

REPÚBLICA DE PANAMÁ
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

**DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN Y FINANCIAMIENTO
DE CALLES EN EL DISTRITO DE PENONOMÉ. RENGLÓN 2
PROVINCIA DE COCLÉ**

**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO
PUENTE CALLE 11 DE OCTUBRE**

PRESENTAN:

CONSORCIO ALFALTO INVERSIONES



PROPIETARIO:



JULIO DE 2022

Contenido

1.	INTRODUCCIÓN	3
2.	HIDROLOGÍA.....	4
	Áreas de drenaje	4
3.	CRECIDAS DE DISEÑO.	5
3.1.	MÉTODO RACIONAL	5
3.1.1.	Metodología.....	5
3.1.2.	Índices Físicos de la Cuenca	5
3.1.3.	Tiempo de Concentración	6
3.1.4.	Período de Retorno	6
3.1.5.	Cálculo de la intensidad de lluvia	7
3.1.6.	Caudal máximo.....	7
3.2.	MÉTODO REGIONAL.....	8
4.	HIDRÁULICA	10
	RESULTADOS HEC RAS v. 5.0.1	12

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe nos muestra los resultados del análisis Hidrológico e hidráulico realizado al cauce del puente en Calle 11 de Octubre, ubicado en el Corregimiento de Penonomé Provincia de Coclé. Este estudio forma parte del ante proyecto para licitación del proyecto denominado “DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, REHABILITACIÓN Y FINANCIAMIENTO DE CALLEN EL DISTRITO DE PENONOMÉ. RENGLÓN 2 PROVINCIA DE COCLÉ”

El puente se encuentra ubicado en el estacionamiento 0k+369.70 de la calle 11 de Octubre, comenzando el cadenamiento en la intersección con Calle Las Lomas. La siguiente imagen nos muestra la ubicación.

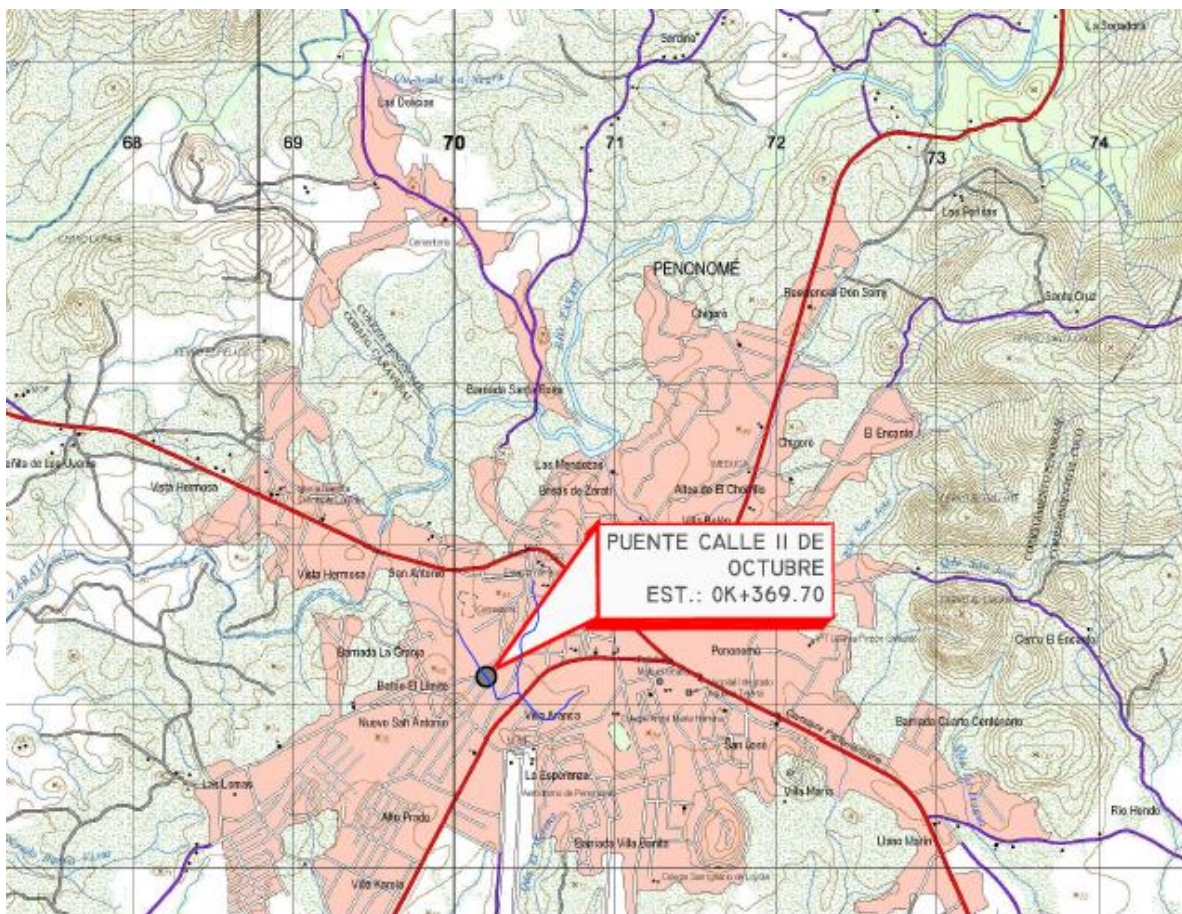


Figura 1 Ubicación del Puente Calle 11 de Octubre

2. HIDROLOGÍA

Áreas de drenaje

Para la estimación del área de drenaje se utilizaron los mosaicos 1:25,000 y 1:50,000 del Instituto Geográfico Nacional TOMMY GUARDIA, dichos mosaicos se encuentran en versión digital georreferenciados. Mediante la georreferenciación del mosaico y utilizando herramientas de CAD se logro estimar el parteaguas a partir de las curvas de nivel el cual se muestra en la siguiente figura.

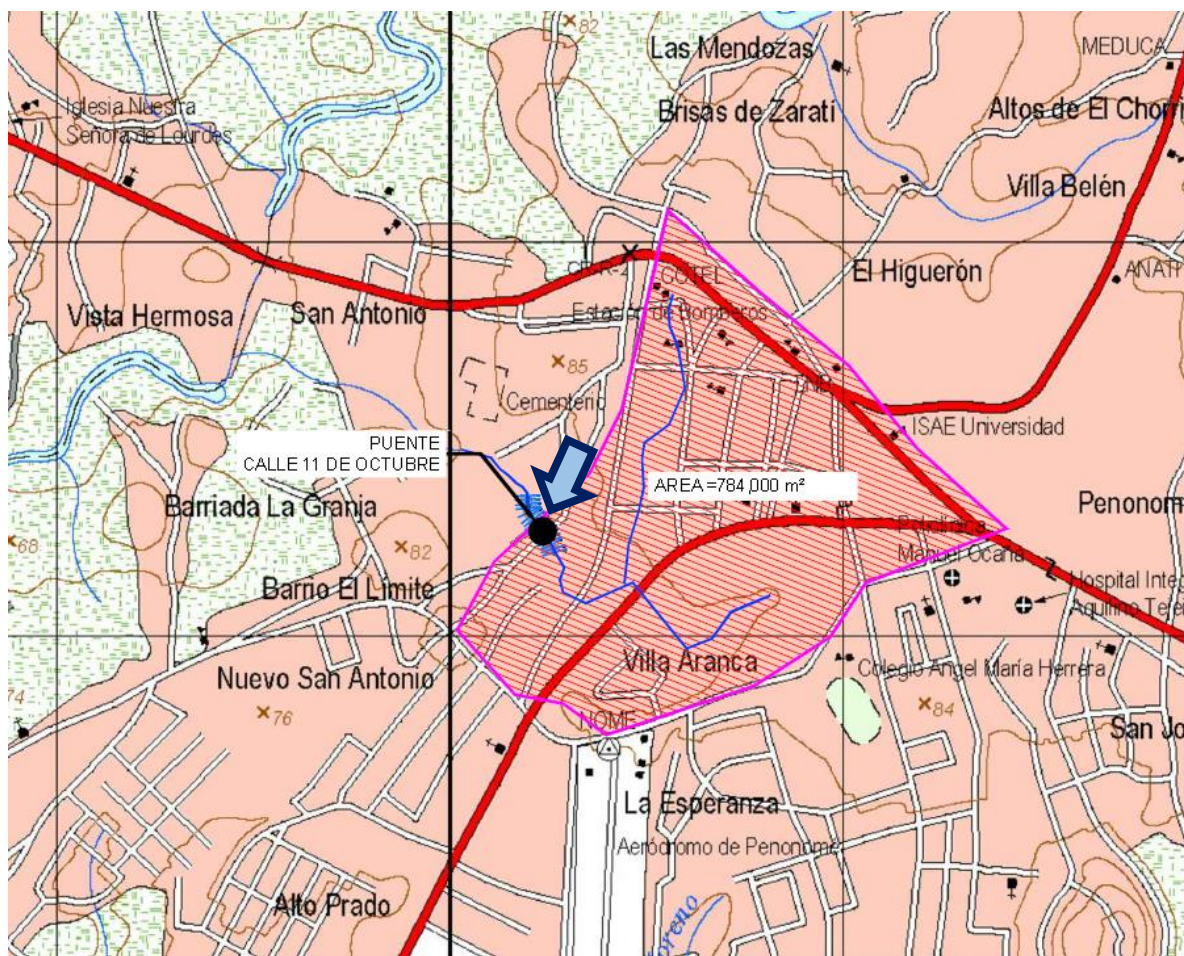


Figura 2 Cuenca de Drenaje Puente Calle 11 de Octubre

El área delimitada de la cuenca es de **784,000 m²**

3. CRECIDAS DE DISEÑO.

La crecida máxima para los diferentes períodos de retorno fue calculada por medio del método Racional ya que la cuenca no sobrepasa los 2.50 km².

Adicional se hizo una comparación utilizando en método regional de crecidas máxima

3.1. MÉTODO RACIONAL

Para estimar el caudal de diseño de la cuenca de estudio, es posible implementar el método racional ya que esta cuenca es catalogada como pequeña. A pesar que el método Racional fue desarrollado a finales del siglo XIX, es quizá por su sencillez, la herramienta más utilizada para determinar la escorrentía que resulta de una tormenta. Esta fórmula empírica, es aún utilizada para el cálculo de alcantarillas, galerías de aguas pluviales, estructuras de drenaje de pequeñas áreas, a pesar de presentar algunos inconvenientes, superados por procedimientos de cálculo más complejos. También se usa en ingeniería de carreteras para el cálculo de caudales vertientes de la cuenca a la carretera, y así poder dimensionar las obras de drenaje necesarias, siempre que la cuenca vertiente

tenga un tiempo de concentración no superior a 6 horas. Para el cálculo de las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia, la información fue analizada de la gaceta oficial de Panamá, fecha 15 de Junio de 2021.

3.1.1. Metodología

La ecuación que usa el método racional es la siguiente:

$$Q = K \times C \times I \times A$$

Donde:

Q – caudal de la crecida, m³/seg

K – factor de conversión, igual a 1/3.6 para el sistema métrico

C – coeficiente de escurrimiento, igual a 0.9 ya que se trata de zona urbana

I – intensidad de la lluvia, en mm/hr, para la intensidad de precipitaciones pluviales se utilizaron

las fórmulas presentadas de los estudios para la vertiente del Atlántico, IDF Panamá

A – área de drenaje de la cuenca, km²

3.1.2. Índices Físicos de la Cuenca

Para la medición de estos índices se procedió a montar en AutoCAD la imagen del mosaico topográfico a escala 1:25,000: Penonomé (4141 IV SE), Elaboradas por el Instituto Geográfico

- La longitud, L, de la cuenca está definida como la distancia horizontal del río principal entre un punto aguas abajo (estación de aforo) y otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

-Ancho promedio de la cuenca.

- Elevaciones máximas y mínimas.

3.1.3. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración, t_c de una determinada cuenca hidrográfica, es el tiempo necesario para que el caudal saliente se estabilice, cuando ocurra una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca. El tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica pequeña será igual a la suma del mayor tiempo de escurrimiento laminar superficial con el mayor tiempo de escurrimiento en el álveo fluvial que se constate en cualquier lugar de la cuenca. El tiempo de escurrimiento en el álveo se considera, en general, como el álveo de mayor longitud dividido por la velocidad media del agua en el cauce, una vez que éste esté prácticamente lleno. Cuando los caudales del escurrimiento superficial, laminar (en el suelo) o fluvial (en el álveo) aumenta, las profundidades también aumentan. Al aumentar la profundidad, una cantidad de agua es temporalmente almacenada, hasta que el caudal disminuye y el sistema se vacía progresivamente. Para llegarse a una situación de equilibrio hasta que se haya "llenado" el sistema. Por analogía, cuando el área de drenaje aumenta, también aumenta el tiempo necesario para alcanzar la condición de equilibrio en los diversos cauces, y por otra parte al aumentar el tiempo aumenta también la probabilidad de que la lluvia no mantenga su intensidad más o menos constante. Todos estos factores hacen que la precisión de las ecuaciones reportadas disminuya. Por esta razón estas expresiones deben ser utilizadas con restricciones para áreas de drenaje mayores a 4 ha. En este estudio se usó, La ecuación de Bransby – Williams, y se incluyeron cálculos con las fórmulas de Kirpich y la Administración Federal de Aviación de manera comparativa.

3.1.4. Período de Retorno

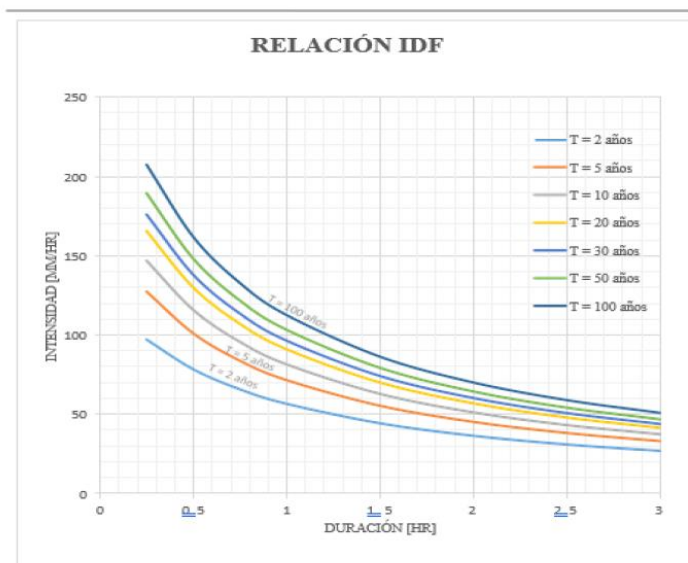
También llamado período de recurrencia, el período de retorno es un concepto estadístico que intenta proporcionar una idea de hasta qué punto un suceso puede considerarse raro. Suele calcularse mediante distribuciones de variables extrémas, sobre la base de series de valores extremos registrados dentro de periodos iguales y consecutivos; por ejemplo, en hidrología, se realiza el estudio a partir de tablas con la precipitación máxima recogida en 24 horas en un año, durante una serie de años consecutivos; en ingeniería marítima, tablas con los valores de la mayor altura de ola alcanzada en un año, igualmente a lo largo de una serie de años consecutivos. El ajuste de los datos y la predicción de valores extremos suele realizarse mediante las distribuciones de Gumbel, Log-Pearson, raíz cuadrada del tipo exponencial (\sqrt{t} - ET_{max}) y otras.

El periodo de retorno suele ser un requisito fundamental para el diseño de obras de ingeniería, ya que permite establecer el valor mínimo de un determinado parámetro (precipitación de lluvia, altura de ola, velocidad del viento, intensidad de un sismo, etc.) que debe ser soportado por la obra para considerar que es suficientemente segura. Al mismo tiempo que se diseña para ese valor mínimo, se evita el diseño para valores superiores, evitando así un sobredimensionamiento excesivo. No obstante, algunos especialistas consideran que ciertos periodos de retorno son excesivamente conservadores, y que deberían rebajarse por dar lugar a obras

demasiado costosas y seguras; se trata de una lucha entre la seguridad y la economía. Para este proyecto los términos de referencia definen un periodo de retorno de 100 años.

3.1.5. Cálculo de la intensidad de lluvia

Para el cálculo de la intensidad de lluvia para el periodo de retorno y tiempo de concentración, se utilizó las curvas IDF para la zona más próxima ubicada en Antón conforme al Manual de Requisitos para la Revisión de Planos, en su tercera edición (2021) esta se muestra a continuación:



Gráfica 4. 20: 138 - Relación Intensidad Duración Frecuencia

Tabla 4. 50: Ecuación de Intensidad Relación Frecuencia para Eventos con Duración d en Horas de cuenca de ríos entre el Antón y el Caimito

	$I = \frac{a}{d + b}$						
T [años]	2	5	10	20	30	50	100
a [mm]	100.860	121.527	136.355	150.787	159.129	169.576	183.683
b [hr]	0.793	0.707	0.681	0.663	0.656	0.647	0.637
R ²	99.49%	99.52%	99.51%	99.51%	99.50%	99.50%	99.49%

Figura 3 Curvas IDF aplicada al proyecto.

3.1.6. Caudal máximo

El siguiente cuadro nos muestra los cálculos para estimar el Caudal máximo para la cuenca en estudio

HIDROLOGIA																		
Área a	Área A	Distancia L	Elevaciones, msnm			Pendiente de Drenaje s	Coeficiente Escorrentía C ¹	T _c							Frecuen-cia de Lluvias	Intensi-dad de la lluvia i _r ²	C ^a	Caudal método Racional
			Punto alto	Punto bajo	DH			Brasby-Williams	Federal Aviation Agency	Kirpich	Kinematic Wave	Selecc-ionado						
m ²	km ²	m												años	mm/h	ha	m ³ /s	
784,000	0.784	900.00	35.49	27.36	16.00	0.01778	0.90	29.87	16.18	17.32	27.60	29.87	100	161.84	88.2	35.69		

El caudal máximo por el método racional es de **35.69 m³/seg**

3.2. MÉTODO REGIONAL

Este método está basado en el estudio de Análisis Regional de Crecidas Máxima elaborado en 1986 por la empresa LAVALIN INTERNATIONAL. Este método consiste en estimar la frecuencia de crecidas máximas que pueden ocurrir en un sitio determinado de un río, especialmente en aquellas cuencas no controladas con solo conocer el área de drenaje de la cuenca hasta el sitio de descarga y su ubicación en el país. En septiembre de 2008 se elabora un nuevo informe cuyo propósito es actualizar el análisis Regional de Crecidas Máximas.

Para la elaboración del análisis regional de crecidas máximas, se analizó la información básica registrada en estaciones hidrológicas convencionales (limnigráficas) y estaciones hidrológicas limnimétricas operada por la Gerencia de Hidrometeorología de ETESA; se analizaron, además, estaciones hidrológicas convencionales manejadas por la autoridad del Canal de Panamá, véase figura siguiente.

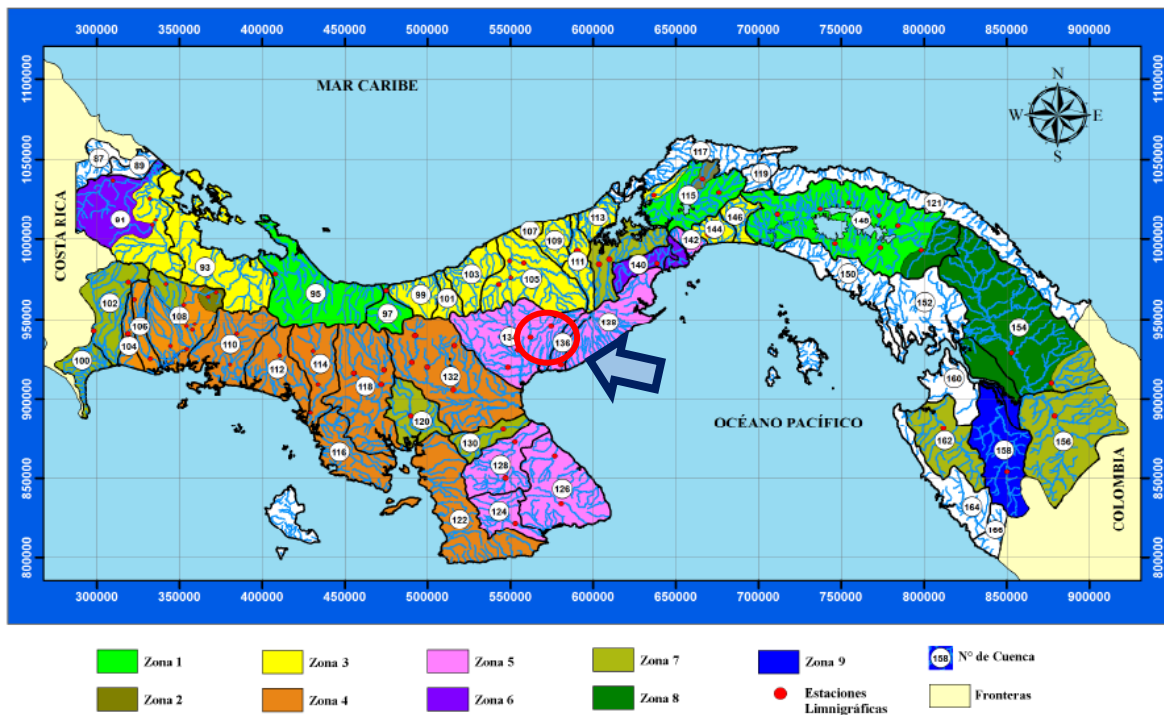


Figura 4 Ubicación de cuenca en mapa de zonificación

Si conocemos que el área de proyecto se ubica en la Zona 3, según el mapa de Regiones Hidrológicamente Homogéneas, podemos definir nuestra ecuación y distribución de frecuencia a utilizar para determinar el caudal máximo, que corresponde a:

Tabla, Ecuaciones y Distribución de Frecuencia según zona Hidrológicamente homogénea.

Zona	Número de ecuación	Ecuación	Distribución de frecuencia
1	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla # 1
2	1	$Q_{\text{máx}} = 34A^{0.59}$	Tabla # 3
3	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 1
4	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 4
5	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla # 1
6	3	$Q_{\text{máx}} = 14A^{0.59}$	Tabla # 2
7	4	$Q_{\text{máx}} = 9A^{0.59}$	Tabla # 3
8	5	$Q_{\text{máx}} = 4.5A^{0.59}$	Tabla # 3
9	2	$Q_{\text{máx}} = 25A^{0.59}$	Tabla # 3

Aplicando los factores para diferentes períodos de retorno, según el Análisis Regional de Crecidas máximas, podemos encontrar que los caudales de avenidas máximas para cada uno de los sitios analizados corresponden a:

Tabla, Factores para diferentes periodos de retorno en años.

<i>Factores $Q_{\text{máx.}}/Q_{\text{prom.máx}}$ para distintos Tr.</i>				
<i>Tr, años</i>	<i>Tabla # 1</i>	<i>Tabla # 2</i>	<i>Tabla # 3</i>	<i>Tabla # 4</i>
1.005	0.28	0.29	0.3	0.34
1.05	0.43	0.44	0.45	0.49
1.25	0.62	0.63	0.64	0.67
2	0.92	0.93	0.92	0.93
5	1.36	1.35	1.32	1.30
10	1.66	1.64	1.6	1.55
20	1.96	1.94	1.88	1.78
50	2.37	2.32	2.24	2.10
100	2.68	2.64	2.53	2.33
1,000	3.81	3.71	3.53	3.14
10,000	5.05	5.48	4.6	4.00

Cálculo del Caudal máximo

$$Q_{\text{MAX}} = 2.68 * 14 * (0.784)^{0.59} = 32.50 \frac{m^3}{seg}$$

Luego de la comparación de los caudales por ambos métodos se selecciona el mas desfavorable que tiene un valor de **35.69 m²/seg**

4. HIDRÁULICA

Para determinar los niveles de avenidas se tomaron en cuenta las siguientes observaciones:

- Pendientes del cauce en las proximidades al puente
- Rugosidad (n)
- Caudal de 1 en 100 años.
- Secciones del puente Proyectado y del cauce del río (CROSS SECTION DATA).

En el cuadro siguiente se presentan los resultados de los cálculos obtenidos del programa HEC RAS versión 5.0.4, para la sección del puente proyectado.

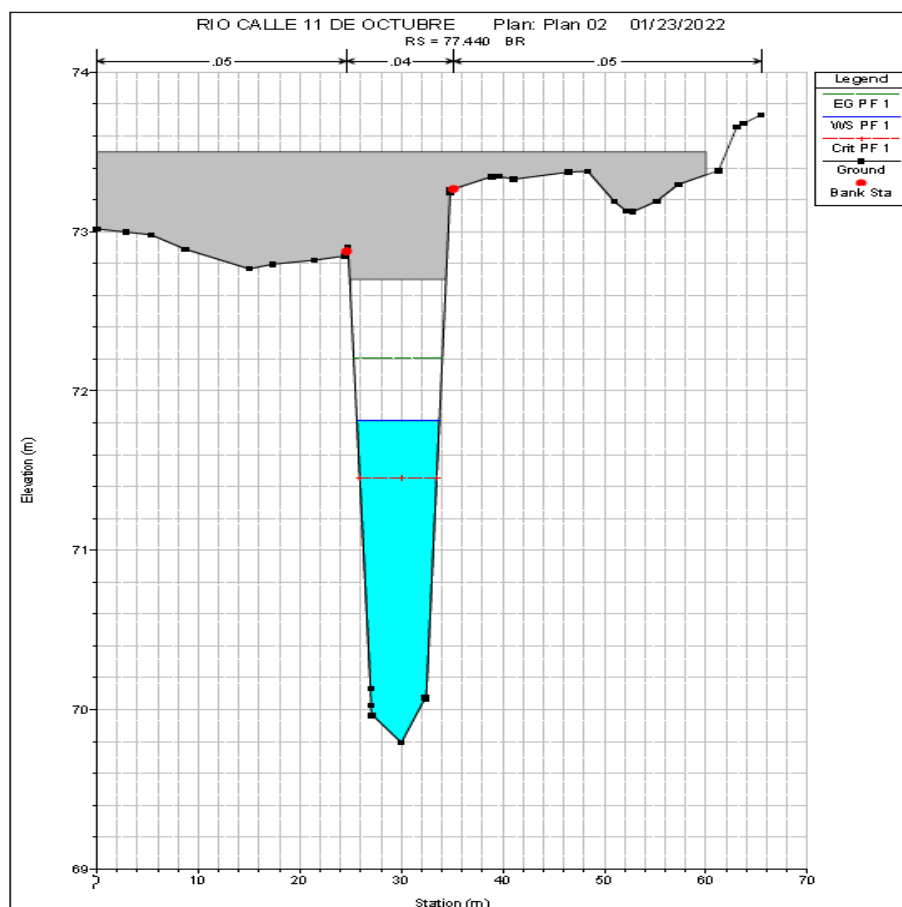


Figura 5, Sección en puente

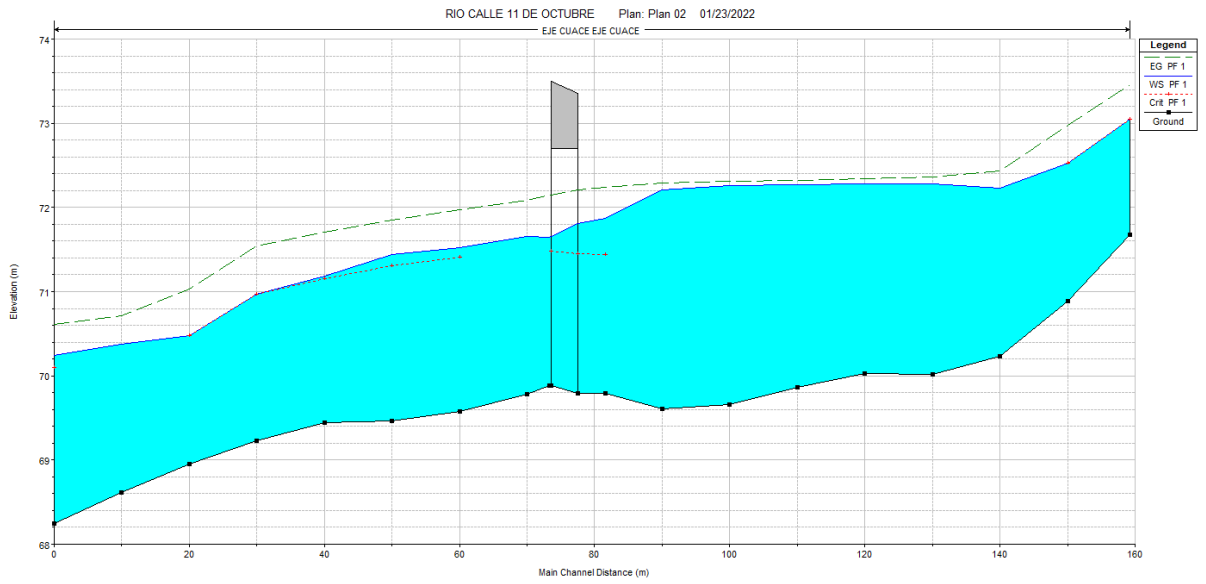


Figura 6, Perfil del cauce

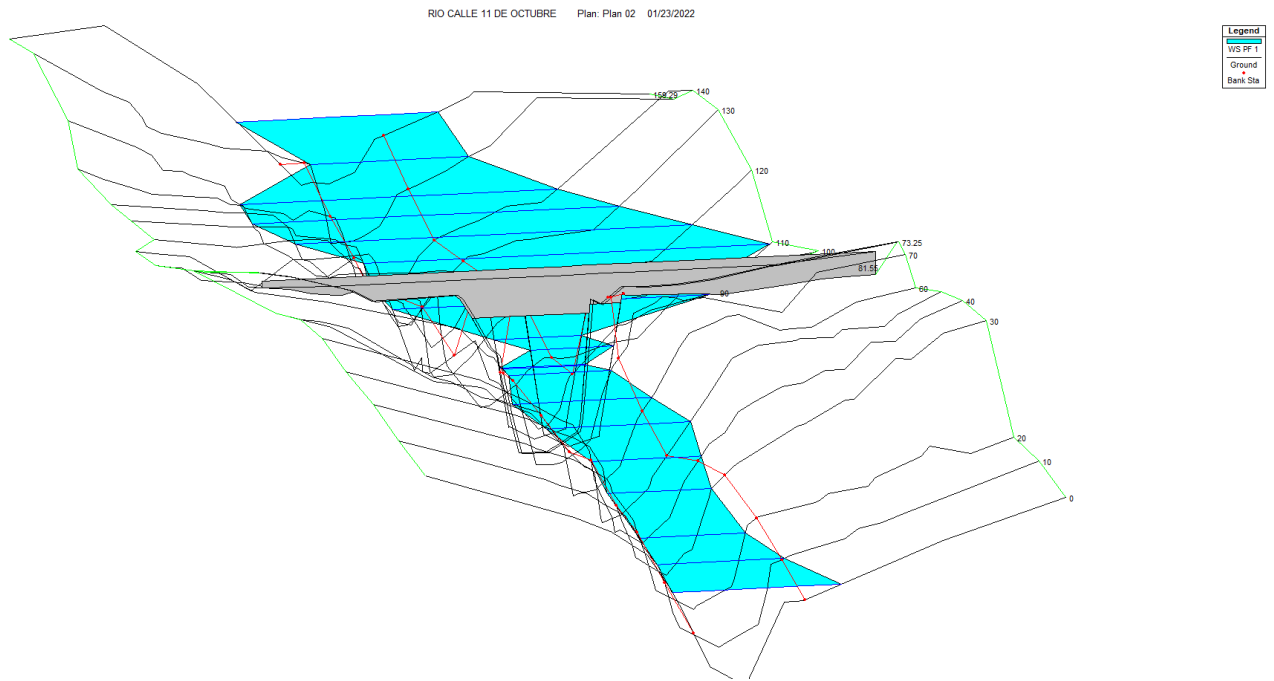


Figura 7, Simulación de crecida

RESULTADOS HEC RAS v. 5.0.1

Cuadro, Resultados HEC RAS Puente Calle 11 de octubre

NAME, 71.81msnm

Plan: Plan 02 EJE CUACE EJE CUACE RS: 77.440 Profile: PF 1				
E.G. US. (m)	72.24	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	71.87	E.G. Elev (m)	72.21	72.15
Q Total (m3/s)	35.24	W.S. Elev (m)	71.81	71.65
Q Bridge (m3/s)	35.24	Crit W.S. (m)	71.45	71.48
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.02	1.77
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.78	3.13
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	12.70	11.27
Weir Submerg		Froude # Chl	0.71	0.83
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	21.21	20.08
Min El Weir Flow (m)	73.50	Hydr Depth (m)	1.56	1.42
Min El Prs (m)	72.70	W.P. Total (m)	9.94	9.56
Delta EG (m)	0.09	Conv. Total (m3/s)	373.7	316.9
Delta WS (m)	0.23	Top Width (m)	8.12	7.93
BR Open Area (m2)	20.50	Frctn Loss (m)	0.04	0.00
BR Open Vel (m/s)	3.13	C & E Loss (m)	0.01	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	111.40	142.89
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	309.20	446.93