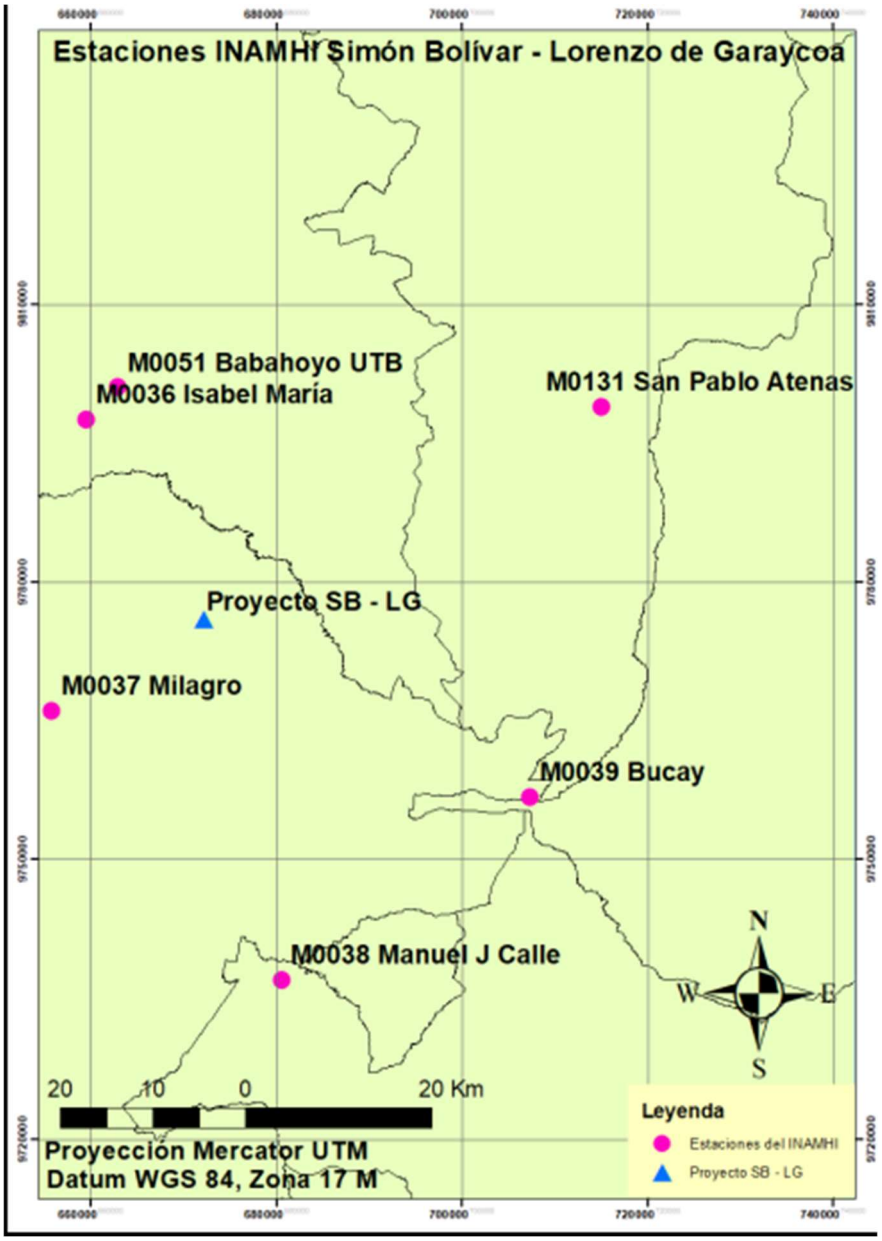


Figura 5: Estaciones del INAMHI Proyecto Simón Bolívar – Lorenzo de Garaycoa.

Tabla 3: Estaciones del INAMHI, Proyecto Simón Bolívar – Lorenzo de Garaycoa.

X	Y	Estacion
659527	9797513	M0036 Isabel María
655787.73	9766096.17	M0037 Milagro
680542	9737108	M0038 Manuel J Calle
707357	9756826	M0039 Bucay
662899	9800950	M0051 Babahoyo UTB
714979	9798874	M0131 San Pablo Atenas
672 237.43	9 775 913.09	Proyecto SB - LG

Tabla 4: Ejemplo de cálculo de escorrentías aportantes a alcantarillas y resumen.

Datos generales:		**Alcantarilla:**		**5+300**		
Area aportante [m^2] =	56542	Sí puede aplicarse el método racional				
T [años] =	50	MTOP 2003				
C_f =	1.20					
t_d [min] =	20	30	40			
i [mm/h] =	130	110	96.2			
L_c [m] =	369.0					
S =	0.00271				Taylor & Schwarz (1952):	
n =	0.040	Rugosidad promedio vegetación, tierra, obstrucciones				
t_c [h] =	0.49	0.53	0.56	Sí es aplic	Sí es aplic	Sí es aplicable el método racional
i_c [m/s] =	5.3E-05	3.22E-05	2.23E-05		Morgali & Linsley:	$t_c = \frac{7 * L^{0.60} * n^{0.6}}{S^{0.3} * i^{0.4}}$
Uso de suelo	**Coef.**	**% Area**				
Resid / Sin cult =	0.60					
Pastos/Cult =	0.43	0.75		MTOP 2003 Tabla IX.5, pag 300		
Bosque =	0.35	0.25				
C ponderado y corregido =	0.41	1				
Q [m^3/s] =	1.49	0.896	0.620			
	máximo	diseño	mínimo			

Alcantarillas existentes y propuestas								
Vía Simón Bolívar - Lorenzo de Garaycoa								
Abscisa	**Área [m^2]**	**L [m]**	**T [años]**	**t_d [min]**	**i [mm/h]**	**t_c [h]**	**C**	**Q [m^3/s]**
3+625	68578	373	50	30	110.0	0.532	0.42	1.111
5+300	56542	369	50	30	110.0	0.527	0.41	0.896
6+800	73270	706	50	30	110.0	0.552	0.41	1.228
7+061	57064	428	50	30	110.0	0.323	0.42	0.571
7+963	53291	348	50	30	110.0	0.406	0.50	0.798
8+200	79117	442	50	30	110.0	0.620	0.43	1.547

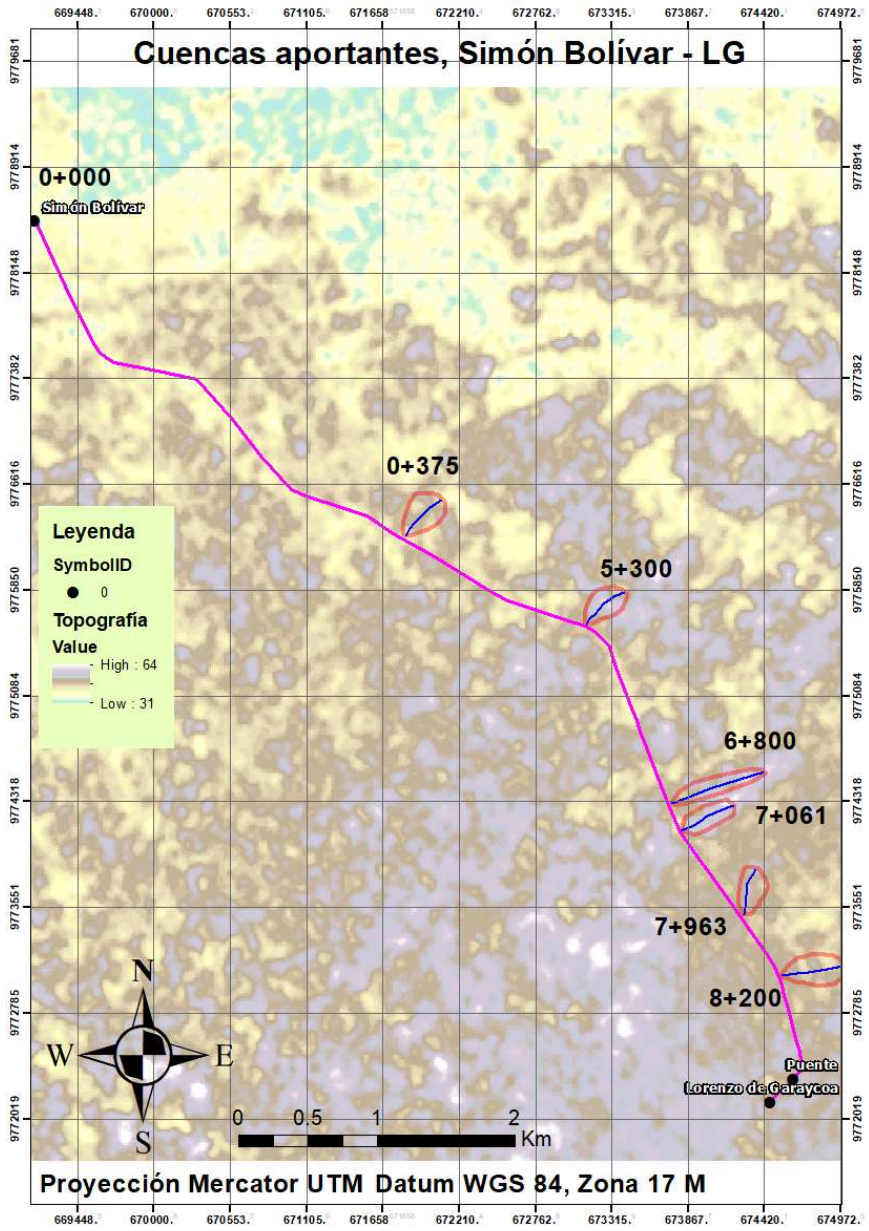


Figura 6: Cuencas aportantes hacia alcantarillas del proyecto vial.

2.3.2. Construcción del modelo hidráulico para alcantarillas.

Cada obra de paso menor fue evaluada a través del programa computacional HY-8 (FHWA, 2021) donde, a través de las ecuaciones de Bernoulli (conservación de la energía), de flujo uniforme, gradual y rápidamente variado, se verificó tirantes resultantes (evitando alcantarillas sumergidas a la entrada o al término, salto hidráulico, y sobrevertido encima de la vía) y asegurando así el drenaje unidireccional, o, de ser el caso, bidireccional y el mantenimiento del principio de “vasos comunicantes”, típico de zonas planas. También se incorporó el criterio de velocidades permisibles (dentro del tubo y luego en el canal de salida) (MOP, 2003) (FHWA, 2012). 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 7), 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*) (MOP, 2003) (Figura 8, en color rojo).

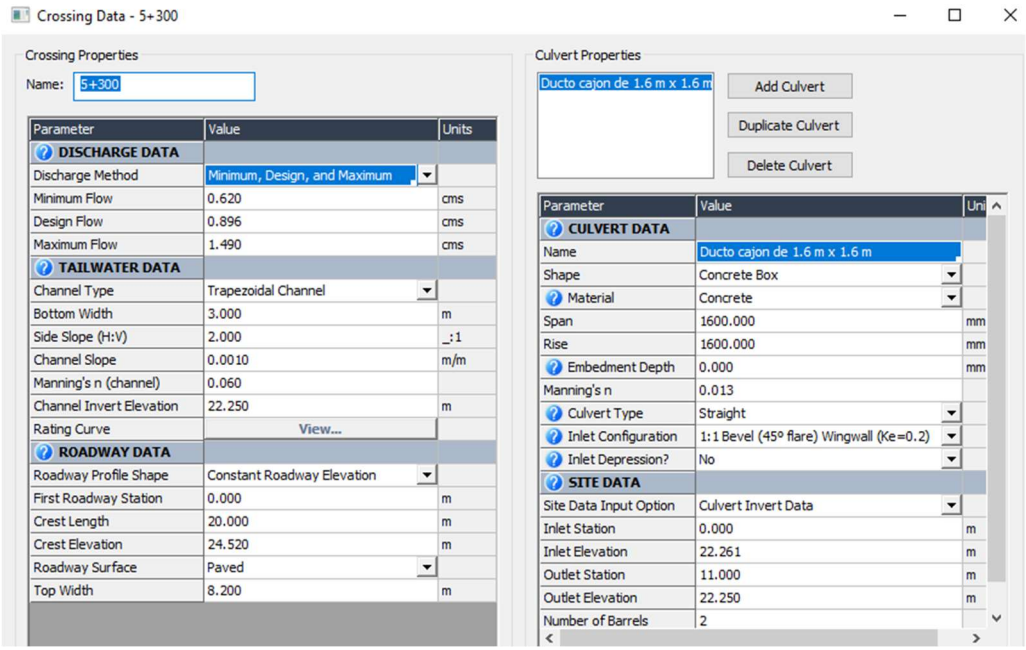
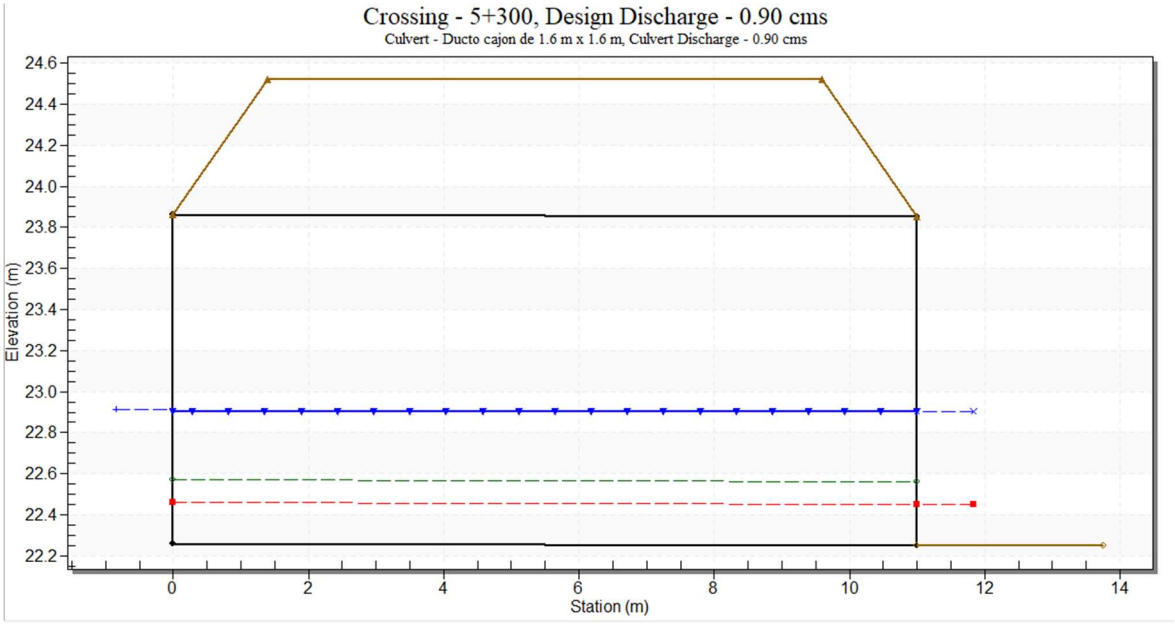


Figura 7: Programa HY-8, ingreso de información para evaluación de alcantarillas.



Culvert Summary Table - Ducto cajon de 1.6 m x 1.6 m

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)
0.62	0.62	22.79	0.24	**0.53**	3-M1t	0.24	0.16	0.53	0.53	0.36	0.29
0.71	0.71	22.83	0.26	**0.57**	3-M1t	0.27	0.17	0.57	0.57	0.39	0.30
0.79	0.79	22.87	0.28	**0.61**	3-M1t	0.29	0.18	0.61	0.61	0.41	0.31
0.90	0.90	22.91	0.30	**0.65**	3-M1t	0.31	0.20	0.65	0.65	0.43	0.32
0.97	0.97	22.94	0.32	**0.68**	3-M1t	0.33	0.21	0.68	0.68	0.45	0.33
1.05	1.05	22.98	0.34	**0.71**	3-M1t	0.35	0.22	0.71	0.71	0.46	0.34
1.14	1.14	23.01	0.36	**0.75**	3-M1t	0.37	0.23	0.74	0.74	0.48	0.34
1.23	1.23	23.04	0.38	**0.78**	3-M1t	0.39	0.25	0.77	0.77	0.50	0.35
1.32	1.32	23.07	0.39	**0.81**	3-M1t	0.40	0.26	0.80	0.80	0.51	0.36
1.40	1.40	23.10	0.41	**0.84**	3-M1t	0.42	0.27	0.83	0.83	0.53	0.36
1.49	1.49	23.12	0.43	**0.86**	3-M1t	0.44	0.28	0.85	0.85	0.55	0.37

Figura 8: Ejemplo de superficie de flujo resultante en alcantarillas.

Tabla 5: Alcantarillas existentes y propuestas con medidas finales.

Alcantarillas existentes y propuestas															
Simón Bolívar - Lorenzo de Garaycoa															
Abscisa	**Cota izquierda**	**Cota derecha**	**Sentido de Drenaje**	**L [m]**	**Pendiente [%]**	**Esviaje**	**Q mín [m^3/s]**	**Q dis [m^3/s]**	**Q máx [m^3/s]**	**Tirante [m]**	**V salida alcantar. [m/s]**	**V en canal salida [m/s]**	**Cantidad**	**Ancho ducto, [m]**	**Alto ducto, [m]**	**Riego / Drenaje**
3+625	23.608	23.598	Izq a Der	11.0	0.09%	No	0.769	1.111	1.840	0.73	0.95	0.34	1	1.60	1.60	Drenaje
5+300	23.515	23.504	Izq a Der	11.0	0.10%	No	0.620	0.896	1.490	0.65	0.43	0.32	1	1.60	1.60	Drenaje
6+800	26.533	26.522	Izq a Der	11.0	0.10%	No	0.850	1.228	2.040	0.77	1.00	0.35	1	1.60	1.60	Drenaje
7+061	26.419	26.408	Izq a Der	11.0	0.10%	No	0.395	0.571	0.950	0.51	0.70	0.28	1	1.60	1.60	Drenaje
7+963	22.904	22.893	Izq a Der	11.0	0.10%	No	0.552	0.798	1.320	0.61	0.82	0.31	1	1.60	1.60	Drenaje
8+200	22.962	22.951	Izq a Der	11.0	0.10%	No	1.071	1.547	2.570	0.87	1.11	0.37	1	1.60	1.60	Drenaje

Para el dimensionamiento de las alcantarillas propuestas se adoptó lo mínimo que establece las especificaciones técnicas del organismo rector, es decir, 1200 mm (48”) (MOP, 2002). El objetivo principal fue verificar, para diferentes caudales potenciales, que las alcantarillas no trabajasen a sección llena, ni que excediesen los máximos permitidos en velocidad para el tubo y el canal de salida. En ese sentido, se decidió proponer la inclusión de 4 alcantarillas nuevas, en las abscisas mostradas en la Tabla 5. Esto a fin de drenar las posibles zonas de empozamiento que se generaren debido al futuro trazado vial (curva vertical cóncava, cuando aplicare). Se deja constancia que las 3 alcantarillas existentes, se encuentran en muy malas condiciones, sin estructuras de ingreso y salida (muros de ala, por ej), llenas de vegetación, azolvadas, y probablemente hayan alcanzado ya su periodo de servicio, por lo que se recomienda su remoción total y reemplazo. Aparte de ello, para recoger los flujos superficiales donde fue pertinente, se decidió incluir sumideros rejillas en aquellas alcantarillas coincidentes con curvas cóncavas en el diseño: 5+300, 6+800 y 8+200. En total, 6 unidades, cuyos detalles se encuentran en los planos hidráulicos.

Otra consideración es el tipo de elemento a reemplazar o proponer. Normalmente se prefiere la tubería circular de hormigón por su facilidad de instalación in situ. No obstante, según la normativa pertinente (MOP, 2003) y otras análogas que lo sugieren (Interagua, 2015, 2016b), el tubo necesita de al menos 0.60 m (idealmente 1m) de relleno por encima de él, para evitar su colapso debido a las cargas vehiculares. En el presente proyecto vial, se escogió al ducto cajón porque en varios tramos de la vía no fue posible elevar la rasante por pasar sectores poblados, o intersección con caminos vecinales, y no se contaba, por consiguiente, con suficiente relleno encima del tubo. En tal contexto, se escogió el ducto cajón, y de encauzamiento (hasta garantizar el drenaje correspondiente), de ser necesario. La Tabla 5 muestra los resultados de los cálculos en el programa HY-8 así como las dimensiones propuestas para las alcantarillas. Las longitudes incluyen que, según el diseño vial propuesto: (i) la sección de carretera tiene un ancho de corona estándar de alrededor de 7.30 m; ii) la inclinación de talud para el terraplén, por recomendación del especialista geotécnico del proyecto, debía ser de 2H:1V; y, iii) si la obra de paso está esviajada con respecto al eje del diseño vial (revisar planos adjuntos).

En corolario, se propuso 1 tipo de obra de arte menor, a fin de que la ingeniería estructural proceda al cálculo correspondiente de entradas y salidas: (i) ducto cajón de 1.10 m x 1.10 m (equivalente a una sección de tubo de 1.20 m de diámetro, ver el plano correspondiente), sección que se puede conseguir en el mercado. Se recomienda incorporar enrocado de protección 3 metros adicional, antes del delantal a la entrada y luego de la salida de cada alcantarilla, con d_{50} no menor a 30 cm (2 capas), en concordancia con lo que estipula la normativa en vigencia (MOP, 2003).

2.3.3. Dimensionamiento de Cunetas de drenaje.

Debido a que el proyecto vial vertical está en su totalidad en relleno (a nivel de subrasante), no existen taludes de corte. En tal contexto, no se hace necesaria la presencia de cunetas.

2.4. Obra de arte mayor

2.4.1. Construcción de modelo hidrológico-hidráulico para puente.

La intensidad de precipitación para la estimación de la escorrentía, proveniente de la cuenca del río Congo (cruce en 2+715) fue estimada a través del método del bloque alterno, y el método de pesos por distancia invertida al cuadrado (IDW) (Chow, 2010), empleando las ecuaciones de intensidad-duración-frecuencia reportadas por el INAMHI (2019), con las estaciones hábiles más cercanas al sitio del proyecto (Figura 5 y Tabla 3).

A través del levantamiento del cauce y orillas involucrados para el estudio de la hoya (formada por 2 microcuencas: norte y sur, Figura 10), fue posible construir la modelación lluvia-escorrentía, mediante el método racional, con periodo de retorno 100 años (Tabla 6), pero, según lo que dictamina la norma (MOP, 2003), con duración de 30 minutos (147.7 mm/h). Es necesario notar, que, según moradores (durante el recorrido efectuado en el sector a la llegada a Lorenzo de Garaycoa), el cauce que recoge los flujos de la hoya suele experimentar súbitas inundaciones y caudalosas, pese a lo profundo del canal (más de 5 m). Además, durante el fenómeno de El Niño reciente, se ha registrado eventos donde el

nivel del agua se ha aproximado a la cota del tablero del puente (como lo registrado en febrero pasado, ver Figura **9**).

Figura 9: Nivel en puente existente, río Congo, febrero 2024.

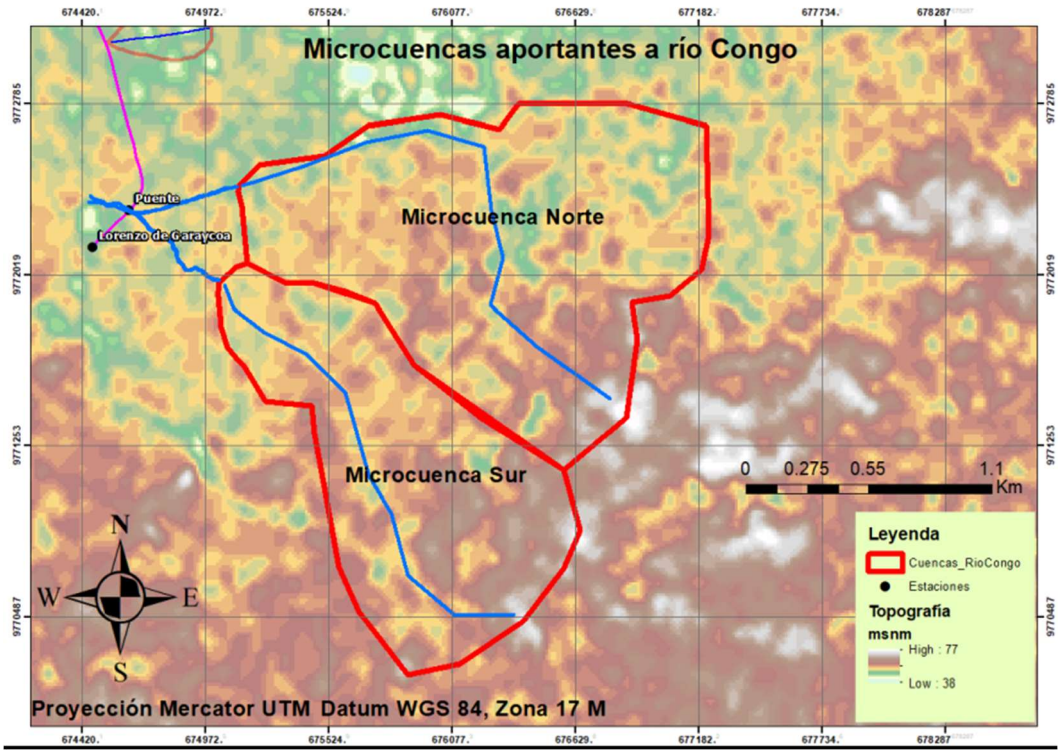


Figura 10: Microcuencas Norte y Sur, del río Congo.

Tabla 6: Ejemplo de cálculo de escorrentía y resumen de resultados, microcuencas del río Congo.

Datos generales:												
Area aportante [m^2] =	2150992	Sí puede aplicarse el método racional										
T [años] =	100	MTOP 2003										
C_f =	1.25											
t_d [min] =	20	30	40	Duraciones escogidas								
i [mm/h] =	168.2	147.7	133.7	resultantes de hietograma ponderado								
L_c [m] =	2545.0											
S =	0.00747				Taylor & Schwarz (1952):							
n =	0.010	Rugosidad promedio vegetación, tierra, árboles, obstrucciones										
t_c [h] =	0.46	0.48	0.50	Sí es aplic	Sí es aplic	Sí es aplicable el método racional						
i_c [m/s] =	6.4E-05	3.93E-05	2.78E-05			Morgali & Linsley:						
Uso de suelo	**Coef.**	**% Area**										
Resid / Sin cob =	0.70	0.05										
Pastos / Cultivos =	0.51	0.48										
Bosque	0.35	0.47										
C ponderado y corregido =	0.44											
Q [m^3/s] =	76.2	47.0	33.2									
	máximo	diseño	mínimo									

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

MTOP 2003 Tabla IX.5, pag 300

50

Vía Simón Bolívar - Lorenzo de Garaycoa								
Cuenca río Congo								
Microcuenca	**Área [Ha]**	**L [m]**	**T [años]**	**t_d [min]**	**i [mm/h]**	**t_c [h]**	**C**	**Q [m^3/s]**
Norte	215.1	2545.0	100	30	147.7	0.479	0.44	47.0
Sur	146.0	2159.4	100	30	147.7	0.475	0.47	33.1
Total:	361.1							80.1

El modelo preliminar geométrico para evaluación hidrodinámica incluyó puntos sobre la vía actual, puntos levantados con instrumentación en cauce, y complementados con un modelo de elevación digital (DEM). 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 (Figura 11), líneas de planicies (*banklines*), y líneas de flujo externo o último (*flowpaths*), así como las secciones transversales (XS – en verde), aproximadamente cada 10 m.

Las secciones transversales generadas lucen como aquella de la Figura 12. 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):

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

(Ecuación 4)

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.

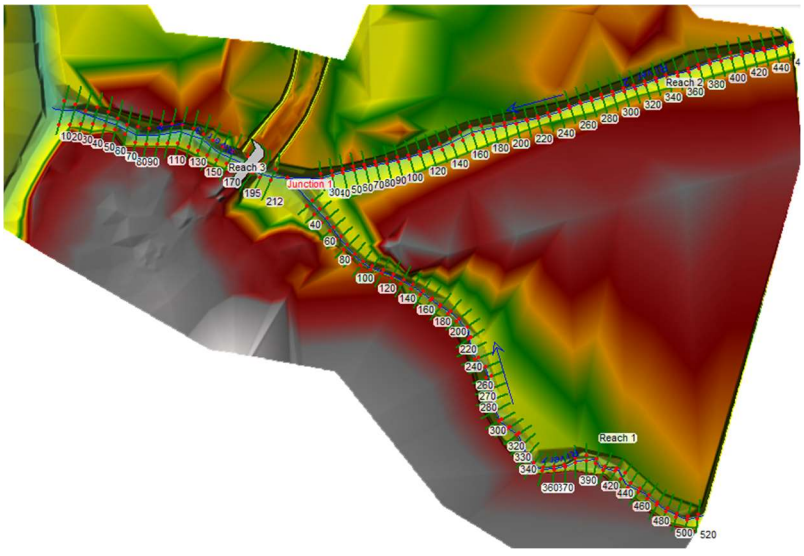


Figura 11: Esquema geométrico del modelo hidrodinámico, puente sobre el río Congo.

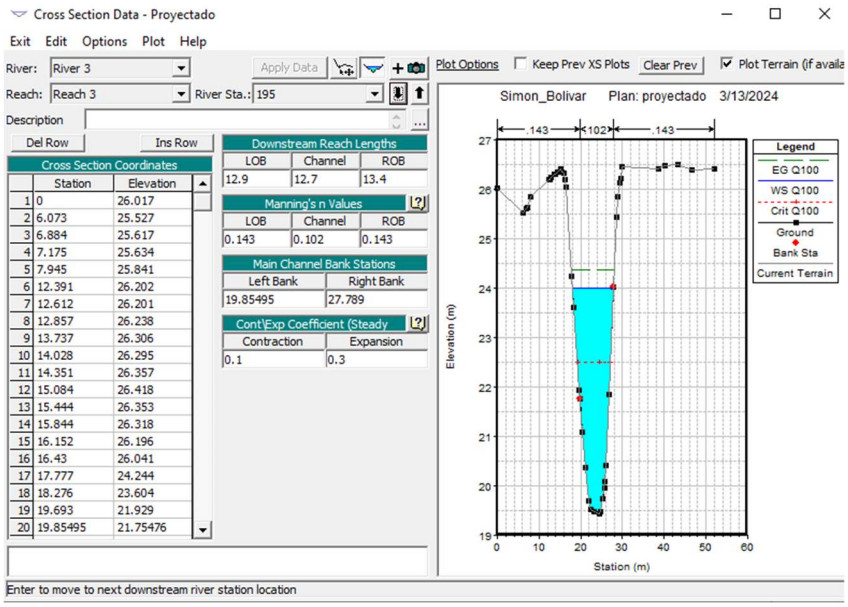


Figura 12: Sección transversal típica, e información ingresada relacionada.

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 7 muestra el detalle para el canal con sus valores finales de rugosidad.

El caudal total generado desde el modelo hidrológico, para la cuenca del río Congo fue 80.1 m^3/s (para T = 100 años, Tabla 6). 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 ($C = c*\Delta t/\Delta x$), donde c = celeridad de la onda (en promedio, 1 m/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, se tuvo que previamente incorporar la información topográfica y estructural de los mismos en el archivo geométrico.

Al ejecutar el programa, se pudo verificar la situación en caso de que se ocurriera el evento extremo. El nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) para el puente actual (L = 18 m) fue 24.36 msnm (Figura 9), parecido a lo reportado recientemente durante el fenómeno de El Niño, en febrero 2024, 24.5 msnm (que sirvió como calibrador de modelación). Esto no dejaba mucho espacio para gálibo, máximo 1m (palizada, por ej). El puente nuevo se eleva a 27.86 msnm de rasante (a diferencia del existente, que está en 26.6 msnm, ver Figura 13), y, con el nivel inferior de viga proyectada (según el análisis estructural) en 26.36 msnm, se logra un borde libre de casi 2 m, adecuado para el pase de escombros. La longitud del puente nuevo, más allá del criterio hidráulico (en el cual 18 m inicialmente serían suficientes, porque la sección hidráulica no crece a los lados; sino que se agrega espacio para gálibo solamente), fue convenido en 25 m por temas de practicidad

estructural y constructivos (revisar los documentos correspondientes). No obstante, más adelante, en la estimación de la socavación, se menciona el efecto del esviajamiento del puente con respecto al río, lo cual avala la decisión tomada de ampliar la estructura, a efectos de salvaguardar la integridad de los estribos.

Tabla 7: Estimación de coeficiente de rugosidad para modelación hidrodinámica.

Río Congo								
Tramo	**Elemento**	**Base**	**irregularid supr**	**cambios sección**	**obstrucc**	**vegetación**	**meandros**	**n corr**
		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Minor / Minor	Alternating frequentlly	Minor / Minor / Minor	V large / large / V large	Minor	**[s/m$^{1/3}$]**
Congo Sur	Llanura izq	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143
	Canal	0.033	0.003	0.006	0.004	0.050	1.00	0.096
	Llanura der	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143
		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Minor / Minor	Change gradually	Minor / Minor / Minor	V large / large / V large	Minor	**[s/m$^{1/3}$]**
Congo Norte	Llanura izq	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143
	Canal	0.033	0.003	0.003	0.004	0.050	1.00	0.093
	Llanura der	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143
		Arcilla / Arena / Arcilla	Minor / Minor / Minor	Alternating frequentlly	Minor / Minor / Minor	V large / large / V large	Minor	**[s/m$^{1/3}$]**
Congo combinado	Llanura izq	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143
	Canal	0.033	0.003	0.006	0.010	0.050	1.00	0.102
	Llanura der	0.027	0.003	0.000	0.013	0.100	1.00	0.143

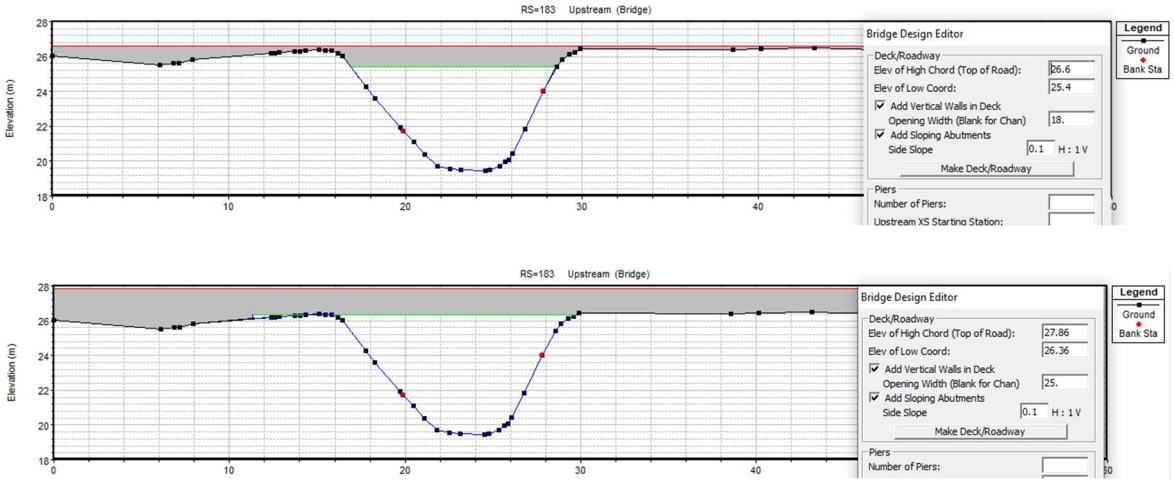
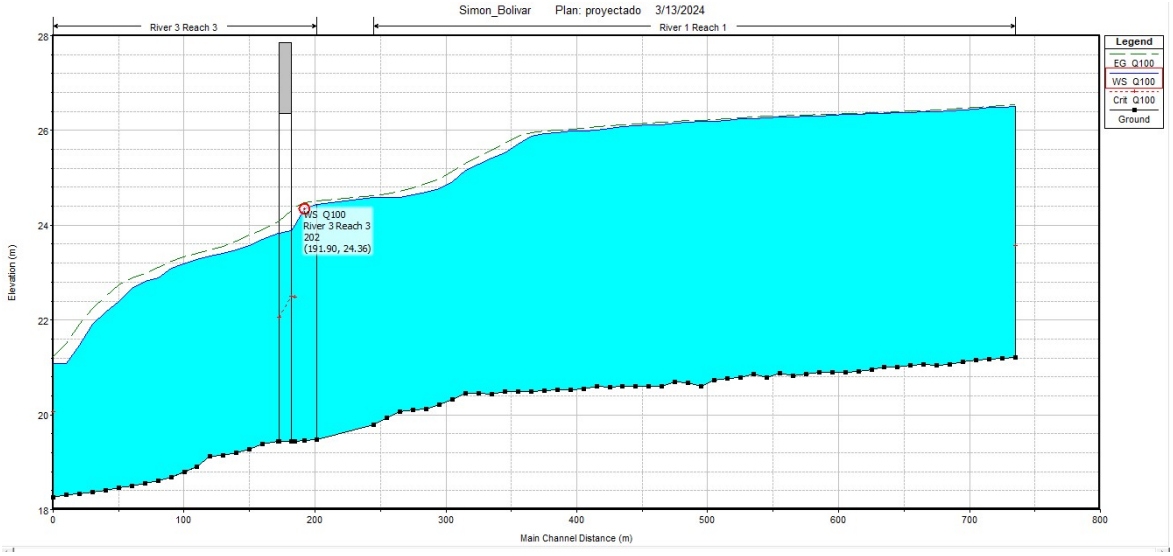


Figura 13: Ingreso de información de puente existe (arriba) y proyectado (abajo).



Bridge Output

File Type Options Help

River: River 3 Profile: Q100

Reach Reach 3 RS: 183 Plan: proyectado

Plan: proyectado River 3 Reach 3 RS: 183 Profile: Q100

E.G. US. (m)	24.38	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	24.00	E.G. Elev (m)	24.30	24.08
Q Total (m3/s)	80.11	W.S. Elev (m)	23.89	23.84
Q Bridge (m3/s)	80.11	Crit W.S. (m)	22.50	22.06
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.45	4.39
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.73	2.16
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	29.39	37.13
Weir Submerg		Froude # Chl	0.49	0.38
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	77.40	87.05
Min El Weir Flow (m)	27.86	Hydr Depth (m)	3.04	3.07
Min El Prs (m)	26.36	W.P. Total (m)	14.12	16.07
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	495.9	662.8
Delta WS (m)	0.17	Top Width (m)	9.67	12.10
BR Open Area (m2)	57.87	Frctn Loss (m)	0.17	0.01
BR Open Vel (m/s)	2.73	C & E Loss (m)	0.05	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	532.68	330.93
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1452.02	714.03

Figura 14: Perfil del río para puente proyectado y resultados de modelación.

2.4.2. Evaluación de perfil de socavación.

a) Socavación general

Para el cálculo de las cotas de socavación de las diferentes estructuras, se empleó la siguiente metodología. Para la socavación general (también conocida como contracción), el método de Lischtvan-Lebediev (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 1975) estima de la siguiente manera la profundidad final de la socavación (H_s):

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68\ d_m^{0.28} \varphi\ \lambda} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

(Ecuación 5)

donde H_0 es la profundidad inicial (antes de darse la socavación, en m); dm es el diámetro de la partícula (mm). En este particular, hay que aclarar que existe una ecuación similar para suelos arcillosos, en función del peso volumétrico de la arcilla, y que luce así:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.6\ \gamma_d^{1.18} \varphi\ \lambda} \right)^{\frac{1}{1+x}},\ \gamma_d,\ [T/m^3]$$

(Ecuación 6)

En caso de tamaños de granos cercanos a 0.074 mm (tamiz # 200), se recomienda considerar el caso más desfavorable entre las dos ecuaciones. Los demás parámetros de la expresión anterior se muestran en el siguiente conjunto de expresiones:

Factor de crecientes = $\alpha = \frac{S^{1/2}}{n}$, donde S es la pendiente del cauce, y n es el factor de rugosidad de Manning.

$$x = -0.0089\left(\log d_m\right)^2 - 0.041 \log d_m + 0.395$$

si se tratara de suelos arcillosos, X se expresa así (Guevara Alvarez, 2016):
$x = 0.1363\gamma_d^2 - 0.58\gamma_d + 0.893$

$\varphi = 1.51\gamma_{mez} - 0.54$ En general, el peso volumétrico de la mezcla agua-suelo se estimó por medio de la siguiente fórmula:

$$\gamma_{mezcla} = \frac{\gamma * \gamma_s}{\gamma_s - c*(\gamma_s - \gamma)}$$

En cuyo caso: γ_s = peso volumétrico seco del material [T/m^3]; c = porcentaje de concentración del material en el agua (entre 0 y 1). Usualmente, se asume alrededor del 30%.

Por otro lado,

$\lambda = 0.0973 * \log(T) + 0.79$, donde T es el periodo de retorno empleado, [años] (Rodríguez Díaz, 2010). En las orillas del río Congo, según la información geotécnica, se obtuvo un d_{50} = 0.03 mm, y un peso volumétrico de 1.65 T/m^3 (suelos considerados arcillosos); mientras que, en el cauce, los suelos son de tipo granular (d_{50} = 0.17 mm), pero el peso volumétrico seco, también fue de 1.65 T/m^3.

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 7)

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 (Richardson & Davis, 2001) (Figura 15):

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

(Ecuación 8)

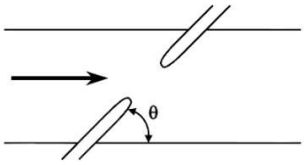


Figura 15: Ángulo de esviajamiento para estribos (Richardson & Davis, 2001).

Tabla 8: Información empleada y estimación de perfil de socavación.

Datos hidráulicos, geotécnicos y estructurales	
$T_{ancho\ sup}$ [m] =	9.2896
A_{neta} [m^2] =	31.36
P_{neto} [m]=	14.711
D = H_m [m]=	3.376
So =	0.0022
T retorno [años] =	100
$Q_{100\ años}$ [m^3/s]=	80.11
$d_{50\ izq}$ [mm]=	0.03
$d_{50\ der}$ [mm]=	0.03
n =	0.029
$\gamma_{seco\ izq}$ [T/m3]=	1.650
$\gamma_{mezcla\ izq}$ [T/m3]=	1.134
$\gamma_{seco\ der}$ [T/m3]=	1.650
$\gamma_{mezcla\ der}$ [T/m3]=	1.134
K_{a1} =	0.82
y_3 [m] =	4.500
V_3 [m/s] (HecRas) =	1.40
y_4 [m] =	4.880
V_4 [m/s] (HecRas) =	3.00
Angulo esviaj [°] izq / der =	105

		Cota, T = 100 años, [msnm]=					24.360	Cota Thalweg [msnm]		19.440
Punto	Abscisa [m]	Cota fondo inicial [msnm]	H_0 (m)	d_{50} [mm] / γ_{seco} [T/m^3]	n	Hs, soc general (m)	y_s general [m]	y_s local [m]	y_s total [m]	Cota fondo final [msnm]
E1 (A, Izq)	0.000	26.120	-1.760	0.025	0.022	0.000	0.000	4.910	4.910	21.210
B	7.110	24.360	0.000	0.170	0.031	0.000	3.150		3.150	21.210
C	10.494	19.690	4.670	0.170	0.031	13.653	8.983		8.983	10.707
D	22.520	19.530	4.830	0.170	0.031	14.203	9.373		9.373	10.157
E	24.510	19.440	4.920	0.170	0.031	14.514	9.594		9.594	9.846
F	25.860	19.950	4.410	0.170	0.031	12.766	8.356		8.356	11.594
G	27.720	24.360	0.000	0.170	0.031	0.000	3.150		3.150	21.301
E2 (H, der)	25.000	26.430	-2.070	0.025	0.022	0.000	0.000	5.129	5.129	21.301
Socavación general (Lischtvan - Lebediev):										
Suelos arenosos:		**Suelos arcillosos:**								
λ =	0.988	λ =	0.988							
Φ =	1.172	Φ =	1.172							
x =	0.421	x =	0.305							
α =	1.508	α =	1.508							

L es la longitud de salida o invasiva del estribo en la sección completa, [m]; y3, Fr3, son el tirante y número de Froude a corta distancia del puente o estructura (Akan, 2006). Debido al alineamiento del eje vial con el cauce de la quebrada, se generó un ángulo de esviajamiento de 105° en la orilla izquierda y 75° en la orilla opuesta. Esto tiene un efecto en el cómputo de socavación total en los estribos. Al haberse ampliado a 25 m, se asegura que estas estructuras no estén expuestas a los embates de crecida.

Luego de la inclusión de la información geotécnica, hidrodinámica, y topográfico-estructural proyectadas de cada puente, (Tabla 8) se determinó el perfil de socavación total (Figura 16). Hay que notar que los mayores valores de socavación general ocurrieron en el cauce, precisamente porque la profundidad de erosión hasta alcanzar el equilibrio es función de la profundidad. Esto avala el criterio de no colocar pilas en el paso vial.

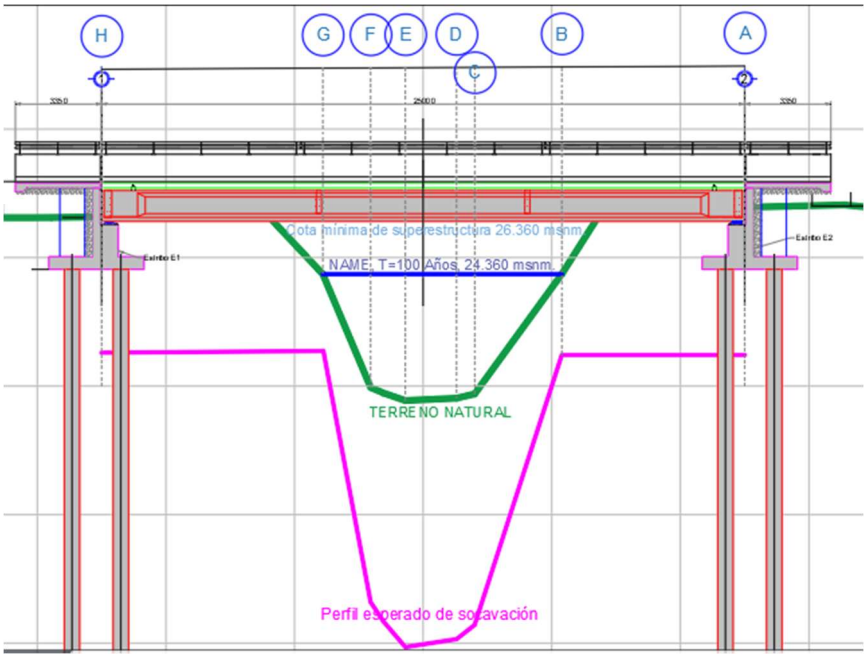


Figura 16: Perfil de socavación total.

c) Protección de márgenes de ríos y estribos.

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), y en ausencia de pronunciamiento pertinente en cuanto al MTOP, provee 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 del suelo, pendiente, entre otros:

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

(Ecuación 9)

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

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

Cs = Coeficiente de estabilidad.

= 0.3 para rocas angulares.

= 0.375 para rocas redondeadas.

Cv = Coeficiente de distribución de velocidades.

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

= 1.283 – 0.2*log (Rc/W) para el exterior de los meandros (1.0 para Rc/W > 26).

= 1.25 aguas debajo de canales de concreto.

= 1.25 en el final de los diques.

CT = 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: Vdis = Vprom*(1.74 – 0.52*log (Rc/W))

Vdis = Vprom para Rc/W > 26
Para canales trapezoidales, Vdis = Vprom *(1.71 – 0.78*log (Rc/W))
Vdis = Vprom para Rc/W > 8

Vprom = Velocidad promedio de la sección transversal del canal [m/s].
K1 = Factor de corrección de la pendiente lateral

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

(Ecuación 10)

Donde: θ es el ángulo de inclinación lateral, en grados.
Rc = 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/s^2).

Tabla 9: Estimación d_{50} de pedraplén para las márgenes del río Congo.

Río Congo			
y [m] =	5	K_1 =	0.871
V_{prom} [m/s]=	3	Rc =	86.8
Fs =	1.2	W =	25
Cs =	0.3	Rc / W =	3.47
Cv =	1.14	V_{dis} [m/s] =	4.38
C_T =	1	G =	2.65
θ [°], 2H:1V:	26.57	d_{50} [m] =	0.48

La Tabla 9 muestra los resultados de d_{50} estimados para las márgenes del rio Congo. 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 Cv se tomó un promedio entre 1.0 y 1.283, debido a que los tramos no son siempre rectos, ni tampoco se trata siempre de bordes externos. El d_{50} resultante fue de 48 cm.

En ese contexto, se sugiere escoger el tamaño inmediato superior, que, según la guía de diseño de la FHWA (tabla 4.1 de la HEC-23, volumen 2) es el de clase V; esto es, con un diámetro de 50 cm, un d_{50} entre 17 y 20.5 in, según la Tabla 10. Tal cuidado 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. Para garantizar la homogeneidad y evitar el escape de finos, se sugiere el uso de lechada (*grouting*). Y con el fin de precautelar la estabilidad de las márgenes, se recomienda desplegar el pedraplén en una distancia no menor a 200 metros, aguas arriba y 200 m aguas abajo del sitio del puente.

Esta protección se recomienda construirla como tipo enterrada (*buried toe*) (FHWA, 2009), y cuya referencia se muestra en la Figura 17. El detalle de medidas para las márgenes del cauce se ilustra en la Figura 18, cumpliendo con los estándares del apartado 4.2.3 de la guía HEC-23 (espesor = $1.5*d_{50}$ = 75 cm). En ambos casos, por recomendación geotécnica, la inclinación debe ser 2H:1V. La profundidad de empotramiento (*toe down*) debería contar con no menos de 2 m, y el borde libre, desde el NAME hasta el final del enrocado, debe ser de mínimo 60 cm.

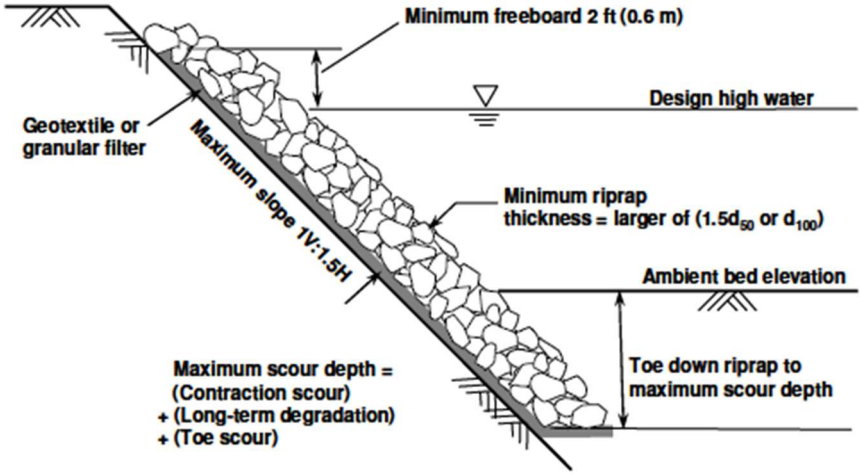


Figura 17: Referencia para protección tipo enterrada, *buried toe* (FHWA, 2009).

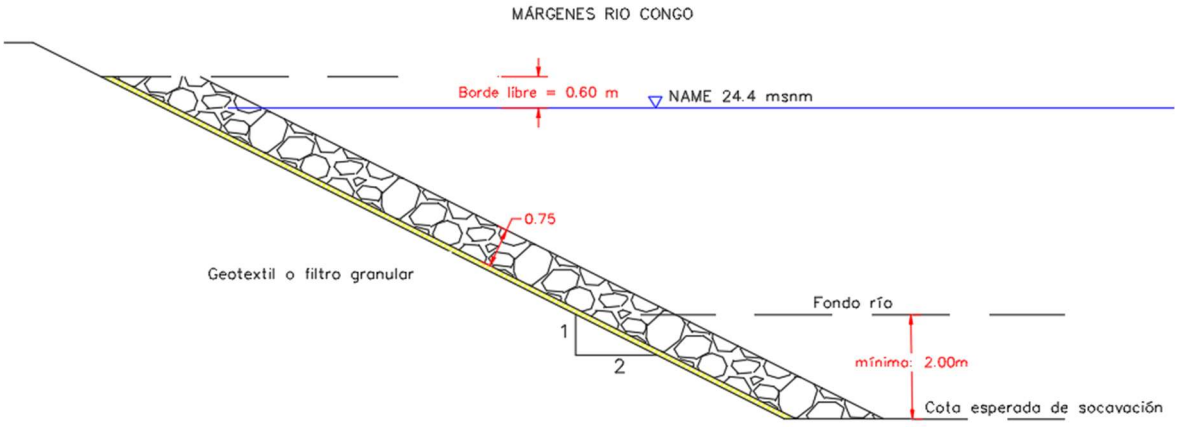


Figura 18: Vista general de disposición del enrocado, márgenes río Congo.

Tabla 10: 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}
Class	Size	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

Protección de estribos:

Con frecuencia, el daño a estribos es causado por una combinación de los siguientes factores:

- Sobrevertido en estribos o terraplenes.
- Migración de canales laterales o procesos de ensanchamiento de arroyos.
- Socavación por contracción (general) y local.
- Desgaste lateral en uno o ambos estribos.

Se han observado grandes agujeros de socavación local, de hasta 4 veces la profundidad del flujo de aproximación, en estribos ubicados detrás de las orillas de los canales, especialmente en amplias llanuras de inundación. Así, como regla general, los estribos más vulnerables a daños son aquellos ubicados en (o cerca de) las orillas de los canales.

Observaciones en campo y estudios de laboratorio reportados en la normativa HDS 6 de la FHWA (Richardson & Davis, 2001) indican que, con crecidas o grandes caídas a través de las aberturas de puentes, se desarrollan orificios de socavación en las pendientes laterales de los estribos con aleta (*spill-through*) provocando daños en la esquina ubicada aguas arriba del estribo. Adicionalmente, la separación del flujo puede ocurrir aguas abajo del puente. Esta separación de flujo provoca vórtices verticales que erosionan el terraplén de acceso y la esquina que está aguas abajo del estribo.

Para números de Froude (F_r) menores a 0.8, se recomienda la ecuación de diseño para el tamaño de roca del pedraplén, tanto para estribos de derrame como para estribos de paredes verticales, según la relación propuesta por Isbash (FHWA, 2009; Melville et al., 2007):

$$\frac{d_{50}}{y} = \frac{K}{(G-1)} * \left(\frac{V^2}{g * y} \right)$$

(Ecuación 11)

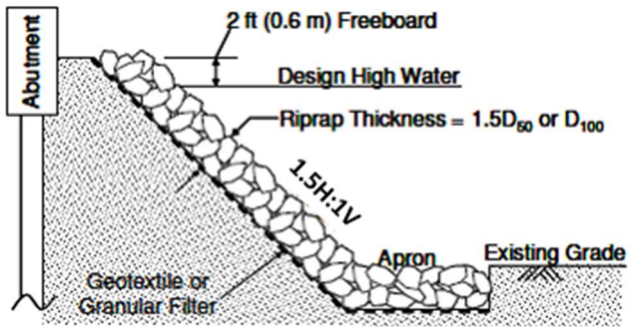
d_{50} =diámetro medio de la roca, [m]
V = Velocidad promedio característica en la sección contraída, [m/s]
G = Gravedad específica del agregado del enrocado.
g = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2.
y = Profundidad del flujo en la abertura contraída del puente, [m].
K = 0.89 para estribos con aletas (*spill-trough*); 1.02, para estribos de paredes verticales (el caso presente).

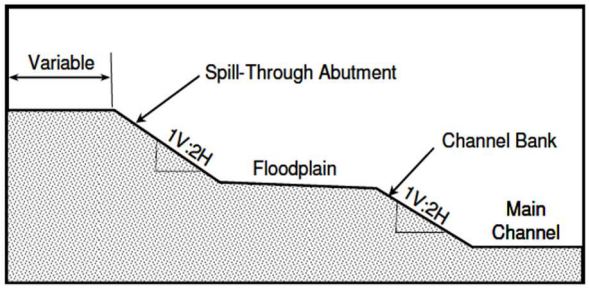
Para Fr > 0.8 se tiene la siguiente expresión:

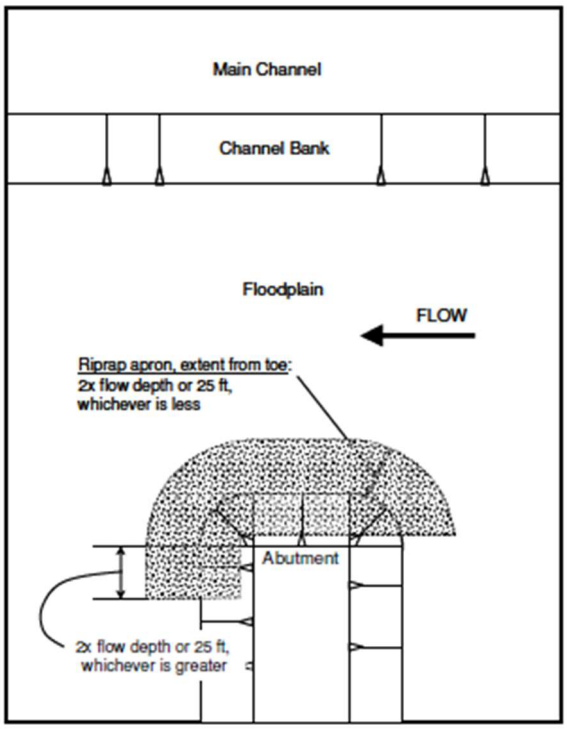
$$\frac{d_{50}}{y} = \frac{K}{(G-1)} * \left(\frac{V^2}{g * y} \right)^{0.14}$$

(Ecuación 12)

donde:
K = 0.61 para estribos con aletas (*spill-trough*); 0.69, para estribos de paredes verticales.







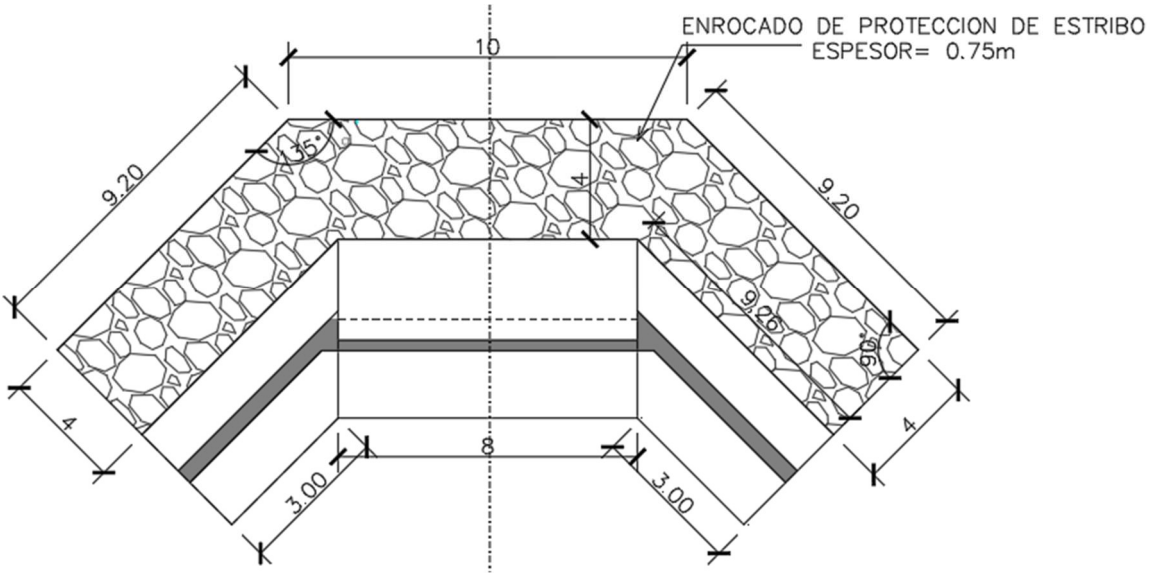


Figura 19: Esquema típico para estribos en puente río Congo (Lagasse et al., 2006).

Para determinar V, primero se debe calcular la relación SBR (*Set-Back Ratio*), que es igual a la longitud del pie del estribo hasta el canal principal dividido para la profundidad promedio del canal (Lagasse et al., 2006). Si ambas SBR (de la margen izquierda y derecha) fuesen menores a 5, V se calcula usando toda la sección. En sentido práctico, equivale a usar la velocidad del canal principal (o máxima). Si una de las SBR fuera >5, entonces en esa margen se usa la velocidad de la planicie (no la del canal). Para ello, se usan los resultados del modelo hidrodinámico: caudal, velocidad promedio, tirante promedio, área, y longitud de llanura (*setback length* o distancia entre el estribo y el inicio del canal principal), tanto del canal principal, como de cada una de las planicies. En ambos casos, (mayor o menor que 5), se calcula el número de Froude correspondiente, y, dependiendo si es mayor o menor que 0.80, se determina el d_{50} respectivo para cada margen (FHWA, 2009).

Con el fin de dimensionar la protección de los estribos (similar a lo que se observa para las márgenes en la Figura 18), se determinó el espesor de la capa del pedraplén (*riprap*), mayorando en un 50% el d_{50} obtenido. A continuación, se estimó el ancho del dentellón (*apron*) que evita el colapso del recubrimiento del talud. El ancho de esta estructura fue el menor valor entre 2 veces el tirante de la llanura correspondiente, y 25 pies (7.6m) (Lagasse et al., 2006). Para efectos de asegurar una completa protección del estribo, se extendió al dentellón en una longitud equivalente al valor mayor entre los 2 valores anteriores. El recubrimiento debe llegar, por lo menos, hasta 60 cm por encima del NAME. Tal esquema se ilustra en la Figura 19, pero para el caso presente, con 2H:1V.

En el caso del puente proyectado (Tabla 11), los espesores calculados fueron de 78.9 cm y 63.2 cm, para las márgenes izquierda y derecha. Refinando el dimensionamiento, se propone al menos 75 cm, lo cual va en armonía con el tamaño de enrocado para las márgenes. En las tablas antes mencionadas están también los anchos de faldones (*apron*) así como la longitud extra del faldón aguas debajo de los estribos.

Tabla 11: Dimensionamiento de protección para estribos del puente proyectado.

Puente sobre el río Congo			
Estribo izq:		**Estribo derecho:**	
$y_{canal\ p}$ [m] =	**4.54**	$Q_{canal\ p}$ [m^3/s]=	**80.1**
$v_{canal\ p}$ [m/s]=	**1.72**	$b_{canal\ p}$ [m]=	**7.87**
$y_{m\ izq}$ [m]=	**1.61**	$y_{m\ der}$ [m]=	**2.01**
$L_{llanura\ izq}$ [m]=	**19.43**	$L_{llanura\ der}$ [m]=	**2.62**
SBR_{izq} [m]=	4.28	SBR_{der} [m]=	0.58
$Q_{m\ izq}$ [m^3/s]=	**1.8**	$Q_{m\ der}$ [m^3/s]=	**1.8**
$A_{m\ izq}$ [m^2]=	**31.28**	$A_{m\ der}$ [m^2]=	**5.27**
$v_{m\ izq}$ [m/s]=	1.72	$v_{m\ der}$ [m/s]=	1.72
g [m^2/s]=	9.81	G =	2.65
K =	1.02	K =	1.02
$Fr_{m\ izq}$ =	0.43	$Fr_{m\ der}$ =	0.39
$d_{50\ izq}$ [m] =	0.53	$d_{50\ der}$ [m] =	0.42
Espesor capa riprap [cm]:			
Izquierdo:	78.9	Derecho:	63.2
Faldón frontal, desde la pata (*apron*) [m]:			
	3.2		4.0
Protección Extra aguas abajo estribos [m]:			
	7.6		7.6

2.4.3. Drenaje de tablero de puente.

A efecto de drenar el flujo proveniente de precipitación sobre el tablero del puente (el cual tendrá una pendiente longitudinal de 0% según el diseño vial),y en interconsulta con el especialista estructural, se propone la colocación de tuberías de 4” cada 3.33 m (en total 2 líneas de 9 desfogues). 16 de estas tuberías estarán conectadas a un tubo colector de 6” (15 cm) que desaloje el excedente sobre la calzada, hacia el lecho del río, según el esquema mostrado para la mitad izquierda del puente en la Figura 20 (en color azul), y que se encuentra en los planos estructurales correspondientes.

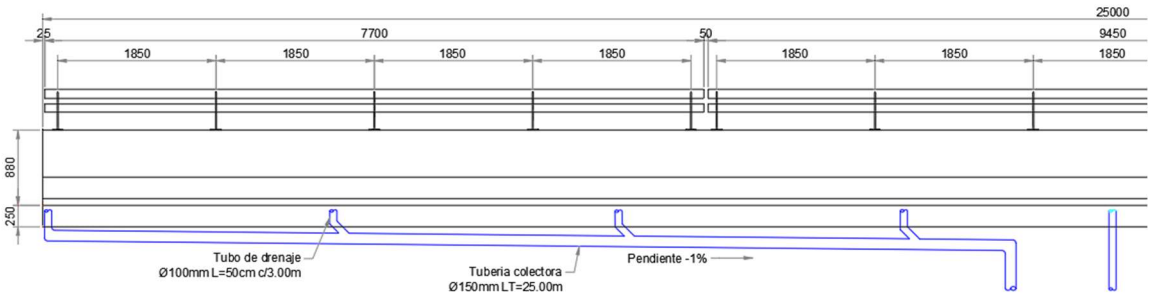


Figura 20: Esquema de rejillas para drenaje de tablero de puente (mitad izquierda).

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

I. Empleando la precipitación asociada a un periodo de retorno de 100 años, proveniente de las estaciones del INAMHI que cuentan con información relevante, se pudo estimar, mediante modelación hidrológica (método racional) de la cuenca del río Congo, considerando su área (361 Ha), uso y tipo de suelo, resultó en 80.1 m^3/s. En el modelo hidrodinámico correspondiente, se alcanzó el nivel referencial de febrero 2024 (a 1 m de la superestructura existente). A efectos de permitir un gálibo adecuado (de 2m) y proteger los estribos, se decidió elevar la rasante del proyecto en 1.3 m e incrementar la longitud del puente, de 18 a 25 m. El tablero del puente cuenta con drenaje que atraviesa la superestructura, con 18 desfogues de 4" que conducen a tubería de 6", evitando la acumulación de agua en la calzada.

II. Con el fin de proteger las márgenes de la quebrada y los estribos del nuevo puente, se propone el uso de enrocado, en longitud 200 m aguas arriba y 200 m aguas abajo del cruce del puente. El espesor recomendado de protección es 75 cm.

III. La vía actual cuenta con solo 3 alcantarillas, en mal estado y sin la correspondiente protección, y en estado de azolvamiento, posiblemente llegando al término de su periodo de servicio. Se propone su reemplazo total y la inclusión de 4 nuevas alcantarillas, para recoger flujos de cuencas aportantes, y debido al diseño vial (curvas verticales). En total, 17 obras de paso.

IV. Se ha evaluado el comportamiento hidráulico de cada alcantarilla, empleando caudales de entrada (desde la correspondiente simulación lluvia-escorrentía), velocidades, tirantes y niveles que cumplan con la normativa vigente. Esto resultó en 1 tipo de ducto cajón de 1.6 m x 1.6 m. Se ha propuesto, adicionalmente, esquemas de entrada y salida (muros de ala y cabezales), así como protección correspondiente según lo que rige el código de carreteras. Se recomienda en todo caso su mantenimiento o limpieza periódico-regular (antes y después de cada estación invernal) para evitar su azolvamiento o taponamiento.

4. 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 Meterología 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.

MOP (2002), Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes, Ministerio de Obras Públicas, Quito, Ecuador, MOP-001-F 2002.

MOP (2003), Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, Ministerio de Obras Públicas, Quito, Ecuador.

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/ORNLDAAC/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:**
Firmado electrónicamente por: ANA PAULA COSTA ALUME	Firmado electrónicamente por: FERNANDO ENRIQUE ZANABRIA VILLAMAR	Firmado electrónicamente por: JOHAN ALBERTO SUDARIO SUAREZ
Ing. Ana Paula Costa Especialista en Hidráulica	Ing. Fernando Zanabria Director del Proyecto	Ing. Johan Sudario Suárez Administrador de Contrato