

**INFORME DE ANÁLISIS HIDROLÓGICO E
HIDRÁULICO PARA QUEBRADA CLEMENTE O
MAGDALENA PARA EL PROYECTO RESIDENCIAL LA
TOSCANA**

PREPARADO PARA:

PROMOTORA LURAN, S.A.

PRESENTADO POR:

ALEXANDRA ESPINOSA BARUCO



ENERO, 2025

ÍNDICE

1	INTRODUCCION	1
2	METODOLOGÍA.....	1
3.	DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE QUEBRADA CLEMENTE O MAGDALENA...	2
4.	ANÁLISIS HIDROLÓGICO.....	5
5.	EL MODELO HEC-RAS	9
6.	ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN CON EL MODELO HEC-RAS	13
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	24
8.	ANEXOS	26
11.	REFERENCIAS.....	31

1. INTRODUCCIÓN

El principal objetivo de este estudio hidrológico e hidráulico es el de determinar los caudales máximos desarrollados en el afluente natural por escorrentía superficial para un periodo de retorno de 1 en 50 años y así poder determinar cuáles serían las secciones hidráulicas mínimas requeridas (de ser necesario) y el nivel de aguas máximas extraordinarias para este evento, de modo que se puedan establecer los niveles de terracería seguros para el residencial LA TOSCANA.

Este documento presenta los aspectos más relevantes correspondientes al análisis hidrológico e hidráulico para el afluente natural por escorrentía superficial, la cual colinda por la finca del proyecto a desarrollar.

2. METODOLOGÍA

El desarrollo de este estudio comprende la determinación del caudal máximo de la Quebrada Clemente o Magdalena y además, la evaluación de la capacidad hidráulica del cauce existente de dicha quebrada para el paso de las aguas a través del proyecto.

Para la determinación del área de drenaje de la cuenca de la Quebrada Clemente o Magdalena se utilizó la información de la topografía suministrada para el proyecto, también se utilizaron las hojas 3741-III Serie E762 Edición 2 – DMA IGNTG. El análisis hidrológico del afluente natural por escorrentía superficial fue desarrollado utilizando los parámetros indicados en el folleto “Análisis Regional de Crecidas Máximas”, elaborado para el MOP por la empresa Lavalin Internacional, S.A., debido a que el área de la cuenca es menor a 250 has.

La información topográfica del cuerpo de agua en el área de estudio fue levantada con equipos de alta precisión y al detalle, lo que permitió desarrollar un modelo digital de elevación del terreno, el cual se utilizó para generar secciones transversales para el análisis hidráulico.

3. DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA DE QUEBRADA CLEMENTE O MAGDALENA

El tramo analizado del afluente natural tiene una longitud desde su nacimiento de aproximadamente a 3580m al noreste del proyecto hasta el sector del análisis, en la comunidad de Los Anastacios, teniendo su nacimiento en la zona de Dolega, Provincia de Chiriquí.

La Figura #1, se muestra la Localización Regional del proyecto y la Figura #2 la delimitación de la Cuenca Hidrográfica de la quebrada en su influencia sobre el área a desarrollar.

Figura No. 1

Localización Regional del Proyecto Residencial La Toscana

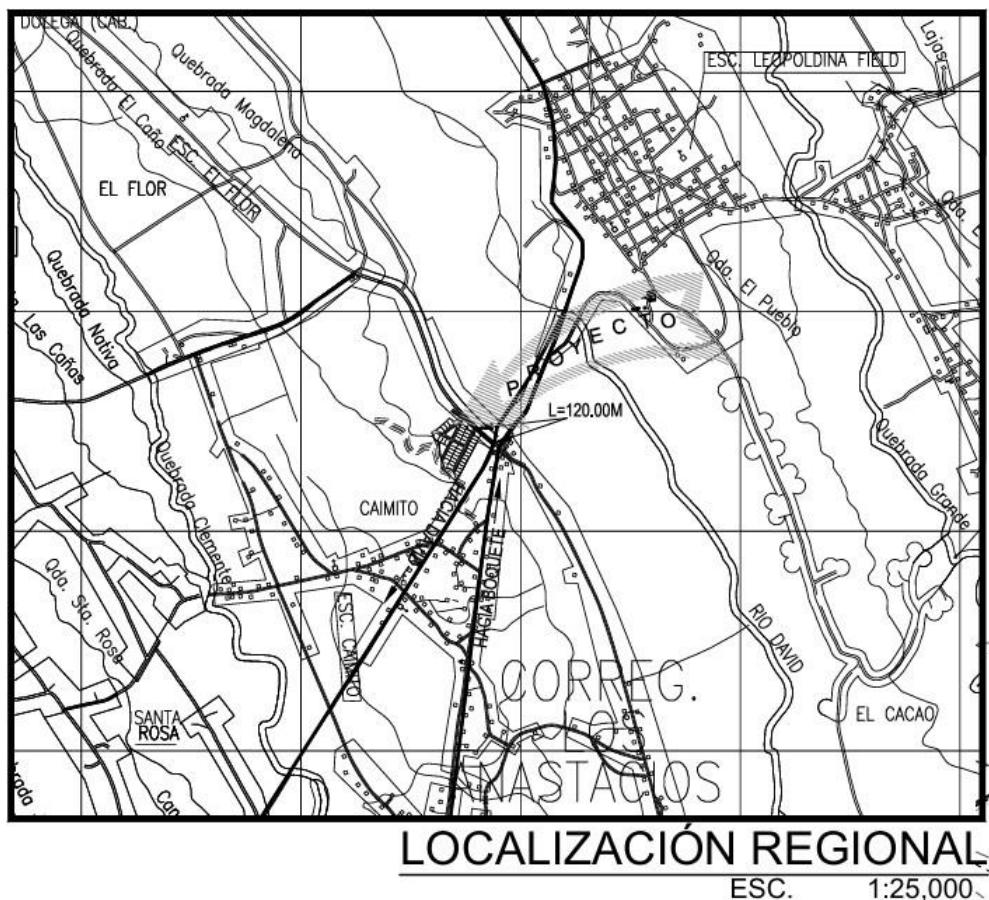
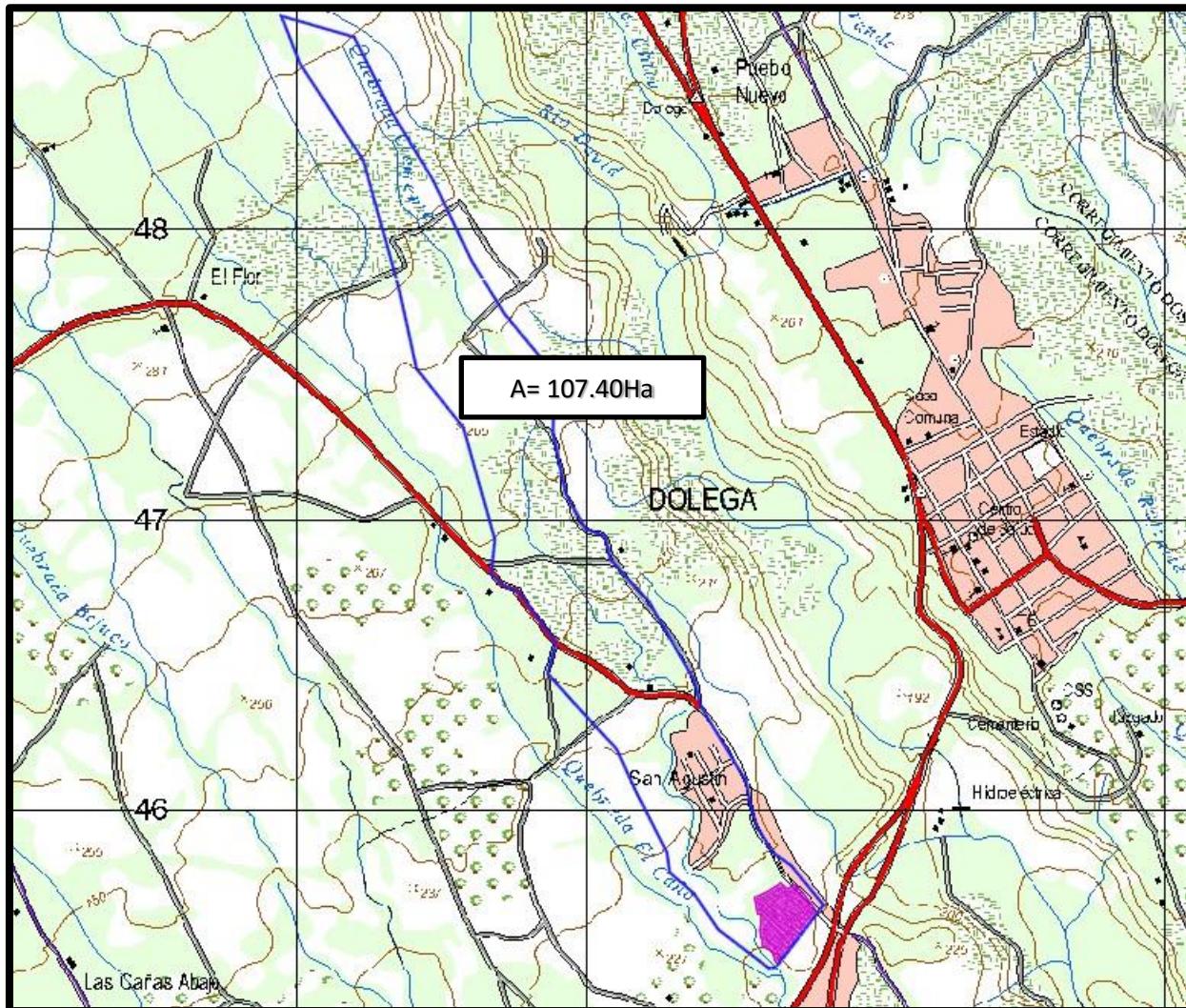


Figura No. 2
Delimitación de la Cuenca Quebradas Clemente o Magdalena



Para toda la longitud del cauce en análisis de la quebrada, y basándonos en la información topográfica levantada, se ha considerado:

- Coeficiente de Rugosidad de Manning = 0.03 (Corrientes Naturales limpias y sinuosas, algunas piscinas y bajíos ver **Tabla No.1**).

Para el siguiente estudio se ha determinado que el área de drenaje de la cuenca según el tramo de análisis del afluente natural es de 107.40Ha.

4. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Para el análisis hidrológico se estarán para el cálculo del caudal:

- Método Racional. (**AFLUENTE NATURAL**).

AFLUENTE NATURAL – METODO RACIONAL

Para la determinación de los caudales máximos para diferentes períodos de retorno, se utilizó el Método Racional, el cual es recomendado por el MOP para cuencas de hasta 250 hectáreas, y que se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Donde

Q = Es el caudal de diseño dado en m^3 / seg .

C = Coeficiente de Escorrentía

i = Intensidad de Lluvia para un Período de Retorno Especificado en $mm/hora$.

A = Área de Drenaje de la Cuenca en hectáreas.

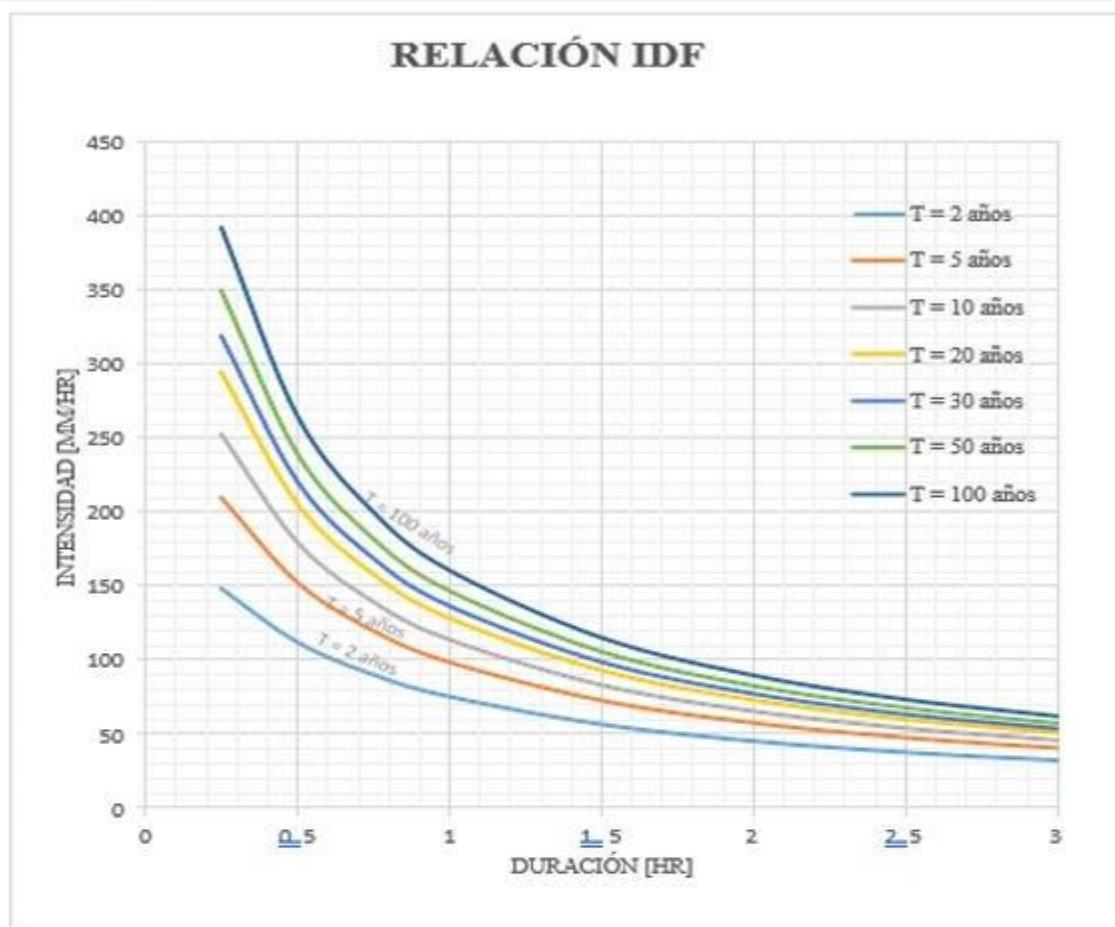
El Método Racional empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX, y es probablemente el método más ampliamente utilizado hoy en día para el diseño de Alcantarillado de Aguas Pluviales (Pilgrim, 1986; Linsley, 1986).

Con relación a la intensidad de lluvia, se adoptaron las ecuaciones de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para la Ciudad de Panamá, que son las más utilizadas por el Ministerio de Obras Públicas en sus diseños (Guardia, 1972).

Las ecuaciones IDF utilizadas y los cálculos de caudales máximos para diferentes períodos de retorno se presentan a continuación.



Generación de Relaciones Intensidad Duración Frecuencia para Cuenca en La República de Panamá
Elaborado por: ~~Alcalde~~ Lau – Antonio Pérez



Gráfica 4. 6: 108 - Relación Intensidad Duración Frecuencia

Tabla 4. 15: Ecuación de Intensidad Relación Frecuencia para Eventos con Duración d en Horas de cuenca del río Chiriquí

$I = \frac{a}{d + b}$							
T [años]	2	5	10	20	30	50	100
a [mm]	116.510	140.774	156.699	171.766	180.346	190.989	205.213
b [hr]	0.534	0.420	0.370	0.333	0.315	0.296	0.273
R ²	99.62%	99.45%	99.32%	99.20%	99.13%	99.05%	98.94%

Quebrada Clemente o Magdalena

Para los Cálculos correspondientes se tiene a indicar que para 1:50 años

$$a = 190.989, \quad b = 0.296$$

Desarrollando la ecuación de tiempo de concentración se obtiene la d

Área a Drenar

El área determinada de la cuenca a drenar es de **A= 107.40 Hectáreas**

Tiempo de concentración d se encontrará aplicando la fórmula de Kiprich

$$Tc = \left[\frac{0.8886 * L^3}{H} \right]^{0.385}$$

Donde

L es la longitud del cauce principal (en Km) **L= 3.500 Km**

H es la diferencia de elevación entre el comienzo del cauce y el punto de análisis (en m) **H= 80.00 m**

Desarrollando la ecuación se optiene **d = 0.75 horas**

Desarrollando la intensidad de lluvia y calculando el caudal obtenemos lo siguiente

Intensidad de Precipitación

La intensidad de precipitación se calculará periodo de retorno de **50 años** utilizando la ecuación del manual del MOP para la vertiente del Pacífico

$$i = \left[\frac{a}{d + b} \right]$$

donde i es la intensidad dada en mm/hr
Tc es el tiempo de concentración en min

Desarrollando la ecuación se optiene **i = 182.58 min**

Coeficiente de Permeabilidad

Se utilizará un coeficiente de permeabilidad de **C= 0.85**

Caudal de Diseño

Para el Caudal de Diseño (Caudal a Drenar) se aplicara el Método Racional por estar trabajando con un área menor a 250 Has.

$$Q = \frac{CiA}{360} (m^3 / seg)$$

donde Q es el caudal de diseño en (m^3 / seg)
i es la intensidad de precipitación en mm/hr
A es el área de la Cuenca a drenar

desarrollando la Ecuación se optiene **Q= 46.299 m³/seg - Período de Retorno de 50 años**

5. EL MODELO HEC-RAS

Antes de realizar una presentación básica del modelo hidráulico HEC-RAS, se considera oportuno hacer ciertos comentarios de su predecesor, el modelo HEC-2. El modelo HEC-2 fue desarrollado en los años 70 por el Hydrologic Engineering Center en los Estados Unidos (Hoggan, 1997). El programa se diseña para calcular los perfiles superficiales del agua para flujo permanente, gradualmente variado en canales naturales (ríos) o artificiales. El proceso computacional se basa en la solución de la ecuación unidimensional de la energía utilizando el método estándar de paso. Entre sus usos, el programa se puede aplicar para delinear zonas de alto riesgo de inundaciones. El modelo también se puede utilizar para evaluar los efectos sobre los perfiles de la superficie del agua como resultados de mejoras y construcción de diques en canales. Además, es útil para simular estructuras como puentes y alcantarillas.

El objetivo principal del programa HEC-2 es simplemente calcular las elevaciones de la superficie del agua en todas las localizaciones de interés para los valores dados de flujo. Los requisitos de los datos incluyen en régimen del flujo, la elevación, la descarga, los coeficientes de pérdidas, la geometría de las secciones transversales, y la separación entre secciones adyacentes.

Siguiendo con los conceptos planteados en el modelo HEC-2 para la determinación de perfiles de la superficie de agua, el USACE (Army Corps of Engineers os the United States) desarrolló un Sistema de Análisis de Ríos, conocido como HEC-RAS. (1995, 2000). El modelo HEC-RAS es muy idéntico al modelo HEC-2, con pocos cambios menores. Los Objetivos, metas y resultados de los programas son los mismos. La gran mejora es la adición del poder gráfico al usuario (GUI). El GUI es un sistema de Windows que permite al usuario entrar, editar, y desplegar datos y gráficas en un formato de lectura fácil. Esta capacidad facilita al modelador una mejor visualización del río y su condición. Hasta permite imprimir la geometría del río en tres dimensiones.

En adición a las mejoras gráficas encontradas en HEC-RAS, muchas otras mejoras han sido hechas. HEC-2 está limitado para correr en condiciones de flujo subcrítico o supercrítico. HEC-RAS es capaz de operar con un régimen de condición mixta. HEC-RAS también incluye la

habilidad de modelar dentro de esclusas, compuertas, múltiples alcantarillas y tiene un nuevo método para evaluar el efecto de las columnas en puentes.

ECUACIÓN DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

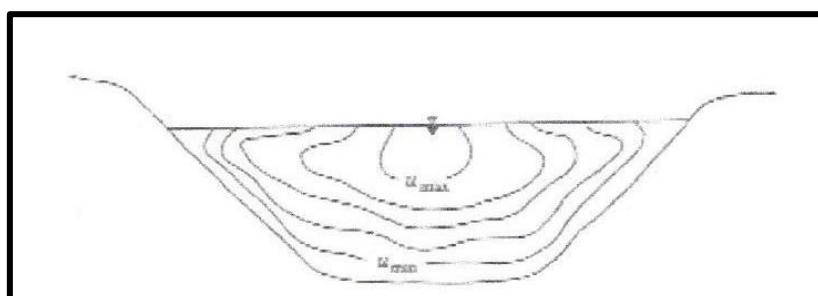
Cuando el flujo en un canal o una corriente abierta encuentra un cambio de pendiente del fondo o cambio en la sección transversal, la profundidad de flujo puede cambiar gradualmente. Tal condición de flujo donde la profundidad y velocidad pueden cambiar a lo largo del canal se debe analizar numéricamente. La ecuación de la energía se aplica a un volumen de control diferenciado, y la ecuación que resulta relaciona el cambio en la profundidad con la distancia a lo largo de la trayectoria del flujo. Una solución es posible si uno asume que la perdida principal en cada sección es igual a la del flujo normal con la misma velocidad y profundidad de la sección. Así, un problema de flujo no uniforme es aproximado por una serie de segmentos uniformes de la corriente del flujo.

La energía total de una sección dada del canal puede ser escrita como,

$$H = z + y + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (1)$$

donde está “ $z+y$ ”, es la cabeza potencial de la energía sobre un datum y la capacidad cinética de la energía es representada por el término que contiene la velocidad promedio en la sección. El valor de α se extiende de 1.05 a 1.36.

Figura No. 4
Distribuciones típicas de la velocidad en un canal abierto



Para la mayoría de los canales “ α ” es una indicación de la distribución de la velocidad a través de la sección transversal. Este se define como el coeficiente de la energía,

$$\alpha = \sum_i \frac{v_i \Delta A}{V^3 A} \quad (2)$$

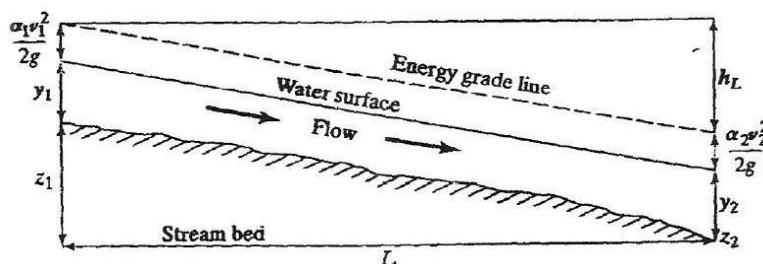
v_i es la velocidad en la sección ΔA y V es la velocidad promedio en la sección transversal. En muchos casos, el valor de α se asume de 1.0 (**Figura No. 4**), pero debe ser estimado para las corrientes o ríos en donde la variación de la velocidad puede ser grande.

La ecuación de la energía para el flujo permanente entre dos secciones, 1 y 2 (**Figura No.5**), separadas por una distancia L se convierte en,

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_L, \quad (3)$$

Donde h_L es la pérdida principal de la sección 1 a la sección 2. Si asumimos que $\alpha=1$, $z_1-z_2=S_0L$, y $h_L=SL$, la ecuación de la energía se convierte en,

Figura No. 5
Ecuación de la energía del flujo no uniforme.



$$\begin{aligned} z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} &= z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_L \\ y_1 + \frac{V_1^2}{2g} &= y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + (S - S_0)L. \end{aligned} \quad (4)$$

La pendiente de la energía se determina con la ecuación (5), utilizando la ecuación de Manning (unidades pie-s) y solucionando para S , tenemos

$$S = \left(\frac{nV_m}{1.49R_m^{2/3}} \right)^2 \quad (5)$$

donde el subíndice m refiere a un valor medio. Si diferenciamos la ecuación (1) con respecto a x, la distancia a lo largo del canal, la tasa de cambio de la energía será entonces,

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{\alpha}{2g} \frac{d(V^2)}{dx} \quad (6)$$

La ecuación (7) describe la variación de la energía total para los flujos que varían gradualmente. Los términos S_0 y S pueden ser substituidos de las ecuaciones anteriores. La pendiente del perfil de la superficie del agua depende si el flujo es suscritico o supercrítico. Al utilizar $V=q/y$ (sección rectangular), y asumiendo que $\alpha=1$, la ecuación (6) se transforma en,

$$\frac{1}{2g} \frac{d(V^2)}{dx} = \frac{1}{2g} \frac{d}{dx} \left(\frac{q^2}{y^2} \right) = - \left(\frac{q^2}{g} \right) \frac{1}{y^3} \frac{dy}{dx} \quad (7)$$

Así

$$-S = -S_0 + \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{q^2}{gy^3} \right) \quad (8)$$

Si incluimos la definición del número de Forude (Fr), entonces la pendiente de la superficie del agua para una sección rectangular se puede escribir como,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S}{1 - (V^2/gy)} = \frac{S_0 - S}{1 - Fr^2} \quad (9)$$

Además, del levantamiento topográfico se visitó el área para identificar los coeficientes de Manning (n), que se deben utilizar en el modelo HEC-RAS en la simulación.

La selección del coeficiente “n” de rugosidad de Manning, se basa generalmente en “el mejor juicio de la ingeniería”; o en valores establecidos por ordenanzas municipales de diseño. Varias tablas están disponibles en la literatura general para la selección del coeficiente de rugosidad de Manning para un particular canal abierto (Ver **Tabla No.1. Chow, 1959**).

Tabla No. 1
Valores del coeficiente de rugosidad (n) en la fórmula de Manning

	Mínimo	Normal	Máximo
Tuberías cerradas			
Acero, clavado y espiral	0.013	0.016	0.017
Hierro fundido, Sin recubrimiento	0.011	0.014	0.016
Cemento, mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto, alcantarilla	0.010	0.011	0.013
Arcilla, alcantarilla vitrificada	0.011	0.014	0.017
Albañilería del escombro, cementada	0.018	0.025	0.030
Canales alineados o erigidos			
Concreto, final del flotador	0.013	0.015	0.016
Fondo concreto, concreto	0.020	0.030	0.035
Fondo de la grava con el rasgaduras	0.023	0.033	0.036
Ladrillo, esmaltado	0.011	0.013	0.015
Canal excavado o dragado			
Tierra, derecha y uniforme - hierba corta	0.022	0.027	0.033
Tierra, sinuoso, floja, pastos densos	0.030	0.035	0.040
Cortes de la roca, dentado e irregulares	0.035	0.040	0.050
Canales no mantenidos, pasto y maleza sin cortar	0.050	0.080	0.120
Corrientes Naturales			
Etapas limpia, rectas, completas	0.025	0.030	0.033
Limpios y sinuosos, algunas piscinas y bajíos	0.033	0.040	0.045
Bordes flojos, malezas y charcos profundos	0.050	0.070	0.080
Riberas de arroyos montañosos y peñascos	0.030	0.040	0.050
Riberas de arroyos montañosos, grava y grandes Peñascos.	0.040	0.050	0.070
Flujo en Llano			
Pasto, ningún matorral, hierba alta	0.030	0.035	0.050
Matorral, matorral disperso, hierbas abundantes	0.035	0.050	0.070
Matorral, medio al matorral denso en verano	0.070	0.100	0.160
Árboles, sauces densos, verano, plano	0.110	0.150	0.200
Árboles, bosques	0.080	0.100	0.120

6. ANÁLISIS Y RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN CON EL MODELO HEC-RAS

A continuación se presentan los análisis y resultados obtenidos del análisis hidráulico realizado a partir del modelo HEC-RAS, considerando los parámetros y consideraciones antes mencionadas.

La simulación se realizó considerando un flujo permanente para un periodo de retorno de 50 años.

La **Figura No.6** muestra la configuración diseñada con el modelo HEC-RAS de la Quebrada Sin Nombre.

Figura No. 6

Configuración de Quebrada Clemente o Magdalena con el modelo HEC-RAS

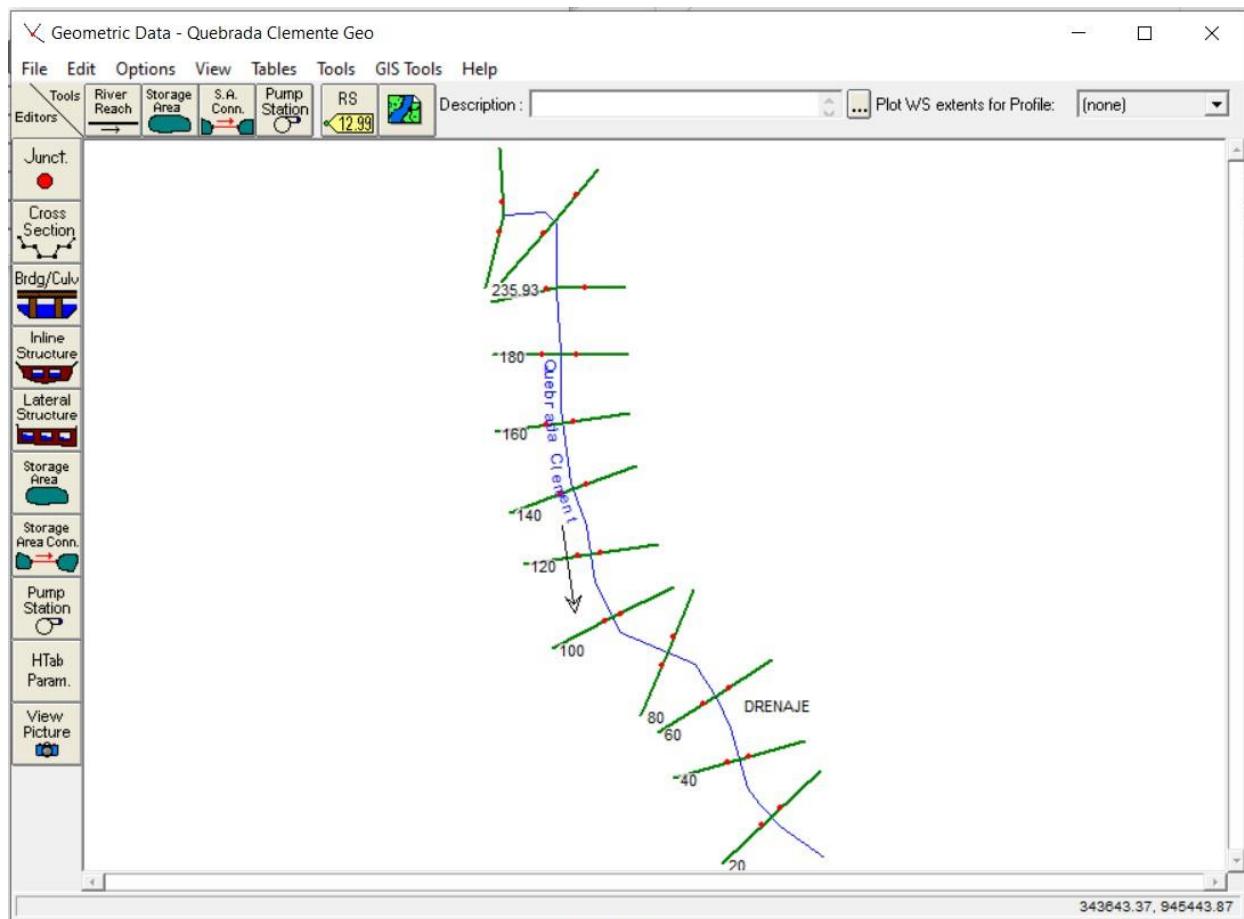


Figura No. 7
Vista en perfil de Quebrada Clemente o Magdalena con el modelo HEC-RAS

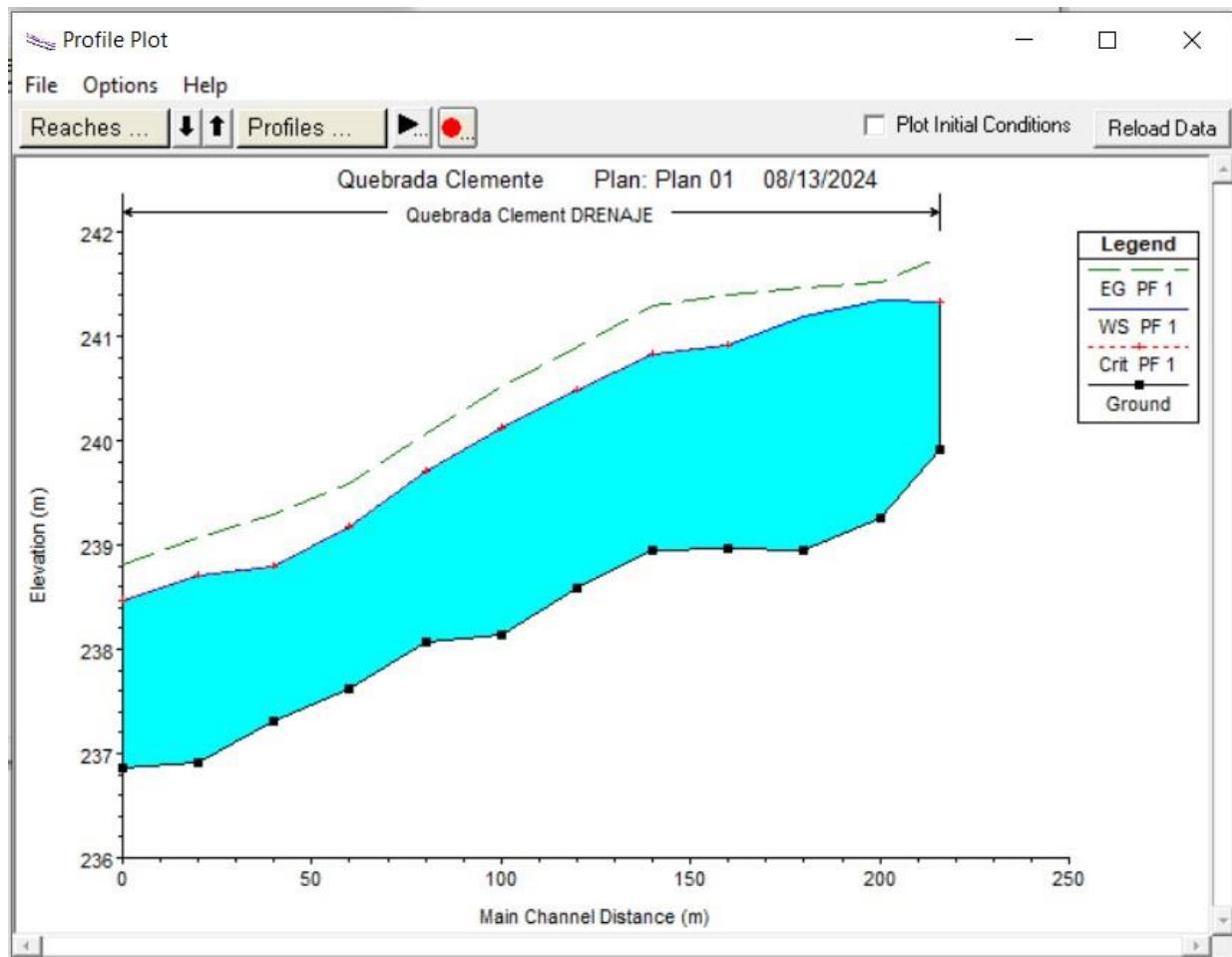


Figura No. 8

Vista en 3D del análisis de Quebrada Clemente o Magdalena con el modelo HEC-RAS

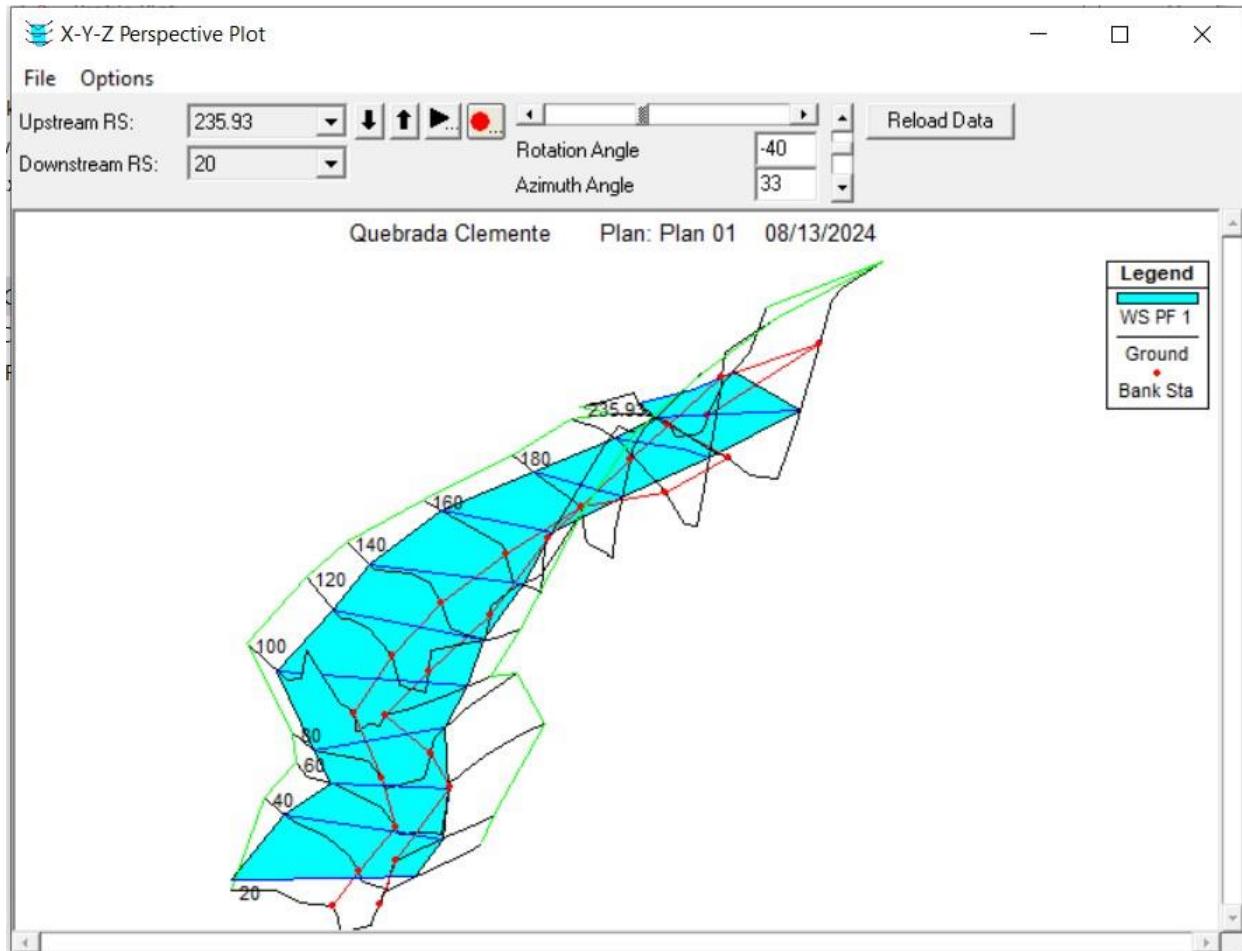
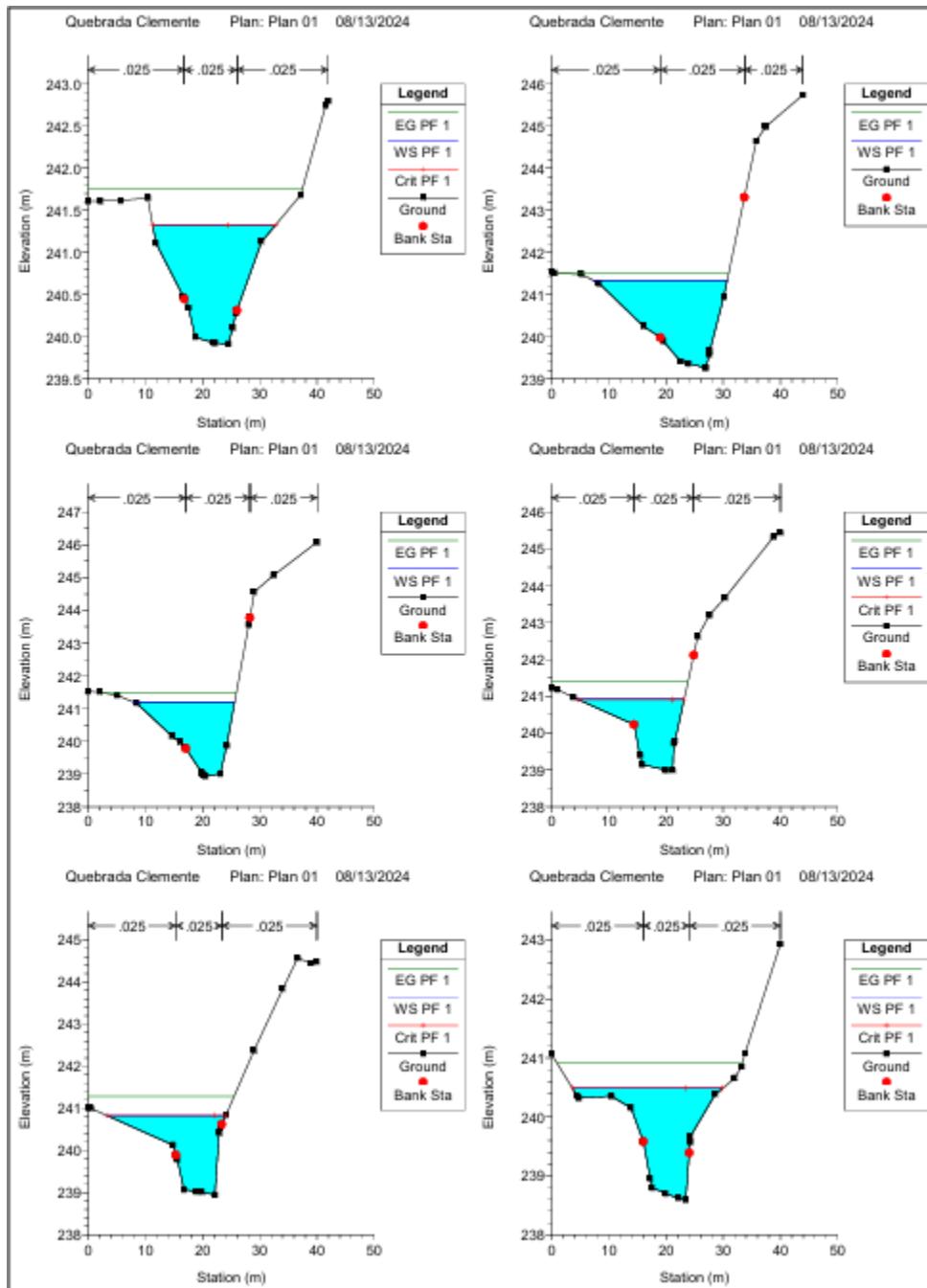


Figura No. 9
Secciones Transversales Afluente Natural por Escorrentía Superficial
Est.: 0k 250.00 a Est.: 0k + 200.00



Secciones Transversales Afluente Natural por Escorrentía Superficial

Est.: 0k 190.00 a Est.: 0k + 140.00

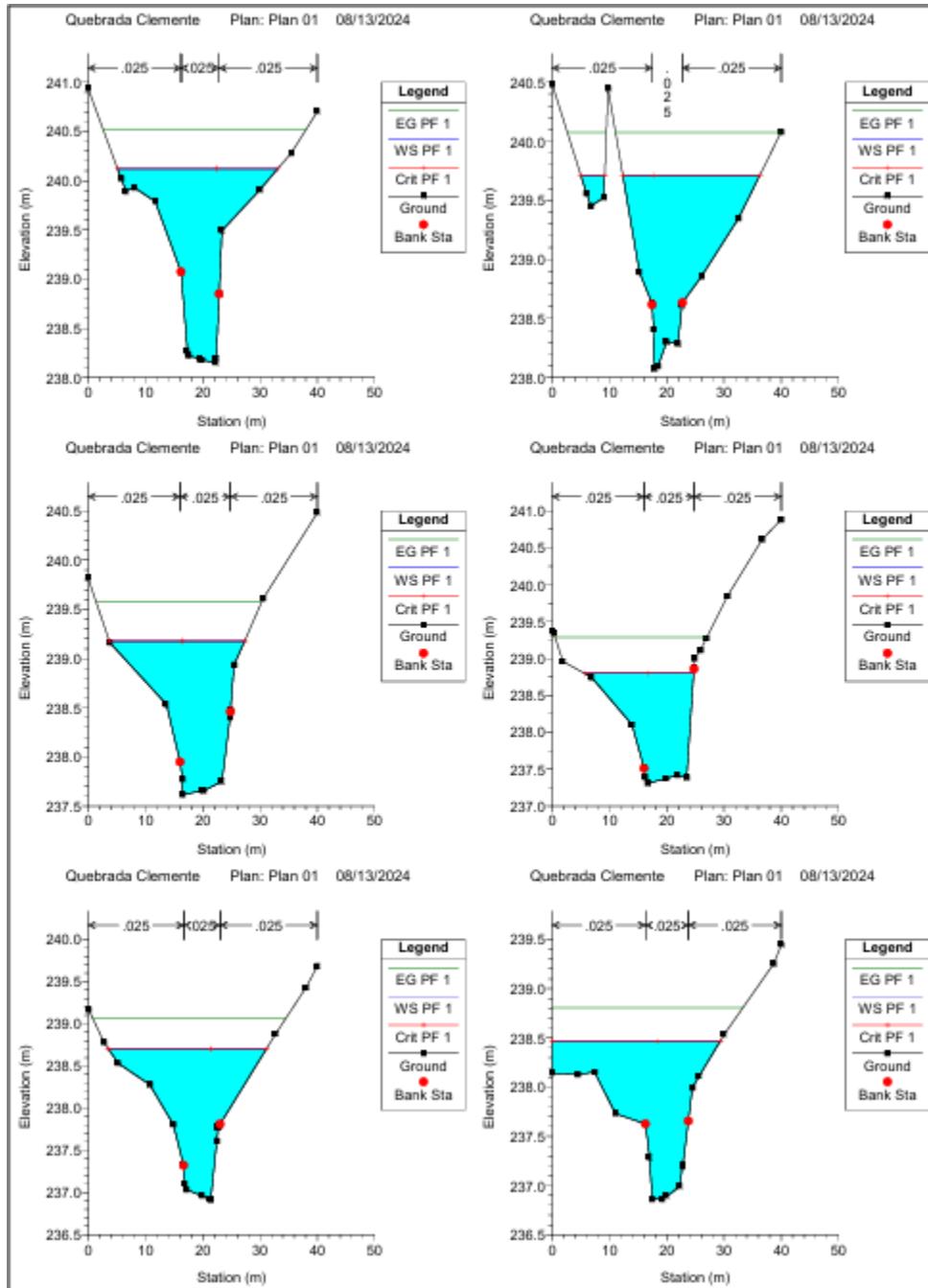


Tabla No. 2

Cuadro con los resultados del tramo de análisis de Quebrada Clemente o Magdalena

Profile Output Table - Standard Table 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total [m ³ /s]	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
DRENAGE	235.93	PF 1	46.30	239.92	241.33	241.33	241.76	0.004487	3.15	17.49	21.47	0.89
DRENAGE	220	PF 1	46.30	239.27	241.34		241.51	0.001394	1.97	26.82	23.44	0.50
DRENAGE	200	PF 1	46.30	238.94	241.19		241.47	0.002105	2.50	21.24	17.62	0.60
DRENAGE	180	PF 1	46.30	238.97	240.92	240.91	241.39	0.004417	3.18	16.57	18.66	0.83
DRENAGE	160	PF 1	46.30	238.95	240.83	240.83	241.29	0.004153	3.19	17.17	20.73	0.81
DRENAGE	140	PF 1	46.30	238.59	240.48	240.48	240.90	0.003168	3.04	18.79	26.22	0.75
DRENAGE	120	PF 1	46.30	238.15	240.12	240.12	240.51	0.002919	3.05	20.31	27.98	0.72
DRENAGE	100	PF 1	46.30	238.07	239.71	239.71	240.07	0.004431	3.22	19.58	28.13	0.86
DRENAGE	80	PF 1	46.30	237.62	239.18	239.18	239.58	0.003730	3.03	18.60	23.64	0.81
DRENAGE	60	PF 1	46.30	237.31	238.80	238.80	239.29	0.005261	3.32	16.23	19.04	0.92
DRENAGE	40	PF 1	46.30	236.92	238.70	238.70	239.07	0.003502	3.11	20.35	27.59	0.78
DRENAGE	20	PF 1	46.30	236.86	238.47	238.47	238.81	0.003689	2.96	20.71	29.33	0.79

Total flow in cross section.

Cuadro con los resultados del tramo de análisis de Quebrada Clemente o Magdalena

QUEBRADA	ESTACION	Q (50 Años) (m ³ /S)	Nivel Fondo		NAME (T)	Vel (m/S)	Froude	NST (m)	Diferencia Fondo-NST
			Qda	(m)					
Clemente	0+2135.93	46.3	239.92	241.33	3.15	0.89	242.83	2.91	
Clemente	0+220	46.3	239.27	241.34	1.97	0.5	242.84	3.57	
Clemente	0+200	46.3	238.94	241.19	2.5	0.6	242.69	3.75	
Clemente	0+180	46.3	238.97	240.92	3.18	0.83	242.42	3.45	
Clemente	0+160	46.3	238.95	240.83	3.19	0.81	242.33	3.38	
Clemente	0+140	46.3	238.59	240.48	3.04	0.75	241.98	3.39	
Clemente	0+120	46.3	238.15	240.12	3.05	0.72	241.62	3.47	
Clemente	0+100	46.3	238.07	239.71	3.22	0.86	241.21	3.14	
Clemente	0+080	46.3	237.62	239.18	3.03	0.81	240.68	3.06	
Clemente	0+060	46.3	237.31	238.8	3.32	0.92	240.30	2.99	
Clemente	0+040	46.3	236.92	238.7	3.11	0.78	240.20	3.28	
Clemente	0+020	46.3	236.86	238.47	2.96	0.79	239.97	3.11	

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de los resultados obtenidos en el desarrollo de este estudio podemos llegar a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Se ha estimado que los niveles seguros de terracería para el proyecto deben estar 1.50m por encima del Nivel de Aguas Máximas es decir 3.75 metros medidos desde el fondo del Afluente Natural, todo estos niveles para la lluvia de un periodo de retorno de 1 en 50 años. Es decir, los niveles adecuados de terracería están entre las cotas 242.69m y los 239.97m.
- El modelo HEC-RAS simula adecuadamente el tránsito de los caudales de diseño de la Quebrada Sin Nombre para el periodo de retorno de 50 años.
- Se recomienda construir por arriba de los niveles establecidos en el punto anterior para evitar inundaciones en la zona del proyecto.

8. REFERENCIAS

Chow, V. T., 1959, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill, New York.

Computer Applications in Hydraulics Engineering: Connecting Theory to Practice 1997-2004. Haestad methods, Inc.

Hoggan D. H., 1997, Computer-Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Hidrologic Engineering Center, 1982, HEC-2 Water Surface Profiles, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

Hidrologic Engineering Center, 1995, HEC-RAS River Analysis System, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

Hidrologic Engineering Center, 2008, HEC-RAS, River Analysis System, User's Manual, U. S. Army Corps of Engineering, Davis, CA.

http://www.hidromet.com.pa/documentos/Analisis_Crecidas_Maximas_Panama.pdf

MOP Manual de Requisitos y Normas Generales
 actualizadas para la Revisión de Planos, parámetros
 recomendados en el diseño del sistema de calles, y drenajes pluviales de acuerdo a
 lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas.