

 Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña - Colombia Vicerrectoría de Investigación	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	08-07-2021	B
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		1(108)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	Darío Alfonso Jácome Moncada Yonatan Brarley Arenas Ballesteros		
FACULTAD	De Ingeniería		
PLAN DE ESTUDIOS	Ingeniería Civil		
DIRECTOR	Esp. Agustín Armando Macgregor		
TÍTULO DE LA TESIS	Influencia De La Sedimentación Y La Presencia De Vegetación En Los Regímenes De Flujo De Canales Revestidos. Estudio De Caso: Tramo Del Box Culvert Del Barrio Betania En Ocaña Norte De Santander.		
TITULO EN INGLES	Influence of Sedimentation and the Presence of Vegetation on the Flow Regimes of Lined Channels. Case Study: Section of the Box Culvert of the Betania neighborhood in Ocaña Norte de Santander.		
RESUMEN (70 palabras)			
<p>La monografía es de carácter investigativa plantea un recopilación y revisión bibliográfica de los principales avances e investigaciones desarrollados acerca de influencia de la sedimentación y la presencia de vegetación en los regímenes de flujo de canales revestidos, tomando como estudio de caso un tramo del box culvert en el barrio Betania en la ciudad de Ocaña, norte de Santander. Sobre el cual se realizarán algunas mediciones y modelados con el software HEC RAS, para analizar la influencia de las variables analizadas, así mismo el procedimiento y análisis realizado es aplicable a otras zonas y proyectos de canales que se deseen analizar.</p>			
RESUMEN EN INGLES			
<p>The monograph is of an investigative nature and proposes a compilation and bibliographic review of the main advances and research carried out on the influence of sedimentation and the presence of vegetation in the flow regimes of lined channels, taking as a case study a section of the culvert box in the Betania neighborhood in the city of Ocaña, north of Santander. On which some measurements and modeling will be carried out with the HEC RAS software, to analyze the influence of the analyzed variables, likewise the procedure and analysis carried out is applicable to other zones and channel projects that are desired to be analyzed.</p>			
PALABRAS CLAVES	Sedimentación, Canales revestidos, Box culvert, Modelación.		
PALABRAS CLAVES EN INGLES	Sedimentation, Lined channels, Box culvert, Modelling.		
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 109	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM:



**Influencia De La Sedimentación Y La Presencia De Vegetación En Los Regímenes De Flujo
De Canales Revestidos. Estudio De Caso: Tramo Del Box Culvert Del Barrio Betania En
Ocaña Norte De Santander.**

Darío Alfonso Jácome Moncada

Yonatan Brarley Arenas Ballesteros

Facultad de Ingeniería, Universidad Francisco De Paula Santander Ocaña

Ingeniería Civil

Esp. Agustín Armando Macgregor

14 marzo 202

Índice

Introducción.....	9
Capítulo 1. Generalidades de los canales	11
1.1 Elementos geométricos de los canales abiertos	14
1.2 Velocidad y descarga.....	16
1.3 Presión Hidrostática.....	18
1.4 Transferencia de masa, Momento y Energía en flujo de canal abierto.....	23
1.4.1 Transferencia de Masa.....	23
1.4.2 Transferencia de Momento	23
1.4.3 Transferencia de Energía	26
Capítulo 2. Sedimentación y vegetación en canales revestidos	29
2.1 Sedimentos.....	30
2.1.1 Clasificación de sedimentos	31
2.1.2 Concentración	32
2.1.3 Velocidad de caída.....	32
2.1.4 Densidad seca	33
2.2 Capacidad de transporte de carga de fondo	34
2.2.1 Capacidad de transporte relativa.....	35
Capítulo 3. Principios fundamentales del régimen de flujo	37
3.1 Flujo en canales	39

	3
3.2 Flujo Crítico.....	42
3.2.1 Calculo de la profundidad crítica.....	43
3.3 Flujo Normal.....	44
3.3.1 Resistencia al flujo.....	45
3.3.2 Capa limite y resistencia al flujo	46
3.4 Flujo Gradualmente Variado.	50
3.4.1 Clasificación de canales para flujo gradualmente variado.	52
3.4.2 Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados.....	53
Capítulo 4. Antecedentes.....	58
4.1 Estudio del Cambio de Ancho y Profundidad de Canal en Sedimentación en Box Culvert Usando SSIIM.....	58
4.2 El efecto del tamaño de las partículas en la sedimentación en Box Culvert (Alcantarilla MEL).....	59
4.3 Box culvert autolimpiantes de sedimentos	59
4.4 Tanques de sedimentación de riego en el lecho de los canales de entrada de la estación de bombeo	60
4.5 Transporte de sedimentos en confluencias de canales.....	61
4.6 Flujo inestable y no uniforme: características del transporte de sedimentos en sitios de alcantarillas.....	62
4.7 Depósitos de flujos de escombros en un canal rectangular con un cambio brusco de pendiente	63

4.8 Capacidad hidráulica de alcantarillas bajo transporte de sedimentos.....	65
4.9 Condiciones de transporte de sedimentos cerca de las alcantarillas.....	66
4.10 Relaciones entre las características de las alcantarillas y la sedimentación de las alcantarillas	67
Capítulo 5. Caso de estudio: Tramo del Box culvert del barrio Betania.....	69
5.1 Box Culvert.....	69
5.1.1 Flujo de control de entrada.	71
5.1.2 Flujo de control de salida.....	74
5.1.3 Dimensionamiento de alcantarillas.....	76
5.2 Características de la zona de estudio	77
5.2.1 Parámetros climáticos de la zona de estudio - Precipitación.....	78
5.2.2 Áreas de drenaje	79
5.3 Caudal de diseño.....	80
5.3.1 Cálculo de hidrograma.....	83
5.4 Diseño Hidráulico.....	86
5.4.1 Periodo de retorno	87
5.4.2 Coeficiente de Rugosidad.....	87
5.4.3 Pendiente Canal	89
5.4.4 Alineación.....	89
5.4.5 Sección hidráulica.....	89

5.4.6 Borde Libre.....	90
5.5 Modelación.....	91
Conclusiones	102
Referencias	104

Lista de figuras

Figura 1 Flujo en Canales abiertos.....	12
Figura 2 Flujo de superficie libre en conductos cerrados.	12
Figura 3 Elementos geométricos de un canal abierto.	14
Figura 4 Secciones geométricas de un canal.....	16
Figura 5 Distribución de velocidad en un canal trapezoidal.....	17
Figura 6 Definición de descarga.	17
Figura 7 Distribución de presión hidrostática.	19
Figura 8 Fuerza de presión hidrostática.	22
Figura 9 Canal compuesto.	25
Figura 10 Densidad seca de depósitos de sedimentos.	34
Figura 11 Varios tipos de fluidos.....	40
Figura 12 Distribución de velocidad sobre superficie plana.....	47
Figura 13 Capas limites laminar y turbulentas.	48
Figura 14 Perfiles de flujo en canales templados.....	54
Figura 15 Tipos de entrada estándar	70
Figura 16 Localización general del municipio de Ocaña y su zona urbana.....	77
Figura 17 Cálculos para la construcción del Hidrógrama.....	84
Figura 18 Hidrógrama Triangular ajustado.....	84
Figura 19 Nivel de complejidad del sistema.....	86
Figura 20 Coeficiente de Maning RAS.....	88
Figura 22 Sección Tipo 1 de canal abierto (Obra Nueva) Pr 0+000 a Pr 0+541	90
Figura 22 Propiedades hidráulicas	91

Figura 23 Sección transversal Pr 0+000 (Modelo obra de optimización)	92
Figura 24 Perfil de velocidades canal	93
Figura 24 Distribución de Cortante en algunos tramos canal	93
Figura 26 Distribución de Numero de Froude algunos tramos canal	94
Figura 27 Perfil Longitudinal.....	94
Figura 28 Datos de Salida del Modelo Hec-Ras	95

Lista de Tablas

Tabla 1. Elementos de un canal abierto	15
Tabla 2. Clasificación de canales según el flujo	53
Tabla 3. Numero de curva Quebrada tejar	81
Tabla 4. Numero de curva Canalización existente.....	81
Tabla 5. Precipitaciones 5-10 noviembre de 2014.....	82
Tabla 6. Numero de Curva _ Corrección por humedad sector_ Precipitación efectiva (optimización de obra existente).....	82
Tabla 7. Numero de Curva _ Corrección por humedad sector_ Precipitación efectiva (Obra Nueva).....	83
Tabla 8. Caudal de diseño	85
Tabla 8. Características hidráulicas canal abierto.....	91

Introducción

Las necesidades de agua potable, riego, energía eléctrica y navegación han podido ser satisfechas a partir de la construcción de embalses y/o canales, los cuales plantean varios problemas desafiantes en el diseño, debido al complejo papel que juega la carga de sedimentos que transportan. El principio del diseño de un canal revestido es mantener una velocidad a la que el sedimento fino en suspensión que ingresa al canal no se asiente debido a la baja velocidad, necesaria para no dañar el revestimiento. Los dos aspectos del diseño que son importantes son: Capacidad de carga de sedimentos de los canales revestidos. Y las características de resistencia de los canales revestidos que transportan flujo cargado de sedimentos. Varias investigaciones se han llevado a cabo sobre estos dos aspectos durante las últimas décadas.

Los flujos en canales tanto naturales como artificiales son muy comunes, como por ejemplo los ríos, canales abiertos, zanjas de drenaje, cunetas y canalizaciones. Estos flujos son normalmente turbulentos y la gravedad es la fuerza motriz y dependiendo de las características del flujo, el fluido, el sedimento y el canal, existe un límite superior para el sustento de sedimentos finos en suspensión. Si la concentración de sedimento entrante excede este valor límite, el sedimento comenzará a depositarse en el lecho. A partir del trabajo analítico de Bagnold (1966) sobre el tema, se han llevado a cabo varios estudios para encontrar la concentración de sedimento limitante de los canales revestidos. Algunas de ellas son las debidas a Khullar (2002), Dorrel et al. (2018), Valverde (2019), Liu et al. (2019) los cuales han realizado una excelente revisión de estos métodos.

El diseño de canales requiere una comprensión clara de la influencia de la carga de sedimentos transportados por ellos e incorporar la carga de sedimentos como uno de los parámetros en el diseño, además se deben considerar aspectos como el crecimiento de vegetación en canales abiertos, estos aspectos logran afectar el régimen de flujo de los canales (García, 2019), por lo cual el análisis y comprensión son de gran importancia y por ello serán abordados en el desarrollo de esta monografía de investigación.

En este sentido esta monografía de carácter investigativa plantea un recopilación y revisión bibliográfica de los principales avances e investigaciones desarrollados acerca de influencia de la sedimentación y la presencia de vegetación en los regímenes de flujo de canales revestidos, tomando como estudio de caso un tramo del box culvert en el barrio Betania en la ciudad de Ocaña, norte de Santander. Sobre el cual se realizarán algunas mediciones y modelados con el software HEC RAS, para analizar la influencia de las variables analizadas, así mismo el procedimiento y análisis realizado es aplicable a otras zonas y proyectos de canales que se deseen analizar.

Capítulo 1. Generalidades de los canales

Los canales abiertos son estructuras de transporte natural o artificial que normalmente tienen una parte superior abierta e incluyen ríos, arroyos y estuarios. Una característica importante del flujo en canal abierto es que tiene una superficie libre a la presión atmosférica. El flujo de canal abierto también puede ocurrir en conductos con la parte superior cerrada, como tuberías y alcantarillas, siempre que el conducto fluya parcialmente lleno. Por ejemplo, el flujo en la mayoría de las alcantarillas sanitarias y pluviales tiene una superficie libre y, por lo tanto, se clasifica como flujo de canal abierto.

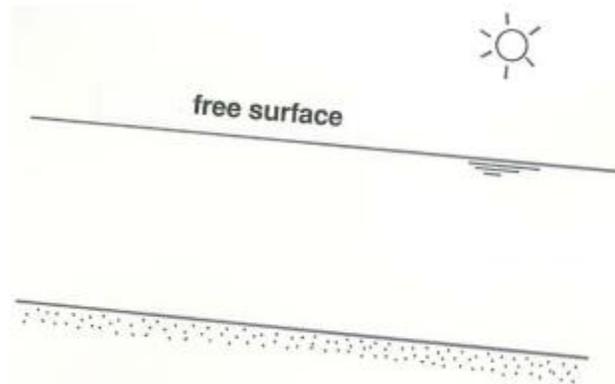
Los flujos de canales abiertos son aquellos que no están completamente incluidos dentro de límites rígidos; una parte del flujo está en contacto con nada en absoluto, solo con el espacio vacío (Figura 1). La superficie del flujo así formado se llama superficie libre, porque ese límite de flujo es libremente deformable, en contraste con los límites sólidos. Las condiciones de contorno en la superficie libre de un flujo de canal abierto se mantendrán siempre que la presión y el esfuerzo cortante sean cero en todas partes. Pero un flujo puede tener una superficie libre pero no ser un flujo de canal abierto. Los flujos de conducto cerrado que consisten en dos fases fluidas inmiscibles de diferente densidad en contacto entre sí a lo largo de alguna superficie límite no son flujos de canal abierto, porque no están en contacto con el espacio abierto, pero tienen un límite libremente deformable dentro de ellos.

Dichos flujos son flujos de superficie libre pero no flujos de canal abierto (Figura 2), aunque generalmente se les llama flujos estratificados, porque la diferencia de densidad entre los

dos fluidos da lugar a efectos gravitatorios en el flujo. Por otro lado, los flujos de canales abiertos son, por definición, también flujos de superficie libre.

Figura 1

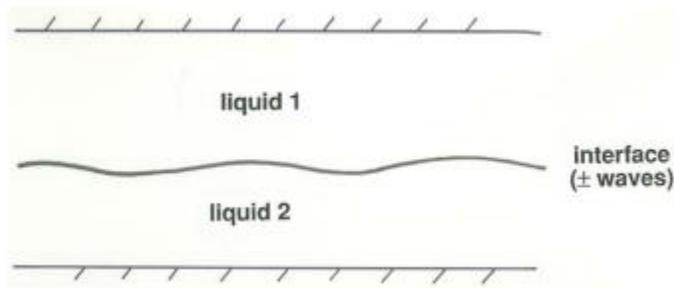
Flujo en Canales abiertos.



Nota: (Ponce, 1993)

Figura 2

Flujo de superficie libre en conductos cerrados.



Nota: (Ponce, 1993)

En un sentido técnico estricto, los flujos de líquido en la superficie de la Tierra, como las corrientes de la superficie del océano o los ríos, no son flujos de canales abiertos porque están en contacto con otro fluido, la atmósfera, en una superficie libre dentro de un sistema de dos fases.

medio fluido. Pero el contraste de densidad entre el agua y el aire es tan grande que al estudiar los flujos de líquido en la superficie de la Tierra solemos ignorar la presencia de la atmósfera suprayacente.

Todos los principios y técnicas para tratar con la estructura de velocidad y la resistencia de frontera que se desarrollaron para flujos en conductos cerrados en capítulos anteriores también son válidos para flujos en canales abiertos. De hecho, gran parte del material del Capítulo 4, sobre la resistencia al flujo y la estructura de la velocidad, se trata de flujos en canales abiertos. Pero los flujos de canal abierto implican un importante elemento adicional de complejidad más allá de lo que hemos cubierto sobre flujos laminares y turbulentos en conductos cerrados: la presencia de la superficie libre significa que la geometría del flujo puede cambiar en cuanto a la dirección del flujo, no solo por estar restringido por la geometría de los límites; sino también por el comportamiento del flujo mismo. Esto significa que la aceleración de la gravedad ya no puede ser ignorada por el recurso de restar la presión hidrostática, como con los flujos de conducto cerrado, porque la fuerza de la gravedad ayuda a dar forma a la superficie libre. Por lo tanto, la gravedad debe incluirse como una variable independiente adicional al tratar con flujos de superficie libre.

Además, en las condiciones adecuadas se pueden generar ondas de gravedad en la superficie libre, esté o no fluyendo el fluido. Cuando la superficie libre deformable se deforma momentáneamente en un área pequeña por una fuerza deformante de algún tipo, por la fuerza del viento o por agitar el agua con la mano, la fuerza de la gravedad actúa para tratar de restaurar la superficie libre a su estado original, su condición plana original. Siempre que la viscosidad del

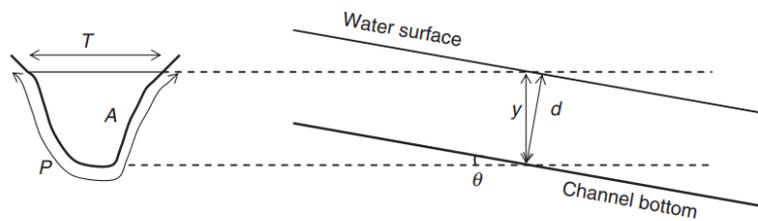
líquido no sea demasiado alta, este intento de restauración de una superficie libre deformada conduce a la propagación de ondas de gravedad lejos de la región de perturbación de la superficie.

1.1 Elementos geométricos de los canales abiertos

Una sección de canal se define como la sección transversal tomada perpendicularmente a la dirección principal del flujo. Con referencia a la Figura 3, los elementos geométricos de un canal abierto se definen de la siguiente manera:

Figura 3

Elementos geométricos de un canal abierto.



Nota: (Vagapov, 1983)

En la tabla 1 se realiza una descripción de los diferentes elementos que integran un canal abierto.

Tabla 1.*Elementos de un canal abierto*

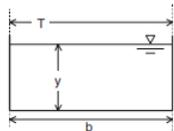
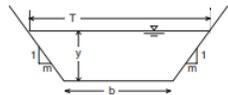
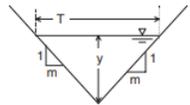
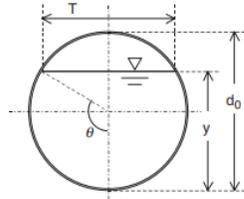
ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
Profundidad de flujo, y	Distancia vertical desde el fondo del canal hasta la superficie libre.
Profundidad de la sección de flujo, d	Profundidad de flujo medida perpendicularmente al fondo del canal. La relación entre d e y es $d = y \cos \theta$. Para la mayoría de los canales artificiales y naturales $\cos \theta \approx 1.0$, y por lo tanto $y \approx d$. Los dos términos se usan indistintamente.
Ancho superior, T	Ancho de la sección del canal en la superficie libre.
Perímetro mojado, P	Longitud de la interfaz entre el agua y el límite del canal.
Área de flujo, A	Área de la sección transversal del flujo.
Profundidad hidráulica, D	Área de flujo dividida por el ancho superior, $D = A/T$.
Radio hidráulico, R	Área de flujo dividida por el perímetro mojado, $R = A/P$.
Pendiente inferior, S_0	Pendiente longitudinal del fondo del canal, $S_0 = \tan \theta \approx \sin \theta$

Nota: Datos tomados de (Sinche Cordero, 2018)

La figura 4 presenta la relación entre varios elementos de la sección de una canal. Chow (1959) presentó previamente una tabla similar y más detallada.

Figura 4

Secciones geométricas de un canal.

Section type	Area A	Wetted perimeter P	Hydraulic radius R	Top width T	Hydraulic depth D
Rectangular 	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y
Trapezoidal 	$(b + my)y$	$b + 2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + my)y}{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2my$	$\frac{(b + my)y}{b + 2my}$
Triangular 	my^2	$2y\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2my$	$\frac{y}{2}$
Circular 	$\frac{1}{8}(2\theta - \sin 2\theta)d_0^2$ $\theta = \pi - \arccos$ $\left[\left(y - \frac{d_0}{2}\right)/(d_0/2)\right]$	θd_0	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}\right)d_0$	$(\sin \theta)d_0$ or $2\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{2\theta - \sin 2\theta}{\sin \theta}\right)d_0$

Nota: (Béjar, 2008)

1.2 Velocidad y descarga

En cualquier punto de un canal abierto, el flujo puede tener componentes de velocidad en las tres direcciones. En su mayor parte, sin embargo, se supone que el flujo de canal abierto es unidimensional y las ecuaciones de flujo se escriben en la dirección principal del flujo. Por lo tanto, por velocidad generalmente nos referimos al componente de velocidad en la dirección principal del flujo. La velocidad varía en una sección del canal debido a las fuerzas de fricción en los límites y la presencia de la superficie libre. Usamos el término velocidad puntual para

referirnos a la velocidad en diferentes puntos en una sección del canal. La figura 5 muestra una distribución típica de velocidad puntual, v , en un canal trapezoidal. El volumen de agua que pasa a través de una sección del canal por unidad de tiempo se denomina caudal o descarga. Con referencia a la figura 6, la descarga incremental, dQ , a través de un área incremental, dA , es

$$dQ = v dA \quad (1)$$

Donde v = punto de velocidad.

Entonces por definición se tiene que

$$Q = \int_A dQ = \int_A v dA \quad (2)$$

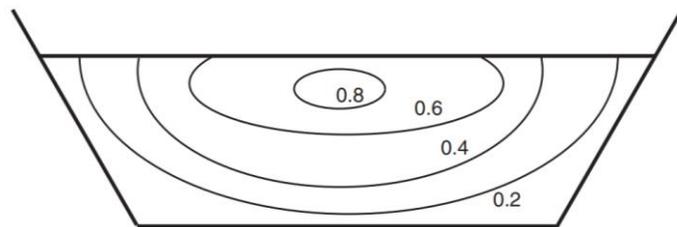
Donde Q = descarga

En la mayoría de las aplicaciones de flujo de canal abierto usamos la velocidad promedio de la sección transversal, V , definida como

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{A} \int_A v dA \quad (3)$$

Figura 5

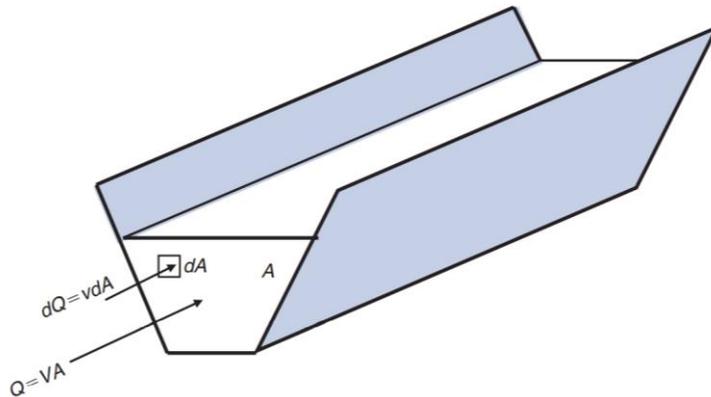
Distribución de velocidad en un canal trapezoidal.



Nota: (Chow, 1994).

Figura 6

Definición de descarga.



Nota: (Chow, 1994).

1.3 Presión Hidrostática

La presión representa la fuerza que las moléculas de agua empujan contra otras moléculas o cualquier superficie sumergida en agua. Las moléculas que componen el agua están en constante movimiento incluso cuando una masa de agua está en reposo en el sentido macroscópico. La presión resulta de las colisiones de estas moléculas entre sí y con cualquier superficie sumergida como las paredes de un recipiente que contiene un cuerpo de agua. Debido a que el movimiento molecular es aleatorio, la presión resultante es la misma en todas las direcciones en cualquier punto del agua (Aguirre, 2005).

La superficie del agua en un canal abierto está expuesta a la atmósfera. Cada segundo se produce millones de colisiones entre las moléculas que componen la atmósfera y la superficie del agua. Como resultado, la atmósfera ejerce cierta presión sobre la superficie del agua. Esta presión se llama presión atmosférica y se denota por p_{atm} .

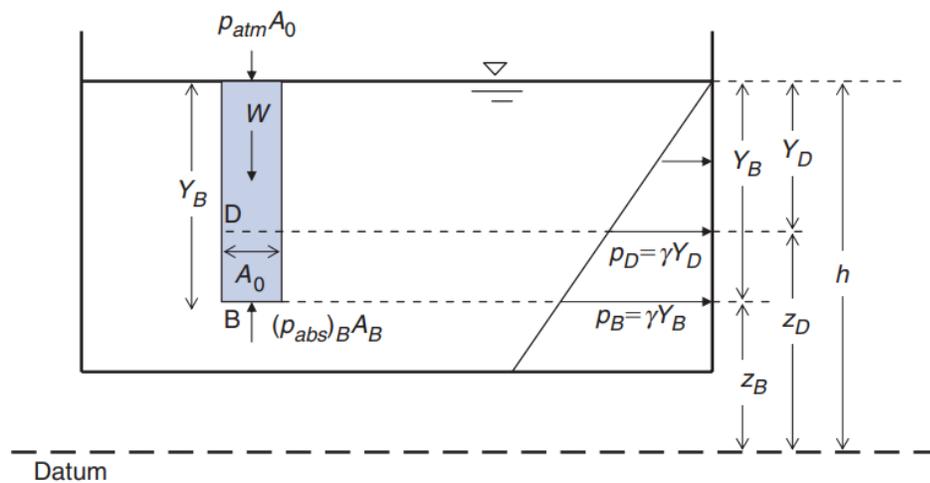
La presión que se produce en una masa de agua en reposo se denomina presión hidrostática. En la Figura 7, considere una columna de agua que se extiende desde la superficie del agua hasta el punto B a la profundidad de Y_B . Sea A_0 el área de la sección transversal horizontal de la columna. Esta columna de agua es empujada hacia abajo en la superficie por una fuerza igual a $p_{atm}A_0$ debido a la presión atmosférica y hacia arriba en el fondo por una fuerza $(p_{abs})_B A_0$ debido a la presión absoluta del agua, $(p_{abs})_B$ en el punto B. Además, el peso de la columna de agua, una fuerza hacia abajo es $W = \gamma Y_B A_0$ donde γ peso específico de agua. Porque la columna de agua está en equilibrio.

$$(p_{abs})_B A_0 = p_{atm} A_0 + \gamma Y_B A_0 \quad (4)$$

$$(p_{abs})_B - p_{atm} = \gamma Y_B \quad (5)$$

Figura 7

Distribución de presión hidrostática.



Nota: (Béjar, 2008)

La presión generalmente se mide usando la presión atmosférica como base. Por lo tanto, la diferencia entre la presión absoluta y la presión atmosférica suele denominarse presión manométrica. En este texto usaremos el término presión de manera intercambiable con presión manométrica. Denotando la presión manométrica o presión por p ,

$$p_B = (p_{\text{abs}})_B - p_{\text{atm}} = \gamma Y_B \quad (6)$$

En otras palabras, la presión hidrostática en cualquier punto del agua es igual al producto del peso específico del agua y la distancia vertical entre el punto y la superficie del agua. Por lo tanto, la distribución de la presión hidrostática sobre la profundidad del agua es triangular, como se muestra en la Figura 7.

Sea Z_B la elevación del punto B sobre un punto de referencia horizontal como se muestra en la figura 8. Consideremos ahora otro punto D, que está a una distancia Z_D por encima del punto de referencia y Y_D por debajo de la superficie del agua. La presión en este punto es $P_D = \gamma Y_D$. Así, $Y_D = P_D/\gamma$. Una inspección de la figura 8 revela que

$$z_B + \frac{p_B}{\gamma} = z_D + \frac{p_D}{\gamma} = h \quad (7)$$

Donde h es la elevación de la superficie del agua sobre el datum. Como veremos más adelante, $(z_B + \frac{p_B}{\gamma})$ se conoce como carga piezométrica. La ecuación indica que la cabeza

piezométrica es la misma en cualquier punto de una sección vertical si la distribución de presión es hidrostática.

La distribución de presión hidrostática es válida incluso si hay flujo siempre que las líneas de flujo sean horizontales. Sin ninguna aceleración vertical, la suma de las fuerzas verticales que actúan sobre una columna de agua debe ser cero. Entonces, la derivación dada arriba para el caso hidrostático también es válida para el flujo horizontal. Si las líneas de flujo están inclinadas pero son paralelas al fondo del canal, podemos demostrar que

$$p_B = \gamma Y_B \cos^2 \theta \quad (8)$$

Donde θ = ángulo entre la horizontal y el fondo del canal. Por lo tanto, estrictamente hablando, la distribución de presión no es hidrostática cuando las líneas de flujo están inclinadas. Sin embargo, para la mayoría de los canales abiertos naturales y artificiales es pequeño y $\cos \theta \approx 1$. Podemos suponer que la distribución de presión es hidrostática siempre que sea pequeña y las líneas de flujo sean paralelas.

Las fuerzas hidrostáticas resultantes de la presión hidrostática actúan en una dirección normal a una superficie sumergida. Considere una superficie inclinada sumergida como se muestra en la Figura 8. Sea C el centroide de la superficie. La fuerza de presión que actúa sobre el área infinitesimal dA es $dF_p = pdA$ o $dF_p = \gamma Y dA$. Para encontrar la fuerza hidrostática total, integramos dF_p sobre el área total A de la superficie. Por lo tanto

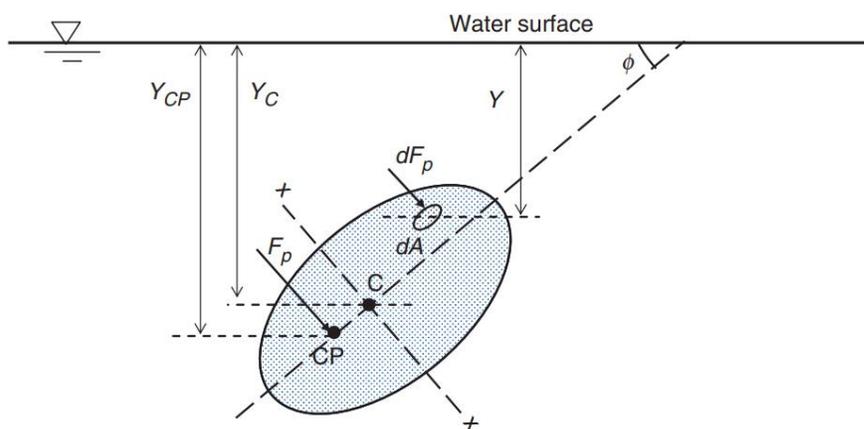
$$F_p = \int_A \gamma Y dA \quad (9)$$

Se obtiene que

$$F_p = \gamma Y_C A \quad (10)$$

Figura 8

Fuerza de presión hidrostática.



Nota: (Ortiz-Domínguez, Cruz-Avilés, Zuno-Silva, Borja-Soto, & Mendoza-Gómora, 2021).

En otras palabras, la fuerza de presión hidrostática que actúa sobre una superficie sumergida, vertical, horizontal o inclinada, es igual al producto del peso específico del agua, el área de la superficie y la distancia vertical desde la superficie libre hasta el centroide de la superficie sumergida. De nuevo, la dirección de la fuerza hidrostática es normal a la superficie sumergida. El punto de aplicación de la fuerza hidrostática resultante se denomina centro de presión (punto CP en la figura 8). La ubicación del centro de presión se puede encontrar igualando el momento de la resultante F_p alrededor del eje horizontal centroidal (eje xx en la figura 8) con el de dF_p integrado sobre el área. Esto dará como resultado la relación

$$Y_{CP} = Y_C + \frac{I_x(\sin \phi)^2}{AY_C} \quad (11)$$

Donde ϕ = ángulo entre la superficie del agua y el plano de la superficie sumergida, y I_x = momento de inercia de la superficie con respecto al eje horizontal centroidal.

1.4 Transferencia de masa, Momento y Energía en flujo de canal abierto

1.4.1 Transferencia de Masa

La masa de un objeto es la cantidad de materia contenida en el objeto. El volumen de un objeto es el espacio que ocupa. La densidad, ρ , es la masa por unidad de volumen. En general, se supone que el agua es incompresible en la hidráulica de canales abiertos, y la densidad es constante para los fluidos incompresibles. La tasa de transferencia de masa o flujo de masa en el flujo de canal abierto es la tasa con la que se transfiere la masa a través de una sección del canal (Siguenza Corcuera, 2017). Recordando que Q = descarga, es la tasa de transferencia de volumen, podemos escribir

$$\text{Tasa de transferencia de masa} = \rho Q \quad (12)$$

1.4.2 Transferencia de Momento

El momento o momento lineal es una propiedad que solo tienen los objetos en movimiento. Un objeto de masa M que se mueve con velocidad V_M tiene un impulso igual a

MV_M . En ausencia de fuerzas externas que actúen sobre el objeto en (u opuestas) la dirección del movimiento, el objeto continuará moviéndose con la misma velocidad. De la vida cotidiana, sabemos que es más difícil detener objetos que se mueven más rápido o que son más pesados (es decir, objetos con mayor cantidad de movimiento). Por lo tanto, podemos definir vagamente el impulso como una medida numérica de la tendencia de un objeto en movimiento a seguir moviéndose de la misma manera.

La tasa de transferencia de masa en cualquier punto de la sección de un canal a través de un área incremental dA (como en la figura 1.3) es $\rho dQ = \rho v dA$ y, por lo tanto, la tasa de transferencia de cantidad de movimiento es $\rho v^2 dA$. Integrandlo sobre el área A , obtenemos la tasa de transferencia de cantidad de movimiento a través de la sección como

$$\text{Tasa de transferencia de Momento} = \rho \int_A v^2 dA \quad (13)$$

A menudo expresamos la tasa de transferencia de cantidad de movimiento en términos de la velocidad transversal promedio, V , como

$$\text{Tasa de transferencia de masa} = \beta \rho V^2 A = \beta \rho QV \quad (14)$$

Donde β = coeficiente de momento (o coeficiente de corrección de momento) introducido para tener en cuenta la distribución de velocidad no uniforme dentro de la sección del canal.

Entonces, de las Ecuaciones, obtenemos

$$\beta = \frac{\int_A v^2 dA}{V^2 A} \quad (15)$$

Para los canales regulares, a menudo se establece igual a 1.0 por simplicidad. Para canales compuestos, como en la Figura 9, puede ser sustancialmente mayor. Para un canal compuesto como en la Figura 1.6, podemos evaluar usando

$$\beta = \frac{V_1^2 A_1 + V_2^2 A_2 + V_3^2 A_3}{V^2 A} \quad (16)$$

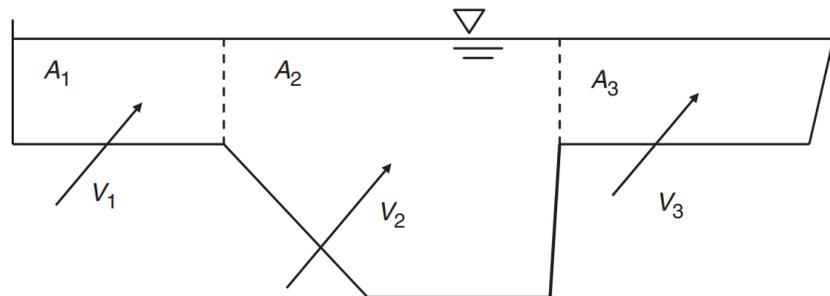
donde $A = A_1 + A_2 + A_3$ y V se obtiene como

$$V = \frac{V_1 A_1 + V_2 A_2 + V_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (17)$$

Tenga en cuenta que si $V_1 = V_2 = V_3$, la ecuación 1.15 da $\beta = 1.0$

Figura 9

Canal compuesto.



Nota: (Béjar, M. V. 2008)

1.4.3 *Transferencia de Energía*

La energía se define generalmente como una medida de la capacidad de un objeto para realizar un trabajo. Puede ser en diferentes formas. Para problemas de flujo en canales abiertos, son de interés la energía potencial, la energía cinética y la energía interna. Definiremos la energía total como la suma de estas tres formas.

En el campo gravitatorio de la tierra, cada objeto tiene energía potencial o capacidad para realizar trabajo debido a su posición (elevación). La energía potencial no se puede definir como una cantidad absoluta; se define como una cantidad relativa. Por ejemplo, con respecto a un dato horizontal (una elevación de referencia), la energía potencial de un objeto de masa M es Mgz_C donde g = aceleración gravitatoria y z_C = elevación del centro de masa del objeto sobre el dato. En flujo de canal abierto, Q = tasa de transferencia de volumen y ρQ = tasa de transferencia de masa. Por lo tanto, podemos definir la tasa de transferencia de energía potencial a través de una sección de canal como

$$\text{Tasa de transferencia de energía potencial} = \rho Q g z_C \quad (18)$$

donde z_C = la elevación del centro de gravedad o centro de masa (lo mismo que el centroide, ya que es constante) de la sección del canal sobre el datum.

Un objeto en movimiento tiene la capacidad de realizar un trabajo debido a su movimiento. La energía cinética es una medida de esta capacidad. La energía cinética de una

masa M que viaja con velocidad V_M se define como $M(V_M)^2/2$. En el flujo de canal abierto, nos interesa la tasa de transferencia de energía cinética o la transferencia de energía cinética a través de una sección de canal por unidad de tiempo. La tasa de masa en cualquier punto de una sección de canal a través de un área incremental dA (como en la figura 1.3) es $\rho dQ = \rho v dA$. Por lo tanto, la transferencia de energía cinética por unidad de tiempo a través del área incremental es $v^3 dA/2$. Integrando sobre el área de la sección, y asumiendo que es constante para un fluido incompresible como el agua, obtenemos

$$\text{Tasa de transferencia de energía cinética} = \frac{\rho}{2} \int_A v^3 dA \quad (19)$$

Tenga en cuenta que en la ecuación anterior, v representa la velocidad del punto, que varía en la sección del canal. En la práctica, trabajamos con la velocidad transversal promedio, V . Definimos la tasa de transferencia de energía cinética en términos de la velocidad transversal promedio como

$$\text{Tasa de transferencia de energía cinética} = \alpha \frac{\rho}{2} V^3 A = \alpha \frac{\rho}{2} V^2 \quad (20)$$

donde α = coeficiente de energía (o coeficiente de corrección de energía cinética) para tener en cuenta la distribución de velocidad puntual no uniforme dentro de una sección. De las Ecuaciones obtenemos

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{V^3 A} \quad (21)$$

Para canales regulares, generalmente se establece α igual a 1.0. Sin embargo, en canales compuestos, como un río desbordado con un canal principal y dos canales de desbordamiento, α puede ser sustancialmente mayor. Para el caso de la Figura 9, la Ecuación se puede aproximar usando

$$\alpha = \frac{V_1^3 A_1 + V_2^3 A_2 + V_3^3 A_3}{V^3 A} \quad (22)$$

donde $A = A^1 + A^2 + A^3$ y V es como se define en la Ecuación 1.16. Como se esperaba, la Ecuación 1.21 corresponde a $\alpha = 1.0$ si $V_1 = V_2 = V_3$.

La energía interna resulta del movimiento aleatorio de las moléculas que componen un objeto y la atracción mutua entre estas moléculas. Denotando la energía interna por unidad de masa de agua por e , la tasa de transferencia de energía interna a través de un área incremental dA (como en la Figura 9) es $\rho e v dA$. Integrando esto sobre el área, y suponiendo que e se distribuye uniformemente,

$$\text{Tasa de transferencia de energía interna} = \rho e V A = \rho e Q \quad (23)$$

Capítulo 2. Sedimentación y vegetación en canales revestidos

Las interacciones entre las plantas, la hidráulica de flujo y los procesos físicos de sedimentación son complejas e interconectadas. La presencia de vegetación induce fuerzas de arrastre adicionales y altera el campo de flujo, afectando los perfiles de velocidad vertical y las características de turbulencia (Nikora et al. 2013). Las fuerzas de arrastre vegetativo aumentan la resistencia al flujo, disminuyendo así las velocidades medias del flujo y elevando los niveles de agua (Aberle y Järvelä 2013). Además, la vegetación influye notablemente en el esfuerzo cortante del lecho y por lo tanto, la vegetación afecta el transporte neto de sedimentos y los patrones espaciales de erosión y deposición de sedimentos finos y gruesos (Zong y Nepf 2011).

Los efectos inducidos por la vegetación en los procesos físicos de sedimentación modifican la morfodinámica y la morfología de los canales. Por ejemplo, se ha encontrado que la vegetación controla el retroceso de los bancos a escala local, el ancho y la profundidad y las propiedades a escala de la forma en planta (Curran y Hession 2013).

Ahora bien, las estructuras de drenaje controlan el sistema de flujo de agua de lluvia para que corra de manera segura por las calles, giros de áreas rígidas, alcantarillas, unión de canales, estructura de cascada, puentes, cables de agua, bombas y compuertas. En el caso de los Box Culvert están contruidos para llevar el flujo de agua debajo de otra vía fluvial (generalmente canales), calles o vías férreas. Estas estructuras también se utilizan para hacer correr pequeños ríos o como parte del drenaje o alcantarillado de la calle (Muste y Xu, 2017).

El drenaje dentro del box culvert necesita la energía para empujar el agua a través de él, la energía es la diferencia entre el nivel de la superficie del agua en la cabecera y aguas abajo del box. La profundidad de la superficie del agua en la cabecera que se mide desde la base de entrada es el grado de aumento del agua y la energía disponible afectará el flujo (Xu et al, 2019). En estas estructuras así como en otros tipos de canales el transporte de sedimentos comienza cuando las fuerzas de corte aplicadas por el flujo superan el peso de la partícula, es el inicio del movimiento. Luego, dependiendo de las condiciones hidrodinámicas y las características del sedimento, las partículas se mueven en forma de carga de lecho o carga suspendida (Nikora et al. 2013).

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los box culvert se ha reconocido como un problema durante muchos años. La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa. Más recientemente, sin embargo, la intensificación de los cambios en el uso de la tierra (a través de una intensa agricultura y urbanización) y el impacto del cambio climático hace que esta sea un área crítica de investigación (Muste y Xu, 2017).

2.1 Sedimentos

El transporte de sedimentos no sólo debe garantizar el flujo de agua a través de un canal, sino que también debe ser suficiente para el flujo de sedimentos. La regla principal para el diseño de canales estables es que: "todo el sedimento que ingresa al alcance del canal debe transportarse

sin sedimentación". Por lo tanto, la 'capacidad de transporte relativa' es importante. Cuando la capacidad de transporte relativa se reduce, dará lugar a la sedimentación.

2.1.1 Clasificación de sedimentos

Se puede hacer una clasificación del transporte de sedimentos sobre la base del mecanismo de transporte del material transportado, véase la figura 2.10 (p. ej., Jansen 1979):

- Bedload ("transporte bodem") es el movimiento de partículas en contacto con el lecho, deslizándose y saltando;
- Carga suspendida' ("transporte zwend") es el movimiento de partículas que no tiene contacto con el lecho, y el peso de las partículas se compensa continuamente por la acción turbulenta del agua. También se puede hacer una clasificación del transporte de sedimentos en función del origen del material transportado:
- Carga de material del lecho' ("transporte de material del lecho") tiene su origen en el lecho, lo que significa que el transporte está determinado por el condiciones de lecho y flujo;
- Carga de lavado' ("transporte de agua") tiene su origen fuera del lecho y es suministrada por la erosión en el área de captación. Este material no tiene relación directa con el material del lecho y generalmente es material fino ($D < 0,060$ mm).

2.1.2 Concentración

La concentración de carga suspendida en una mezcla de agua y sedimento se suele expresar en 'concentración'. Sin embargo, la concentración se puede expresar de varias formas, de las cuales las más utilizadas son: o concentración en peso, es decir, el peso seco de sólidos por unidad de peso de mezcla, expresado en kg/m^3 mg/l y también a menudo en ppm; o concentración por volumen, el volumen absoluto de sólidos por unidad de volumen de mezcla, expresado en ppm (García, 2019).

Es costumbre expresar la concentración de sedimento en una concentración por peso en mg/l o en 'ppm' (partes por millón). El uno por ciento (1%) equivale a 10.000 ppm. La conversión de ' mg/l ' a 'ppm' supone que 1 ppm equivale a 1 miligramo de sedimento por 1 litro de agua, es decir, 1 mg de sedimento por 1000 g de agua, por lo que $1 \text{ mg/l} = 1 \text{ ppm}$.

2.1.3 Velocidad de caída

La velocidad de caída de una partícula de sedimento es un parámetro importante en los estudios de suspensión de sedimentos. La velocidad de caída w en m/s se puede calcular con la fórmula de Rubey para un diámetro de sedimento $D_m < 0,2 \text{ mm}$ (Jansen 1979):

$$w = \frac{1}{18} g \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \frac{D_m^2}{\nu} \quad \text{with: } \nu = \frac{40 \times 10^{-6}}{20 + t} \quad (24)$$

Donde w es la velocidad de caída de las partículas de sedimento en m/s, D_m es el diámetro de las partículas en m, $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ es la densidad del agua clara, $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ es la densidad del sedimento, $g = 9.8 \text{ m/s}^2 = 9,8 \text{ N/kg}$ es la aceleración de la gravedad, ν es la viscosidad cinemática y t es la temperatura en °C. La fórmula de Rubey se convierte para una temperatura del agua $t = 20 \text{ °C}$:

$$w \approx 0.87 \times 10^6 D_m^2 \quad (25)$$

2.1.4 Densidad seca

A veces, es necesario convertir el peso del sedimento en un volumen. Esto puede suceder para estimar la vida útil de un reservorio. Por lo tanto, debe conocerse la 'densidad seca'. La densidad seca ρ es la masa de sedimento seco por unidad de volumen, en kg/m^3 . Depende del tamaño de grano, del estado de decantación y del tiempo. De la literatura se desprende una relación empírica para estimar la densidad seca de los depósitos en un yacimiento:

$$\rho_T = \rho_0 + B \log T \quad (26)$$

Dónde: ρ_T es la densidad seca después de T años en kg/m^3 , ρ_0 es la densidad seca inicial (para $T = 1$ año) en kg/m^3 , B es el coeficiente de consolidación, y T es el tiempo de consolidación en años (Ver figura 10)

Figura 10

Densidad seca de depósitos de sedimentos.

Submerging of the Sediment Deposits	Dry density at T = 1 year			Consolidation coefficient		
	sand kg/m ³	silt kg/m ³	clay kg/m ³	sand B	silt B	clay B
always submerged	1500	1050	500	0	90	250
often submerged	1500	1185	750	0	45	170
sometimes submerged	1500	1275	950	0	15	100
normally dry	1500	1320	1250	0	0	0

Nota: (Zambrano, 2009).

2.2 Capacidad de transporte de carga de fondo

La fórmula de Einstein-Brown se ha obtenido empíricamente para el transporte de carga de fondo, aunque también podría ser válida para carga suspendida. La fórmula dice (Henderson 1966, Raudkivi 1993):

$$\frac{q_s}{G \sqrt{g D^3 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)}} = 40 \left[\frac{R s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) D} \right]^3 \quad (27)$$

O planteado de otra forma como:

$$q_s = \frac{40 G g^{\frac{1}{2}}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{\frac{5}{2}}} \frac{1}{D^{\frac{3}{2}}} R^3 s^3 = 96 \frac{g^{\frac{1}{2}}}{D^{\frac{3}{2}}} R^3 s^3 \quad (28)$$

Donde: q_s es el transporte de sedimentos por unidad de ancho en m^2/s , R es el radio hidráulico de la sección transversal en m , s es la pendiente del canal, $G \approx 2/3$ es la función de caída de partículas, D es el grano tamaño del sedimento en m , $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$ es la densidad del sedimento en kg/m^3 , $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ es la densidad del agua, $g = 9,8 \text{ m/s}^2 = 9,8 \text{ N/kg}$ es la aceleración de la gravedad.

Así, la 'relación' entre el transporte de sedimentos q_s por unidad de ancho, el radio hidráulico R y el gradiente del canal es:

$$q_s \sim R^3 s^3 \quad (29)$$

La fórmula de Einstein-Brown se puede transformar en el transporte de carga de fondo Q_s para toda la sección transversal multiplicando por el ancho b . Por lo tanto, el transporte de carga de fondo total Q_s en m^3/s se vuelve de acuerdo con la ecuación de Einstein Brown:

$$Q_s \sim b R^3 s^3 \quad (30)$$

2.2.1 Capacidad de transporte relativa

Capacidad relativa de transporte. Los canales deben diseñarse de tal manera que toda la carga de fondo que ingresa al tramo del canal debe transportarse hacia el final sin sedimentación. Por lo tanto, la 'capacidad de transporte relativa' " Q_s/Q ", que es el transporte de fondo total Q_s por descarga total Q , es importante. Cuando la capacidad de transporte relativa Q_s/Q se reduce, dará lugar a la sedimentación.

Un mayor procesamiento de la fórmula de Einstein-Brown, véase el recuadro 2.4, conduce a la relación entre la 'capacidad de transporte relativa' Q_s/Q de la carga de fondo a través de una sección transversal, la velocidad v en m/s y el gradiente s por medio de:

$$\frac{Q_s}{Q} \sim v^{\frac{10}{6}} s^{\frac{10}{6}} \quad (31)$$

Significa que el factor " $v * s$ " no debe disminuir en dirección aguas abajo para evitar depósitos de sedimentos. Se demostrará a continuación que el criterio para el transporte de carga de fondo es igual al criterio para el transporte de carga de lavado.

Capítulo 3. Principios fundamentales del régimen de flujo

Cualquier flujo de agua que se transporta de tal manera que la superficie superior está expuesta a la atmósfera se define como flujo de canal abierto, este tipo de flujo incluye canales, zanjas, canales de drenaje, alcantarillas y tuberías en condiciones de flujo parcialmente completo. La hidráulica de un canal abierto puede ser muy compleja, abarcando muchas condiciones de flujo diferentes, desde un flujo uniforme en estado estacionario hasta un flujo inestable que varía rápidamente. La mayoría de los problemas en el drenaje de aguas pluviales involucran estados de flujo uniformes, que varían gradualmente o que varían rápidamente (Liu, Li y Smits, 2019).

El flujo uniforme constante es el flujo más comúnmente tratado en la hidráulica de canal abierto, en el que la profundidad del sedimentación y flujo permanece constante durante el intervalo de tiempo estudiado. Los cálculos para un flujo uniforme y que varía gradualmente son relativamente sencillos y se basan en supuestos similares (por ejemplo, líneas de corriente paralelas). Sin embargo, los cálculos de flujo que varían rápidamente (por ejemplo, saltos hidráulicos y flujo sobre aliviaderos) pueden ser muy complejos y las soluciones son generalmente de naturaleza empírica (Keramaris, 2017).

Los canales abiertos se pueden clasificar como naturales o diseñados (artificiales). Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua tallados y moldeados por el proceso de erosión y transporte de sedimentos. Los canales diseñados son aquellos construidos por esfuerzos humanos (Castellanos et al, 2017).

Las interacciones entre las plantas, la hidráulica de flujo y los procesos físicos de sedimentación son complejas e interconectadas. La presencia de vegetación induce fuerzas de arrastre adicionales y altera el campo de flujo, afectando los perfiles de velocidad vertical y las características de turbulencia (Stephan y Gutknecht 2002; Righetti 2008; Nepf, 2012; Siniscalchi et al., 2012; Sukhodolov y Sukhodolova 2012; Nikora et al. 2013). Las fuerzas de arrastre vegetativo aumentan la resistencia al flujo, disminuyendo así las velocidades medias del flujo y elevando los niveles de agua (Nikora et al.2013; Nepf 2012; Aberle y Järvelä 2013). Además, la vegetación influye notablemente en el esfuerzo cortante del lecho y por lo tanto, la vegetación afecta el transporte neto de sedimentos y los patrones espaciales de erosión y deposición de sedimentos finos y gruesos (Zong y Nepf 2011).

Los efectos inducidos por la vegetación en los procesos físicos de sedimentación modifican la morfodinámica y la morfología de los canales (Curran y Hession 2013). Por ejemplo, se ha encontrado que la vegetación controla el retroceso de los bancos a escala local, el ancho y la profundidad y las propiedades a escala de la forma en planta.

Ahora bien, las estructuras de drenaje controlan el sistema de flujo de agua de lluvia para que corra de manera segura por las calles, giros de áreas rígidas, alcantarillas, unión de canales, estructura de cascada, puentes, cables de agua, bombas y compuertas. En el caso de los Box Cilvert están contruidos para llevar el flujo de agua debajo de otra vía fluvial (generalmente canales), calles o vías férreas. Estas estructuras también se utilizan para hacer correr pequeños ríos o como parte del drenaje o alcantarillado de la calle (Muste y Xu, 2017).

El drenaje dentro del box culvert necesita la energía para empujar el agua a través de él, la energía es la diferencia entre el nivel de la superficie del agua en la cabecera y aguas abajo del box. La profundidad de la superficie del agua en la cabecera que se mide desde la base de entrada es el grado de aumento del agua y la energía disponible afectará el flujo (Xu et al, 2019). En estas estructuras así como en otros tipos de canales el transporte de sedimentos comienza cuando las fuerzas de corte aplicadas por el flujo superan el peso de la partícula, es el inicio del movimiento. Luego, dependiendo de las condiciones hidrodinámicas y las características del sedimento, las partículas se mueven en forma de carga de lecho o carga suspendida.

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los box culvert se ha reconocido como un problema durante muchos años (Muste y Xu, 2017). La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa. Más recientemente, sin embargo, la intensificación de los cambios en el uso de la tierra (a través de una intensa agricultura y urbanización) y el impacto del cambio climático hace que esta sea un área crítica de investigación.

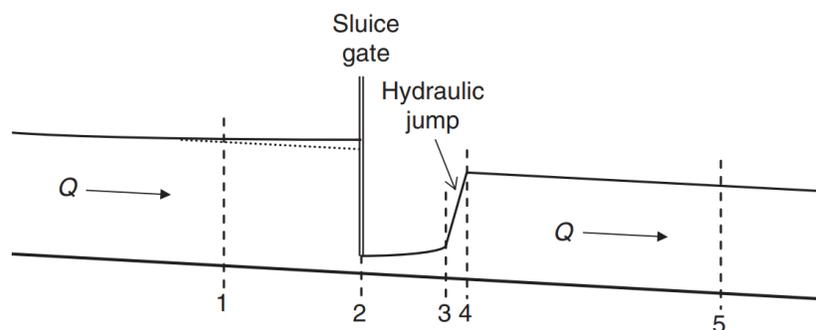
3.1 Flujo en canales

El flujo de canal abierto se clasifica de varias maneras. Si se usa el tiempo como criterio, el flujo de canal abierto se clasifica en flujos permanentes e inestables. Si, en una sección de flujo dada, las características del flujo permanecen constantes con respecto al tiempo, se dice que el flujo es estable. Si las características del flujo cambian con el tiempo, se dice que el flujo es

inestable. Si se usa el espacio como criterio, se dice que el flujo es uniforme si las características del flujo permanecen constantes a lo largo del canal. De lo contrario, se dice que el flujo no es uniforme. Un flujo no uniforme se puede clasificar en flujos de variación gradual y de variación rápida, dependiendo de si las variaciones a lo largo del canal son graduales o rápidas. Por ejemplo, el flujo varía gradualmente entre las Secciones 1 y 2 y 2 y 3 en la Figura 11. Varía rápidamente entre 3 y 4 y es uniforme entre 4 y 5. Por lo general, se puede suponer que la distribución de presión es hidrostática para flujos uniformes y gradualmente variados.

Figura 11

Varios tipos de fluidos.



Nota: (Cadavid, 2020).

Varios tipos de fuerzas que actúan sobre el flujo en canales abiertos afectan el comportamiento hidráulico del flujo. El número de Reynolds, Re , definido como

$$R_e = \frac{4VR}{\nu} \quad (32)$$

Donde ν = viscosidad cinemática del agua, representa la relación entre las fuerzas de inercia y las viscosas que actúan sobre el flujo. A números de Reynolds bajos, digamos $Re < 500$, la región de flujo parece consistir en una serie ordenada de láminas o capas de fluido que se ajustan generalmente a la configuración límite. Este tipo de flujo se llama flujo laminar. Si inyectamos tinte en un flujo laminar uniforme, el tinte fluirá a lo largo de una línea recta. Cualquier perturbación introducida en el flujo laminar, debido a límites irregulares, por ejemplo, es finalmente amortiguada por fuerzas viscosas.

Para $Re < 12500$, las fuerzas viscosas no son suficientes para amortiguar las perturbaciones introducidas en el flujo. Las perturbaciones menores siempre están presentes en el agua en movimiento y, con números de Reynolds altos, tales perturbaciones crecerán y se extenderán por toda la zona de movimiento. Tal flujo se llama turbulento, y las partículas de agua en el flujo turbulento siguen caminos irregulares que no son continuos. Existe un estado de transición entre los estados laminar y turbulento. Debemos señalar que los límites para los diferentes estados no son en absoluto precisos. En condiciones de laboratorio, por ejemplo, el flujo laminar se puede mantener para números de Reynolds mucho más altos que 500.

Sin embargo, en la mayoría de las condiciones naturales y prácticas de flujo de canal abierto, el flujo es turbulento.

La relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas gravitatorias que actúan sobre el flujo está representada por el número de Froude adimensional, Fr , definido como

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (33)$$

donde g = aceleración gravitatoria. Se dice que el flujo está en el estado crítico cuando $Fr=1.0$. El flujo es subcrítico cuando $Fr < 1.0$ y es supercrítico cuando $Fr > 1.0$. El comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos varía significativamente dependiendo de si el flujo es crítico, subcrítico o supercrítico.

3.2 Flujo Crítico

El flujo crítico es un tipo especial de flujo de canal abierto, ocurre bajo ciertas condiciones. Es un tipo de flujo transversal, en otras palabras, el flujo crítico no se mantiene a lo largo de un canal. Puede ocurrir en la entrada de un canal empinado, a la salida de un canal templado y en secciones donde las características del canal cambian. Algunas condiciones asociadas con el flujo crítico son:

- el número de froude es igual a la unidad
- la energía específica es mínima para una descarga dada
- la descarga es máxima para una energía específica dada
- el momento específico es mínimo para una descarga dada, y
- la descarga es máxima para un momento específico dado.

El número de Froude, un número adimensional, es una característica de flujo transversal definida como

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{V}{\sqrt{g(A/T)}} = \frac{Q}{\sqrt{g(A^3/T)}} \quad (34)$$

donde Fr = número de Froude, V = velocidad, Q = descarga, g = aceleración gravitacional, D = profundidad hidráulica, A = área de flujo y T = ancho superior. El denominador, \sqrt{gD} , representa la velocidad con la que se propagan las ondas de gravedad en canales abiertos. A veces nos referimos a esto como celeridad de onda.

Se dice que el flujo es subcrítico si $Fr < 1.0$, crítico si $Fr = 1.0$ y supercrítico si $Fr > 1.0$. Como pronto quedará claro, el comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos depende de si el flujo es subcrítico o supercrítico.

3.2.1 Cálculo de la profundidad crítica.

La profundidad crítica, denotada por y_c , es la profundidad de flujo en una sección donde el flujo es crítico. En un canal abierto dado, el flujo crítico puede no ocurrir en absoluto. Sin embargo, la profundidad crítica todavía se calcula como un primer paso para tratar la mayoría de los problemas de flujo en canales abiertos. La profundidad crítica nos ayudará a clasificar un canal como templado o escarpado en los cálculos del perfil longitudinal de la superficie del agua. Además, al igual que el número de Froude, la profundidad crítica en sí puede usarse para identificar si el flujo en una sección es subcrítico o supercrítico. El flujo es subcrítico si la

profundidad del flujo es mayor que la profundidad crítica, es decir, si $y > y_c$. El flujo es supercrítico si $y < y_c$.

Podemos calcular la profundidad crítica para una descarga dada, Q , en una sección de canal dada expresando A y T en términos de y , estableciendo $Fr = 1.0$ y resolviendo la profundidad del flujo.

Para una sección de canal rectangular de ancho inferior b , el número de Froude se expresa como

$$Fr = \frac{Q}{\sqrt{g(A^3/T)}} = \frac{Q}{\sqrt{g(y^3 b^3/b)}} = \frac{q}{\sqrt{gy^3}} \quad (35)$$

donde, $q = Q/b$ = caudal por unidad de ancho y se define solo para canales rectangulares.

Entonces la expresión para la profundidad crítica se convierte en

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (36)$$

3.3 Flujo Normal

El flujo en un canal abierto se llama flujo uniforme o flujo normal si la profundidad, el área de flujo y la velocidad permanecen constantes en cada sección transversal a lo largo del canal. Estrictamente hablando, el flujo normal solo es posible en canales prismáticos y rara vez

ocurre de forma natural. Sin embargo, el flujo tiende a volverse normal en canales muy largos en ausencia de controles de flujo como estructuras hidráulicas. Las ecuaciones de flujo normal que se presentarán en este capítulo parecen satisfacerse incluso en canales irregulares en ausencia de estructuras hidráulicas. Además, el concepto de flujo normal es fundamental para los procedimientos de análisis y diseño de canales abiertos.

3.3.1 Resistencia al flujo

La resistencia al flujo se puede explicar en términos de fuerzas de fricción externas o internas. Las fuerzas de fricción externas se encuentran en el límite del canal y se incluyen en la ecuación de cantidad de movimiento. Sin embargo, las fuerzas de fricción internas ocurren debido a los gradientes de velocidad dentro de una sección transversal de flujo. La ecuación de energía incluye las pérdidas de energía debidas a la fricción interna. Es más conveniente y tradicional explicar la resistencia al flujo en términos de la fricción del límite.

La pendiente de fricción, S_f , como la fuerza de fricción límite por unidad de peso de agua presente en el canal. Para un segmento de canal de longitud ΔX , área de flujo A y perímetro mojado P ,

$$S_f = \frac{F_f}{A \Delta X \gamma} \quad (37)$$

donde γ = peso específico del agua y F_f = fuerza de fricción en el lecho del canal. La fuerza de fricción actúa sobre el área del lecho de $P \Delta X$. Definiendo τ_0 = fuerza de fricción

promedio por unidad de área en el lecho del canal o el esfuerzo cortante promedio, la Ecuación se escribe como

$$S_f = \frac{\tau_0 P \Delta X}{A \Delta X \gamma} \quad (38)$$

Al notar que $R = \text{radio hidráulico} = A/P$, la expresión para S_f se convierte en

$$S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R} \quad (39)$$

La ecuación no es conveniente para determinar la pendiente de fricción en la práctica. Sin embargo, existen varias ecuaciones de pendiente de fricción más prácticas, empíricas y semiempíricas, como veremos más adelante en este capítulo.

3.3.2 *Capa límite y resistencia al flujo*

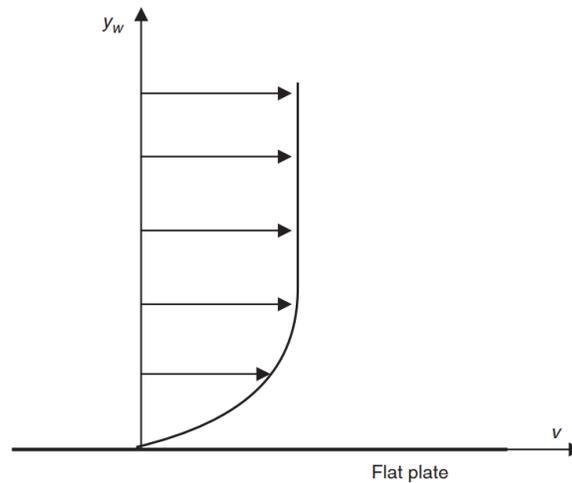
Una breve revisión del concepto de capa límite puede ser útil para entender cómo la rugosidad del límite afecta la resistencia al flujo. Cuando un fluido fluye sobre una placa sólida plana, las partículas de fluido en contacto con la placa permanecen en reposo mientras que las partículas sobre la placa tienen una velocidad finita paralela a ella. Por lo tanto, la superficie sólida crea un gradiente de velocidad transversal dentro del flujo, como se muestra en la Figura 3.1. El esfuerzo cortante límite, τ_w , es proporcional al gradiente de velocidad en la superficie de la placa y se puede evaluar como

$$\tau_w = \mu \frac{dv}{dy_w} \quad (40)$$

en $y_w = 0$, donde μ = viscosidad del fluido, v = punto de velocidad paralela a la placa y y_w = distancia de la placa.

Figura 12

Distribución de velocidad sobre superficie plana.



Nota: (Cadavid, J2020).

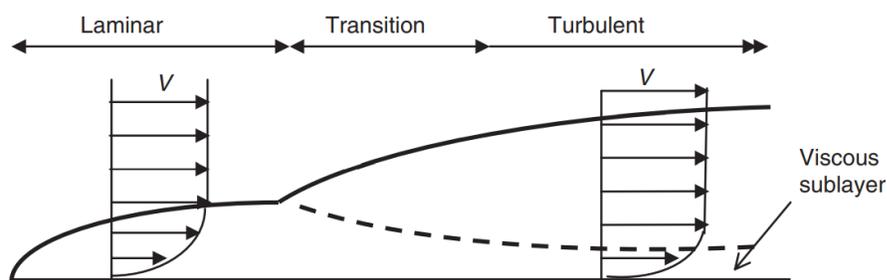
Si el flujo sobre la placa es laminar, el efecto de la placa sobre la velocidad del flujo se limita a una capa llamada capa límite laminar. El espesor de esta capa depende de la viscosidad del agua y la velocidad fuera de la capa límite, y crece con la distancia a lo largo de la superficie.

Si el flujo sobre la placa plana es turbulento, la capa límite primero puede ser laminar cerca del borde delantero de la placa, pero pronto ocurrirá una transición y la capa límite se volverá turbulenta, como se muestra esquemáticamente en la figura 13. El espesor de la capa

límite crece mucho más rápidamente una vez que se vuelve turbulenta. Aunque la velocidad aumenta con la distancia desde la superficie a lo largo de la capa límite turbulenta, los gradientes de velocidad son más agudos dentro de una capa delgada llamada subcapa viscosa cerca de la pared. Gradientes más agudos conducen a tensiones de pared más altas en flujo turbulento que en flujo laminar.

Figura 13

Capas límites laminar y turbulentas.



Nota: (Armijos, 2018)

Cuando el agua ingresa a un canal, digamos desde un depósito, se formará una capa límite cerca del lecho del canal de manera similar. Como en el caso del flujo sobre una placa plana, la capa límite puede ser primero laminar antes de pasar al estado turbulento. Después de que se vuelve turbulenta, la capa límite crecerá rápidamente en espesor para abarcar toda la profundidad del flujo. Todavía habrá una subcapa viscosa adyacente al lecho del canal (Chow, 1959).

El comportamiento hidráulico del flujo en canales abiertos se ve afectado por el espesor de la subcapa viscosa y la rugosidad de la superficie del lecho del canal. La rugosidad de la

superficie se caracteriza comúnmente por la altura de la rugosidad, k_s , una medida de longitud de la rugosidad. Los valores sugeridos de k_s son 0,001 pies para superficies enlucidas cementadas muy lisas, 0,01 pies para canales de tierra rectos y 0,02 pies para mampostería de escombros (ASCE Task Force, 1963). Estos valores de k_s no representan las alturas reales de los elementos de rugosidad en una superficie; más bien, indican el diámetro equivalente del grano de arena. Por ejemplo, la rugosidad de la superficie de la mampostería de escombros ($k_s = 0,02$ pies) es equivalente a la de una superficie recubierta uniformemente con granos de arena de 0,02 pies de diámetro.

Como veremos en los apartados siguientes, la resistencia al flujo se calcula utilizando diferentes expresiones según se trate de un flujo laminar o turbulento. Además, clasificamos el flujo turbulento en flujos hidráulicamente suaves, transitorios y completamente irregulares.

Cuando los elementos rugosos del lecho del canal están enterrados dentro de la subcapa viscosa, se dice que el flujo es hidráulicamente suave. Con el aumento del número de Reynolds, la subcapa viscosa se contrae y el flujo entra en un estado de transición a medida que los elementos de rugosidad atraviesan esta subcapa. A números de Reynolds mayores, con mayor contracción de la subcapa viscosa, los elementos de rugosidad dominan el comportamiento del flujo.

Según la clasificación de Henderson (1966), el flujo es hidráulicamente uniforme si

$$\frac{V_* k_s}{\nu} < 4 \quad (41)$$

transitorio si

$$4 < \frac{V_* k_s}{\nu} < 100 \quad (42)$$

Y completamente rugoso si

$$100 < \frac{V_* k_s}{\nu} \quad (43)$$

donde $\nu = \mu / \rho$ es la viscosidad cinemática del agua y V_* = velocidad de corte, definida como

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS_f} \quad (44)$$

3.4 Flujo Gradualmente Variado.

Un control de flujo es cualquier característica que impone una relación entre la profundidad del flujo y la descarga en un canal. Una sección de flujo crítica, por ejemplo, es un control de flujo, ya que en esta sección $Fr = 1.0$. Asimismo, varias estructuras hidráulicas como presas y compuertas controlarán el flujo. El flujo normal también puede verse como un control

de flujo porque una ecuación de flujo normal describe una relación de profundidad de descarga. En ausencia de otros controles de flujo, el flujo en un canal abierto tiende a volverse normal. Sin embargo, donde estén presentes, los otros controles alejarán el flujo de las condiciones normales de flujo. La profundidad del flujo varía entre dos controles de flujo. Tal flujo no uniforme se denomina flujo de variación gradual si los cambios en la profundidad del flujo son graduales. Este capítulo está dedicado al flujo constante y gradualmente variado.

Para obtener una expresión para el flujo gradualmente variado, recordemos la Ecuación 2.9, definiendo la cabeza de energía total, H , como

$$H = z_b + y + \frac{V^2}{2g} \quad (45)$$

donde Z_b = elevación del fondo del canal, y = profundidad de flujo, V = velocidad transversal promedio y g = aceleración gravitatoria. Ahora, recordando la definición de energía específica dada en la Ecuación 2.11 como

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (46)$$

La ecuación se puede expresar como

$$H = z_b + E \quad (47)$$

Diferenciamos ambos lados de la Ecuación con respecto a x para obtener

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz_b}{dx} + \frac{dE}{dx} \quad (48)$$

donde x es el desplazamiento en la dirección del flujo. Por definición, $S_f = dH/dx$ y $S_0 = dz_b/dx$. Sustituyendo estos en la Ecuación y reorganizando, obtenemos una forma de la ecuación de flujo de variación gradual como

$$\frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \quad (49)$$

3.4.1 Clasificación de canales para flujo gradualmente variado.

Los canales abiertos se clasifican como suaves, empinados, críticos, horizontales y adversos en estudios de flujo gradualmente variados. Si para una descarga dada la profundidad normal de un canal es mayor que la profundidad crítica, se dice que el canal es suave. Si la profundidad normal es menor que la profundidad crítica, el canal se llama empinado. Para un canal crítico, la profundidad normal y la profundidad crítica son iguales. Si la pendiente inferior de un canal es cero, el canal se llama horizontal. Se dice que un canal tiene una pendiente adversa si el fondo del canal sube en la dirección del flujo. En resumen:

Tabla 2.*Clasificación de canales según el flujo*

Canales leves	$y_n > y_c$
Canales Empinados	$y_n < y_c$
Canales Críticos	$y_n = y_c$
Canales Horizontales	$S_0 = 0$
Canales Adversos	$S_0 < 0$

Nota: Datos tomados de (Ruíz, 2008)

donde y_n = profundidad normal e y_c = profundidad crítica.

3.4.2 Clasificación de perfiles de flujo gradualmente variados.

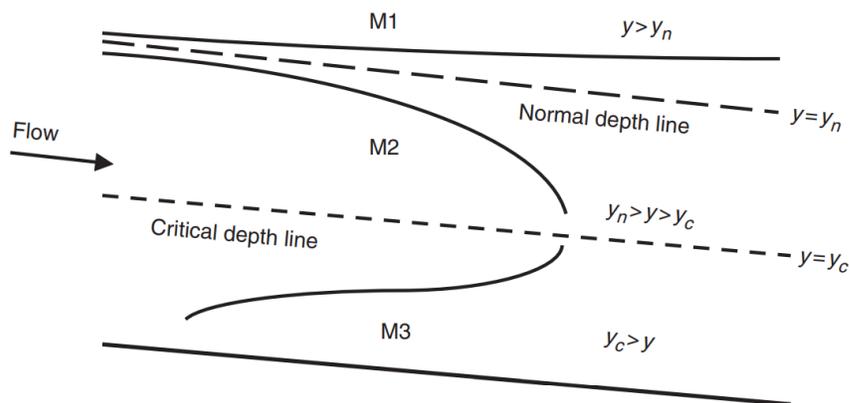
Un perfil de flujo gradualmente variado o un perfil de superficie de agua gradualmente variado es una línea que indica la posición de la superficie del agua. Es un gráfico de la profundidad del flujo en función de la distancia a lo largo de la dirección del flujo. Una buena comprensión de los posibles perfiles bajo diferentes situaciones de flujo es esencial antes de que podamos obtener soluciones numéricas para problemas de flujo gradualmente variados. Una investigación cualitativa servirá para este propósito.

Si se considera un canal leve como se muestra en la Figura 14. Por definición, $y_n > y_c$. El fondo del canal, la línea de profundidad crítica y la línea de profundidad normal dividen el canal en tres zonas en la dimensión vertical, a saber, M1, M2 y M3 (M significa medio). Las líneas

sólidas de la figura representan las formas de los posibles perfiles de flujo en estas tres zonas. Obviamente, la misma línea de profundidad normal representaría la superficie del agua si el flujo en el canal fuera normal. En la zona M1, la superficie del agua está por encima de la línea de profundidad normal. Por lo tanto, en esta zona $y > y_n$ y consecuentemente $S_f < S_0$. Además, $y > y_c$ y por lo tanto $Fr < 1.0$ en la zona M1. Por lo tanto, tanto el numerador como el denominador de la Ecuación 4.7 son cantidades positivas y $(dy/dx) > 0$. En otras palabras, la profundidad del flujo debe aumentar en la dirección del flujo en la zona M1. Podemos examinar las zonas M2 y M3 de manera similar y concluir que $(dy/dx) > 0$ en la zona M2 y $(dy/dx) < 0$ en la zona M3.

Figura 14

Perfiles de flujo en canales templados



Nota: (Cadavid, 2020)

También se puede examinar el comportamiento del perfil de la superficie del agua cerca de los límites de la zona. De la Ecuación 4.7, como $y \rightarrow \infty$ podemos ver que $Fr \rightarrow 0$ y $S_f \rightarrow 0$. Por lo tanto $(dy/dx) \rightarrow S_0$, lo que significa que la superficie del agua se aproximará asintóticamente a una línea horizontal cuando $y \rightarrow \infty$. Del mismo modo, como $y \rightarrow y_n$, por definición $S_f \rightarrow S_0$ y por lo tanto $(dy/dx) \rightarrow 0$. Por lo tanto, el perfil de la superficie se aproxima asintóticamente a la línea

de profundidad normal. Cerca de la línea de profundidad crítica, $y \rightarrow y_c$ y $Fr \rightarrow 1.0$. Así $(dy/dx) \rightarrow \infty$, y la superficie del agua se acercará a la línea de profundidad crítica en un ángulo cercano al ángulo recto. Cerca del fondo del canal, como $y \rightarrow 0$, tanto $S_f \rightarrow 1$ como $Fr \rightarrow 1$. Por lo tanto, la superficie del agua se acercará al fondo del canal en un ángulo positivo finito. La magnitud de este ángulo depende de la fórmula de fricción utilizada y de la sección específica del canal.

Con base en este examen cualitativo cerca de los límites de la zona, concluimos que en la zona M1 el perfil de la superficie del agua es asintótico a la línea de profundidad normal como $y \rightarrow y_n$ y es asintótico a una línea horizontal como $y \rightarrow 1$. El perfil M2 es asintótico a la línea de profundidad normal y forma un ángulo cercano a un ángulo recto con la línea de profundidad crítica. El perfil M3 forma un ángulo positivo con el fondo del canal y un ángulo cercano a un ángulo recto con la línea de profundidad crítica. Los perfiles de la superficie del agua esbozados en la Figura 4.1 reflejan estas consideraciones.

Debemos tener en cuenta que un perfil de flujo no tiene que extenderse desde un límite de zona a otro. Por ejemplo, un perfil M2 no tiene que comenzar en la línea de profundidad normal y terminar en la línea de profundidad crítica. Es posible que un perfil M2 comience en un punto por debajo de la línea de profundidad normal y termine en un punto por encima de la línea de profundidad crítica.

Para un canal empinado, $y_n > y_c$ por definición. El fondo del canal, la línea de profundidad normal y la línea de profundidad crítica dividen el canal en tres zonas en la dimensión vertical, a

saber, S1, S2 y S3 (S significa empinada), como se muestra en la Figura 14. Como antes, las líneas sólidas de la figura representan las formas de los posibles perfiles de flujo en estas tres zonas. Si el flujo fuera normal en este canal, la misma línea de profundidad normal representaría la superficie del agua. En la zona S1 la superficie del agua está por encima de la línea de profundidad crítica, por lo tanto, en esta zona $y > y_c$ y por lo tanto $Fr < 1.0$. Además, $y > y_c > y_n$, y en consecuencia $S_f < S_0$. Por lo tanto, tanto el numerador como el denominador de la Ecuación 4.7 son cantidades positivas y en la zona S1 $(dy/dx) > 0$. En otras palabras, la profundidad del flujo debe aumentar en la dirección del flujo. Podemos examinar las zonas S2 y S3 de manera similar y concluir que $(dy/dx) < 0$ en la zona S2 y $(dy/dx) > 0$ en la zona S3.

El comportamiento del perfil de la superficie cerca de los límites de la zona examinada para canales templados también es válido para canales empinados, ya que la Ecuación es aplicable tanto a canales empinados como suaves. En consecuencia, el perfil S1 forma un ángulo cercano al ángulo recto con la línea de profundidad crítica y se aproxima a una línea horizontal asintóticamente como $y \rightarrow \infty$. El perfil S2 forma un ángulo cercano al ángulo recto con la línea de profundidad crítica y se acerca asintóticamente a la línea de profundidad normal. El perfil S3 formará un ángulo positivo con el fondo del canal y se acercará asintóticamente a la línea de profundidad normal.

Los posibles tipos de perfil que pueden ocurrir en canales horizontales, adversos y críticos. Estos perfiles se bosquejan examinando el signo de (dy/dx) con la ayuda de la Ecuación y considerando el comportamiento del perfil cerca de los límites de la zona. Tenga en cuenta que para los canales horizontales y adversos no es posible el flujo normal, por lo que y_n no está

definido y las zonas H1 y A1 no existen. Asimismo, para canales críticos $yn = yc$, y por tanto la zona C2 no existe. También vale la pena señalar que el flujo es subcrítico en las zonas M1, M2, S1, H2, A2 y C1, y es supercrítico en las zonas M3, S2, S3, H3, A3 y C3.

Los líquidos se transportan de un lugar a otro utilizando estructuras de transporte naturales o construidas. La sección transversal de estas estructuras puede ser abierta o cerrada en la parte superior. Las estructuras con la parte superior cerrada se denominan conductos cerrados y las que tienen la parte superior abierta se denominan canales abiertos. Por ejemplo, los túneles y tuberías son conductos cerrados mientras que los ríos, arroyos, estuarios, etc. son canales abiertos. El flujo en un canal abierto o en un conducto cerrado que tiene una superficie libre se denomina R.S flujo de cinco superficies o flujo de canal abierto. Las propiedades y los análisis de estos flujos se discuten en este libro.

Capítulo 4. Antecedentes

El estudio y análisis de las alcantarillas y los procesos de sedimentación sobre estas estructuras ha sido de amplio análisis a en todo el mundo, a continuación, se indican algunos antecedentes de proyectos desarrollados alineados a la temática de investigación:

4.1 Estudio del Cambio de Ancho y Profundidad de Canal en Sedimentación en Box Culvert Usando SSIIM

Inicialmente se analiza el trabajo desarrollado por Tanya, A. y Lasminto, U. (2018) titulado *Estudio del Cambio de Ancho y Profundidad de Canal en Sedimentación en Box Culvert Usando SSIIM*, el cual plantea que la sedimentación puede elevar el cambio de la velocidad del flujo y puede verse influenciada por el cambio en el ancho y la profundidad del lecho del canal. Esta investigación simuló el cambio de ancho y profundidad del lecho del canal de un box culvert en la misma ubicación y la misma longitud en cierta distancia. Había tres variaciones de lecho de canal, el primero fue la dimensión inicial de la alcantarilla, el segundo es el cambio del lecho del canal a dos veces más ancho que el ancho inicial, y el tercero fue el cambio del lecho del canal a dos veces más profundo que la profundidad inicial. Esas tres variaciones se simularon utilizando la Simulación del movimiento de sedimentación en tomas de agua con opción de multibloque versión 1 (SSIIM 1). Los resultados de esta simulación fueron los diagramas de vectores de velocidad, velocidad horizontal, velocidad vertical y concentración de sedimentos en cada variación. De los diagramas, la segunda y la tercera variación mostraron que la ubicación de la sedimentación cambia de acuerdo con los cambios de ancho o profundidad del lecho del canal.

4.2 El efecto del tamaño de las partículas en la sedimentación en Box Culvert (Alcantarilla MEL)

Otro de los trabajos analizados corresponde a la investigación desarrollada por Fenti Daud y Nenny (2017) titulado “El efecto del tamaño de las partículas en la sedimentación en Box Culvert (Alcantarilla MEL)” La investigación se llevó a cabo en el Laboratorio Hidráulico de la Facultad de Técnica de la Universidad Hasanuddin. El método fue un método experimental utilizando el modelo Culvert MEL, los resultados muestran que, en general, en la sedimentación total que ocurre en el canal Culvert basado en la descarga de flujo para todos los canales con diferentes niveles de disminución de la base del canal (Z_0), cuanto mayor es la descarga, se produce una sedimentación más baja. Adicionalmente los gráficos generados a partir del estudio indican también que el tamaño de las partículas de sedimento afecta la sedimentación, donde a mayor tamaño de la partícula mayor es la sedimentación Ocurrida.

4.3 Box culvert autolimpiantes de sedimentos

Otro de los trabajos analizados y que vale la pena resaltar es el desarrollado por Ho, C. Muste, M. Ettema R. (2013) el cual se titula “Box culvert autolimpiantes de sedimentos” este trabajo parte de que la sedimentación es un problema generalizado para las alcantarillas, adicionalmente, la práctica de mantenimiento actual implica una ardua excavación de depósitos de sedimentos por métodos mecánicos o manuales. Por lo cual en dicho trabajo se describen diseños de enfoque de alcantarillas que mitigan la sedimentación en las alcantarillas. Los diseños aprovechan la capacidad de transporte de sedimentos de los flujos de aproximación de

alcantarillas, de ahí la etiqueta de diseños autolimpiantes. El método implica el uso de filetes de relleno diseñados para modificar la geometría del canal de aproximación en el área de transición desde la corriente hasta la entrada de la alcantarilla, a fin de mantener la distribución del flujo lo más cerca posible de la configuración original del flujo. Las dimensiones de los filetes se establecieron mediante modelos hidráulicos y numéricos que cubren una gama de flujos y geometría de alcantarilla. Las pruebas de rendimiento muestran que los filetes mitigan la sedimentación aguas arriba y dentro de la alcantarilla.

4.4 Tanques de sedimentación de riego en el lecho de los canales de entrada de la estación de bombeo

En 2021 Dilshod et al. Publicaron el artículo titulado “Tanques de sedimentación de riego en el lecho de los canales de entrada de la estación de bombeo” el cual analiza la dinámica de los procesos de canal en los canales de entrada de la estación de bombeo de riego. Adicionalmente analizan y resumen los estudios de campo de los regímenes de sedimentos hidráulicos y aluviales en los canales de suministro de las estaciones de bombeo.

Se presentan los estudios de flujo de agua del canal de suministro en condiciones de altísima turbidez del flujo y variabilidad de las características morfométricas del canal, se dan las condiciones bajo las cuales las ecuaciones de Saint-Venant describen satisfactoriamente los flujos del canal en el lecho de los canales de suministro. Las ecuaciones bidimensionales de Saint-Venant se implementaron numéricamente utilizando un esquema explícito de diferencias finitas.

Además, se presentan los resultados de los cálculos del campo de flujo en los canales de suministro. De acuerdo con los resultados de los estudios numéricos, el ancho del tanque de sedimentación se consideró igual al ancho de diseño del canal y la velocidad del flujo de agua en él fue de 0,25 m/s. La longitud del tanque de sedimentación, asegurando la retención de sedimentos de la fracción más fina (0,05 mm de diámetro), fue de 1042 m. Se llegó a la conclusión de que el tiempo de sedimentación del tanque de sedimentación puede reducirse en un 15% a un 20% y llegar a unos 15 meses, considerando la irregularidad del diagrama de distribución de velocidades en el plano horizontal y la sección transversal trapezoidal del decantador. No obstante, la disposición de dos cámaras paralelas de los tanques de sedimentación permite que sean estables durante un tiempo suficientemente largo.

4.5 Transporte de sedimentos en confluencias de canales

En el año 2016 Albolfazl et al. publicaron su investigación titulada “Un estudio experimental del transporte de sedimentos en confluencias de canales” en la cual plantean un análisis de las confluencias, las cuales son características comunes de los sistemas de canales naturales y artificiales donde la convergencia de los flujos que se unen crea un patrón complejo de flujo y transporte de sedimentos que produce fuertes circulaciones de flujo y cambios rápidos en la morfología del lecho.

Por medio de experimentos de laboratorio en varias confluencias de canales de lecho móvil, se investigó y formuló el flujo y las condiciones geométricas que conducen al movimiento

incipiente de sedimentos en las confluencias de canales, y adicionalmente se caracterizó el efecto del flujo y las condiciones geométricas en las principales características morfológicas (por ejemplo, áreas de socavación y deposición) en las confluencias.

Los factores de mayor importancia que se consideraron en este estudio son el número de Froude de flujo, el ángulo de confluencia, las relaciones de descarga y ancho y las propiedades marciales del lecho. Este estudio experimental proporciona una idea para comprender mejor los mecanismos involucrados en el transporte de sedimentos y la morfología del lecho en las confluencias de los canales y también cuantifica la influencia de varios factores geométricos y de flujo en el transporte de sedimentos, que son de gran importancia en los diseños de ingeniería y estudios fluviales.

4.6 Flujo inestable y no uniforme: características del transporte de sedimentos en sitios de alcantarillas

El investigador Ho, Hao-Che (2010) de la universidad de Iowa publico su trabajo titulado “Investigación del flujo inestable y no uniforme y características del transporte de sedimentos en sitios de alcantarillas” Dicho estudio menciona que la deposición de sedimentos en las alcantarillas está influenciada por muchos factores, incluidos el tamaño y las características del material del que está compuesto el canal, las características hidráulicas generadas bajo diferentes eventos hidrológicos, el diseño de la geometría de la alcantarilla, el diseño de la transición del canal y la vegetación alrededor del canal.

La multitud de combinaciones producidas por el conjunto de variables antes mencionadas hace que la investigación de situaciones prácticas sea un desafío, así mismo las consideraciones anteriores, las observaciones de campo y los experimentos numéricos y de laboratorio revelaron las complejidades adicionales del flujo y el transporte de sedimentos a través de las alcantarillas que aumentan aún más las dimensiones de la investigación. Las complejidades del flujo investigadas en este estudio implican: falta de uniformidad del flujo en las áreas de transición hacia y desde la alcantarilla, inestabilidad del flujo debido a la propagación de la onda de inundación y la compleja correlación entre los hidrogramas de flujo y sedimentos producidos durante las tormentas.

A partir de esta investigación se realizaron observaciones de campo para comprender el comportamiento de las alcantarillas, posteriormente se realizó un modelado a través de modelos hidráulicos complementarios y experimentos numéricos para obtener los conocimientos prácticos para el desarrollo de los diseños de alcantarillas autolimpiantes.

4.7 Depósitos de flujos de escombros en un canal rectangular con un cambio brusco de pendiente

En 2015, los investigadores Youngil Kim y Joongcheol Paik publicaron el trabajo de investigación titulado “Características deposicionales de los flujos de escombros en un canal rectangular con un cambio brusco de pendiente” En dicho trabajo se mencionan que la degradación de la capacidad de descarga las alcantarillas instaladas en regiones montañosa suele atribuirse a la deposición del flujo de escombros, que puede causar daños a la propiedad y graves

víctimas. El objetivo de este trabajo consistió en comprender y reproducir con precisión el comportamiento y las características de deposición de los flujos de escombros con diferentes propiedades de materiales bajo diversas configuraciones geométricas son requisitos previos para desarrollar criterios de diseño avanzados para las alcantarillas de drenaje para prevenir tales daños.

En dicho estudio se empleó una serie de experimentos de laboratorio de flujos de escombros en un canal rectangular con un ancho constante y con el cambio de pendiente para investigar el comportamiento de los flujos de escombros en una variedad de condiciones con respecto a las pendientes de canales aguas abajo y de aproximación y alcantarillas, tamaños de grano representativos y concentraciones de volumen de sedimentos.

Los resultados experimentales mostraron que el espesor del flujo de escombros puede aumentar sustancialmente (hasta más de cuatro veces) en comparación con el espesor del flujo de agua limpia a la misma tasa de flujo. La deposición de sedimentos del flujo de escombros de materiales finos comienza más abajo con una pendiente superficial aproximadamente 3% más alta en comparación con el caso del flujo de desechos de materiales gruesos. Por lo tanto, el área de deposición del flujo de escombros de material grueso llega más río arriba en el canal de aproximación que el flujo de escombros de material fino. El volumen total de deposición de flujo de escombros de material grueso en el canal parece ser mayor que el de deposición de flujo de escombros de material fino.

Finalmente, basándose en mediciones experimentales y una serie de simulaciones numéricas complementarias, lograron desarrollar un modelo de regresión logística con el objetivo de determinar criterios de diseño óptimos para evitar que el flujo de escombros se deposite en el canal similar a una alcantarilla. Los coeficientes de regresión logística estimados resultantes y la curva de criterios de deposición derivados indican que la deposición del flujo de escombros en un canal similar a una alcantarilla está controlada predominantemente por la pendiente del fondo, así como por la concentración del volumen de sedimentos, mientras que la deposición del flujo de escombros es relativamente menos sensible a la pendiente del canal que se aproxima y al tamaño de grano representativo.

4.8 Capacidad hidráulica de alcantarillas bajo transporte de sedimentos

En junio de 2014 Khoshal publicó su trabajo titulado “Capacidad hidráulica de alcantarillas bajo transporte de sedimentos - Configuración multibarril” este trabajo menciona que las alcantarillas son importantes estructuras de control hidráulico que permiten que el agua fluya por debajo de una carretera, vía férrea, sendero u obstrucción similar. Por lo tanto, es necesario comprender adecuadamente el flujo y el transporte de sedimentos a través de las alcantarillas para evaluar y mejorar su desempeño en situaciones de inundación con el fin de garantizar carreteras seguras y otras instalaciones de infraestructura.

El objetivo principal de este estudio fue contribuir al desarrollo de nuevas pautas de diseño para alcantarillas que tengan en cuenta el efecto de los escombros y los sedimentos. Para este propósito, se llevaron a cabo experimentos en el laboratorio para investigar el efecto de

diferentes condiciones de contorno en la capacidad de descarga. En detalle, los experimentos se llevaron a cabo utilizando diferentes geometrías de entrada, diferentes tamaños de la cuenca de sedimentación y sedimentos gruesos como carga de fondo. Las mediciones se utilizaron para establecer curvas de descarga para los diferentes diseños de alcantarillas con y sin efecto de sedimentos y escombros acumulados.

4.9 Condiciones de transporte de sedimentos cerca de las alcantarillas

Rowley y Rollin (2014) en el marco del congreso mundial de medio ambiente y recursos hídricos publicaron un análisis sobre los rendimientos de sedimentos en alcantarillas, ellos inician mencionando que los requisitos de diseño de las alcantarillas han evolucionado con nuestra capacidad para analizar la compleja hidráulica asociada con el flujo de la alcantarilla. Las soluciones simples de nomógrafo se han complementado con software integral, como HY-8 y HEC-RAS, y herramientas para evaluar el paso de peces, como FishXing.

Adicionalmente plantean que el diseño sostenible de alcantarillas debe permitir el transporte natural de sedimentos asociados con sistemas fluviales a través de alcantarillas. Tales procesos aún no se comprenden bien, los pasos de diseño únicos que consideran el movimiento de sedimentos han sido desarrollados por el Servicio Forestal de los Estados Unidos, titulado Stream Simulation, y por la Administración Federal de Carreteras, titulado HEC-26. Cada criterio de diseño busca cumplir con el mismo propósito: proporcionar los requisitos hidráulicos, el movimiento natural de sedimentos y el paso de organismos acuáticos. El diseño de simulación de flujo se basa en las dimensiones del canal, mientras que el HEC-26 se basa en cálculos

hidrológicos e hidráulicos de los flujos de diseño a través del barril de la alcantarilla. Ambos esquemas de diseño de alcantarillas requieren la incrustación de alcantarillas. El propósito de este documento era demostrar que el "rendimiento" de sedimentos en una alcantarilla real depende de la descarga y describir un nuevo campo y una campaña de modelado en esta área.

4.10 Relaciones entre las características de las alcantarillas y la sedimentación de las alcantarillas

El trabajo desarrollado por John Schwartz que fue publicado en el año 2004 con el título de "Las relaciones entre las características de las alcantarillas y la sedimentación de las alcantarillas" plantea un análisis entre las relaciones de diversas características de las alcantarillas y su efecto sobre la deposición de sedimentos en las alcantarillas. El análisis incluyó la obtención de datos de campo específicos del sitio, el modelado de cuencas hidrográficas, el modelado de alcantarillas y la interpretación de datos.

Se adquirieron datos de campo para 39 ubicaciones de alcantarillas dispersas por toda la ciudad de Knoxville. Las ubicaciones se seleccionaron en base a registros de mantenimiento previos y una buena distribución de las características sujetas a evaluación. Los datos recopilados incluyeron pendientes, tipos de materiales de alcantarillas, tamaños de alcantarillas, longitudes de alcantarillas, profundidades de cabecera, condiciones de canales aguas arriba y condiciones de canales aguas abajo. La obtención de esta información requirió una inspección detallada del sitio que incluyó topografía, medición de alcantarillas y sedimentos, y una inspección visual y evaluación del sitio. Además, también se utilizaron modelos hidrológicos e hidráulicos para

evaluar las características del sitio de la alcantarilla en los lugares de estudio. La información de la investigación de campo, así como la salida del modelo, se evaluaron mediante representaciones gráficas y comparaciones estadísticas. Además, se evaluaron los datos para las ubicaciones de las alcantarillas que tenían una cantidad mínima de acumulación de sedimentos en comparación con aquellas alcantarillas con una acumulación significativa de sedimentos.

Los hallazgos revelaron que seis de las características evaluadas mostraron alguna relación con la sedimentación de alcantarillas. Las características de las alcantarillas se dividieron en tres niveles de influencia. Se analizó cada nivel y se le asignó un valor numérico para desarrollar un índice de mantenimiento. Este índice se propone para su uso en la evaluación de si una alcantarilla, existente o propuesta, puede ser propensa a problemas de deposición de sedimentos. La investigación recomendada incluye la relación entre los escombros y la sedimentación de alcantarillas, el efecto del rendimiento de sedimentos de una cuenca hidrográfica en la sedimentación de alcantarillas, la relación entre los efectos estacionales de las lluvias y la sedimentación de alcantarillas, y el análisis estadístico adicional sobre los datos compilados dentro de este estudio.

Capítulo 5. Caso de estudio: Tramo del Box culvert del barrio Betania

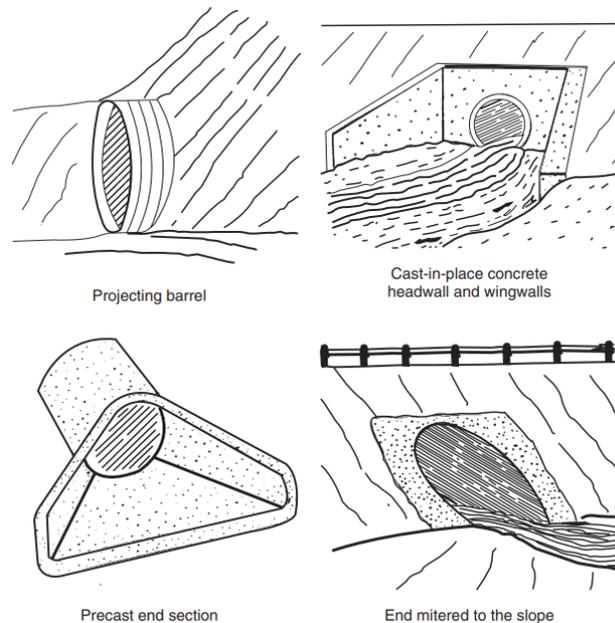
5.1 Box Culvert

Los Culvert son conductos de drenaje cortos que conducen las aguas pluviales a través de los terraplenes de carreteras y vías férreas. También se utilizan como estructuras de salida para depósitos de detención. La mayoría de los Culvert son de sección transversal circular, rectangular (BOX) o elíptica. Otras formas comúnmente utilizadas incluyen arcos y de arcos tubulares. La mayoría de los Box Culvert están hechos de concreto, y en algunos casos aluminio corrugado y acero corrugado. Los box culvert de concreto pueden reforzarse, algunos están revestidos con otro material, como asfalto, para evitar la corrosión y reducir la resistencia al flujo (Muste y Xu, 2017).

La configuración de entrada juega un papel importante en el rendimiento hidráulico de un Box Culvert, comúnmente se usa una variedad de instalaciones de entrada prefabricadas y construidas en el lugar. Estos incluyen barriles de alcantarillas salientes, muros de concreto, secciones finales y extremos de alcantarillas cortados en inglete para adaptarse a la pendiente de relleno. La Figura 15 muestra varios tipos de entrada estándar.

Figura 15

Tipos de entrada estándar



Nota: (Chanson, 2002)

Una variedad de tipos de flujo pueden ocurrir en un Box Culvert, dependiendo de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, la geometría de la entrada y las características del conducto. Estas estructuras puede fluir llenas, parcialmente llenas (en condiciones de flujo subcríticas o supercríticas), o una combinación de ambas. El flujo parcialmente pleno puede ser subcrítico o supercrítico. Las condiciones de flujo pueden cambiar con el tiempo para cualquier diseño, el flujo en una alcantarilla puede ser controlado por la entrada (aguas arriba) o por la salida (aguas abajo). El control de entrada ocurre cuando la capacidad de transporte del barril de la alcantarilla es mayor que la que aceptará la entrada; de lo contrario, se produce el flujo de control de salida.

5.1.1 Flujo de control de entrada.

El flujo de control de entrada generalmente ocurre en alcantarillas empinadas y suaves. La alcantarilla fluirá parcialmente llena en condiciones supercríticas. Sin embargo, si el extremo aguas abajo de la alcantarilla se sumerge, se puede formar un salto hidráulico, después del cual la alcantarilla fluirá llena. El comportamiento hidráulico de la entrada es similar al de un vertedero si la entrada no está sumergida. Si la entrada está sumergida, funcionará de manera similar a un orificio. Según la FHWA (Normann et al., 1985), la entrada se considerará no sumergida si

$$\frac{Q}{AD^{0.5} g^{0.5}} \leq 0.62 \quad (50)$$

donde Q = caudal, A = área de la sección transversal de la alcantarilla, D = altura interior de la alcantarilla y g = aceleración de la gravedad. Hay dos formas de ecuaciones disponibles para entradas no sumergidas. La primera ecuación es:

$$\frac{HW}{D} = \frac{y_c}{D} + \frac{V_c^2}{2gD} + K_I \left(\frac{Q}{AD^{0.5} g^{0.5}} \right)^{M_I} + k_s S \quad (51)$$

Donde HW = profundidad de cabecera por encima de la contracorriente aguas arriba de la alcantarilla, y_c = profundidad crítica, V_c = velocidad en la profundidad crítica, $k_s = 0,7$ para entradas en inglete -0,5 para entradas sin inglete, S = pendiente del cilindro de la alcantarilla y K_I , M_I = constantes empíricas. Los valores de K_I y M_I se dan en la Tabla 6.2 para varias configuraciones de entrada.

Para alcantarillas circulares a partir de la geometría de un tubo circular, el área correspondiente se encuentra como $A_c = (2\theta - \text{sen } 2\theta)D^2 / 8$ (vea la tabla 1.1), y la velocidad, V_c , puede determinarse usando

$$V_c = \frac{8Q}{(2\theta - \sin 2\theta)D^2} \quad (52)$$

Donde θ (en radianes) es

$$\theta = \pi - \arccos\left(\frac{2y_c}{D} - 1\right) \quad (53)$$

Para canales rectangulares o alcantarillas de caja,

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} \quad (54)$$

Donde b = ancho de la caja de alcantarilla. Además, $V^2c / 2g = 0.5y_c$. Por lo tanto, la Ecuación se puede reescribir para alcantarillas de caja como

$$\frac{HW}{D} = \frac{3}{2D} \left(\frac{Q^2}{gb^2}\right)^{1/3} + K_I \left(\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}}\right)^{M_I} + k_s S \quad (55)$$

La segunda ecuación para entradas no sumergidas es

$$\frac{HW}{D} = K_{II} \left(\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \right)^{M_{II}} \quad (56)$$

Donde K_{II} y M_{II} son constantes empíricas dadas. Tanto las ecuaciones de forma I como de forma II son aceptables para fines prácticos, y la elección entre las dos se rige por la disponibilidad de los coeficientes empíricos para el tipo de alcantarilla que se está considerando.

La entrada estará sumergida si

$$\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \geq 0.70 \quad (57)$$

La ecuación de flujo para entradas sumergidas es

$$\frac{HW}{D} = c \left(\frac{Q}{AD^{0.5}g^{0.5}} \right)^2 + Y + k_s S \quad (58)$$

donde S = pendiente, c e Y son constantes empíricas dadas, y

$k_s = 0.7$ para entradas en inglete a la pendiente del terraplén

$k_s = -0.5$ para entradas no biseladas a la pendiente del terraplén

Se produce una transición de la condición no sumergida a la sumergida durante $0.62 < (Q/AD^{0.5}g^{0.5}) < 0.70$. Se puede utilizar una interpolación lineal entre las ecuaciones de entrada sumergidas y no sumergidas para la zona de transición.

5.1.2 Flujo de control de salida.

Una alcantarilla puede fluir llena o parcialmente llena bajo las condiciones de control de salida. Cuando está parcialmente lleno, el flujo de la alcantarilla de control de salida es subcrítico. En condiciones de flujo total, despreciando la diferencia entre las cabezas de velocidad del flujo que se acerca a una alcantarilla y aguas abajo de una alcantarilla, la ecuación de energía para una alcantarilla que fluye llena se escribe como:

$$HW = TW - SL + \left(1 + k_e + \frac{2gn^2L}{k_n^2 R^{4/3}}\right) \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (59)$$

Donde TW = profundidad del agua de descarga medida desde el inverso aguas abajo de la alcantarilla, S = pendiente de la alcantarilla, L = longitud de la alcantarilla, g = aceleración gravitacional, n = factor de rugosidad de Manning, R = radio hidráulico, A = área de la sección transversal, $k_n = 1,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s} = 1,49 \text{ ft}^{1/3}/\text{s}$, y k_e = coeficiente de pérdida de entrada según informa Normann et al. (1985).

En condiciones de flujo parcialmente total en alcantarillas controladas por la salida, se puede obtener una relación precisa entre la descarga y la elevación de la cabecera mediante el uso de los cálculos de flujo gradualmente variados. En estos cálculos, la profundidad aguas abajo se establece igual a la mayor entre la profundidad del agua de cola (TW) y la profundidad crítica (y_c). Si el perfil de la superficie del agua calculado se cruza con la parte superior del barril, se

utilizan ecuaciones de flujo completo entre ese punto y el extremo aguas arriba de la alcantarilla. La pérdida de carga (h_{Lf}) para el segmento de flujo completo se calcula como

$$h_{Lf} = \left(1 + k_e + \frac{2gn^2 L_f}{k_n^2 R^{4/3}} \right) \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (60)$$

donde L_f = longitud del segmento de flujo completo.

Para evitar los tediosos cálculos de flujo gradualmente variados, la FHWA (Normann et al., 1985) desarrolló un método aproximado para el flujo de alcantarillas de control de salida parcialmente llena. En este método, la elevación de la cabecera se calcula utilizando

$$HW = H_D - SL + \left(1 + k_e + \frac{2gn^2 L}{k_n^2 R^{4/3}} \right) \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (61)$$

En el que R y A se calculan asumiendo que la alcantarilla está llena. Además, H_D se establece igual a la profundidad del agua de descarga, TW , si $TW > (y_c + D)/2$ donde y_c = profundidad crítica y D = altura interior de la alcantarilla. De lo contrario, $H_D = (y_c + D)/2$.

La ecuación se considera satisfactoria cuando la alcantarilla fluye por completo en al menos parte de su longitud. El método aproximado se vuelve menos preciso si el flujo de superficie libre ocurre en toda la longitud de la alcantarilla, en cuyo caso los resultados son aceptables solo si $HW > (0.75D)$. Para elevaciones de cabecera más bajas, se requieren cálculos de flujo gradualmente variados.

5.1.3 Dimensionamiento de alcantarillas.

Como se discutió en las secciones anteriores, las ecuaciones que describen el flujo en una alcantarilla dependen de la condición del flujo (control de entrada o salida) y la naturaleza del flujo (lleno o parcialmente lleno). Es más probable que el flujo esté gobernado por el control de salida si la pendiente de la alcantarilla es leve. Para pendientes suaves, el flujo total ocurrirá si $TW > D$; de lo contrario, el flujo estará parcialmente lleno. Es más probable que el flujo esté gobernado por el control de entrada si la pendiente de la alcantarilla es empinada. Una excepción es que puede ocurrir flujo completo si $TW > D$.

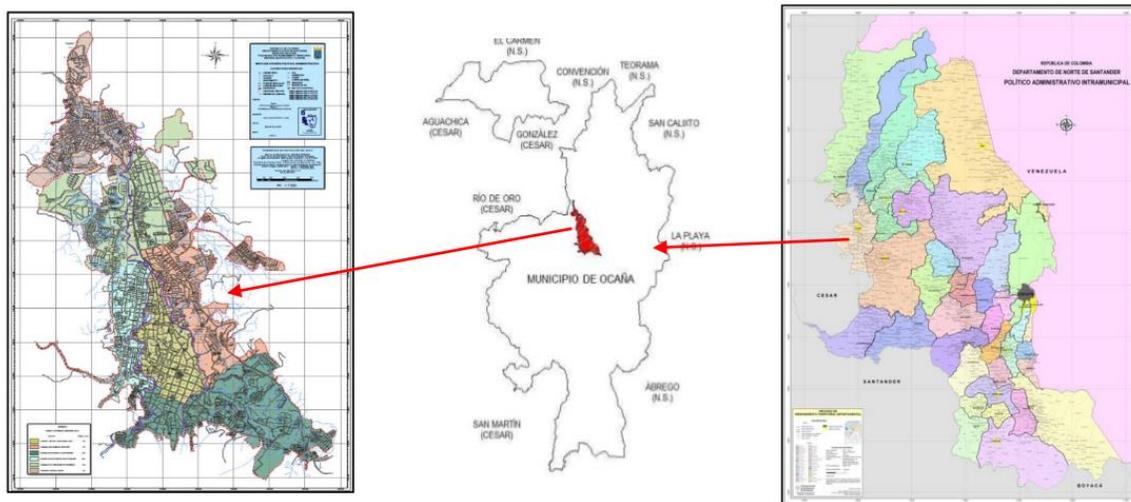
Las alcantarillas de drenaje de aguas pluviales colocadas debajo de los terraplenes de carreteras y vías férreas están dimensionadas para acomodar una descarga de diseño sin sobrepasar el terraplén. En una situación típica, se conocen la descarga de diseño y la elevación del agua de descarga, y la alcantarilla se dimensiona para evitar que la elevación del agua de cabecera exceda un valor permitido. La FHWA (Normann et al., 1985) sugiere un enfoque de "rendimiento mínimo" para dimensionar las alcantarillas como estructuras de drenaje. En este enfoque, no se intenta determinar si el flujo de control de entrada o de salida realmente ocurrirá bajo las condiciones de flujo de diseño; en su lugar, se verifican ambas condiciones de flujo y se selecciona la que resulta en un diseño más conservador. En otras palabras, se selecciona un tamaño de alcantarilla para que, para la descarga de diseño, la altura de cabecera calculada no supere el valor máximo permitido en condiciones de control de entrada o de salida.

5.2 Características de la zona de estudio

El proyecto de desarrollará en el municipio de Ocaña, departamento de Norte de Santander, país Colombia, el municipio que se encuentra ubicado en la zona noroccidental del departamento de Norte de Santander, encontrándose sobre la Cordillera Oriental, Cordillera de los Andes, rodeada de montañas que alcanzan los 2.600 msnm; con una altura promedio sobre el nivel del mar de 1.202 m.

Figura 16

Localización general del municipio de Ocaña y su zona urbana



Nota: (Adaptado de Plan de Básico de Ordenamiento Territorial municipio de Ocaña, 2002).

El municipio de Ocaña se encuentra ubicado en la zona noroccidental del departamento de Norte de Santander. Sus coordenadas geográficas son $8^{\circ} 14' 15''$ N $73^{\circ} 2' 26''$ O, conectada por carreteras nacionales con Bucaramanga, Cúcuta y Santa Marta. Ocaña se encuentra sobre la cordillera oriental Cordillera de los Andes rodeada por montañas que alcanzan los 2.600 msnm,

su altura máxima es de 1.202 msnm y la mínima de 761 msnm. La temperatura promedio del municipio de Ocaña es de 22 °C, piso térmico templado, con una temperatura no menor a los 8 °C y no mayores a los 25 °C con precipitaciones entre los 1.000 y 2.000 mm anuales, es de resaltar que las lluvias durante el primer semestre del año para el municipio son escasas (Rodríguez Osorio, 2018).

5.2.1 Parámetros climáticos de la zona de estudio - Precipitación.

La precipitación tiene un comportamiento bimodal presentando periodos de intensas lluvias en los meses de marzo-mayo y septiembre-noviembre siendo mayo y septiembre los meses más críticos y periodos de disminución en las lluvias en los meses de enero y febrero, durante los meses de junio y julio nuevamente se presentan reducciones significativas en las precipitaciones.

La zona urbana de Ocaña es atravesada de norte a sur por dos corrientes hídricas de suma importancia para su ordenamiento territorial la primera de ellas y más extensa en longitud y se trata del río tejo, la segunda más pequeña en extensión y la cual es tributaria del río tejo la cual se denomina río chiquito. El río tejo tiene una longitud de 16.09173km desde su punto de ingreso a la ciudad hasta su salida de esta y el río chiquito cuenta con una longitud 4.13km desde su nacimiento hasta su confluencia con el río tejo.

5.2.2 Áreas de drenaje

Es el medio circundante donde las actividades de construcción y operación del proyecto inciden directamente y será aquella en la cual se implantará toda la infraestructura del canal abierto. Para determinar el área de incidencia se utilizan criterios geográficos (Topografía) en las zonas de la obra existente. Se habla de área de influencia para referir el área geográfica en la que su población será beneficiada positivamente por las actividades constructivas. Estos datos topográficos para la modelación fueron suministrados a partir de levantamientos previos desarrollados por el ingeniero Agustin Macgregor.

El área de influencia tiene una serie de variables y criterios para su delimitación como lo son: Factores ambientales (topografía, hidrología), infraestructura (vías, puentes, alcantarillado sanitario y pluvial, agua potable, comunicación, densidad de la población, viviendas) y factores socioeconómicos. Adicionalmente, se deben definir las áreas o cuencas sanitarias, que van a hacer aportes (áreas aferentes) de caudal al sistema, identificando las quebradas, caños y coberturas que se encuentren en la cuenca de análisis.

El área de drenaje que actualmente maneja el canal este compuesto por tres tipos de cobertura.

- Zona montañosa, ladera con vegetación.
- Zona montañosa, ladera sin vegetación.
- Zona urbana.

5.3 Caudal de diseño

La RAS señala que en general, para el cálculo del caudal de diseño de los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias se debe hacer uso de los métodos modernos de lluvia-escorrentía que incluyan modelos de infiltración. Estos últimos modelos incluyen los de Horton, Soil Conservation Service of USA y el de Green y Ampt.

Debido a que el área de la cuenca es mayor a 80 hectáreas no es posible utilizar el método racional, por lo cual se seleccionó entonces el método desarrollado por el entonces Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (U.S. Soil Conservation Service, SCS) conocido actualmente como el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales de los Estados Unidos (U.S. Natural Resources Conservation Service -NRCS); que permite determinar la precipitación efectiva producida por un evento de lluvia, para este proyecto se tomó como análisis como se habló en el enunciado anterior el evento del 14 de noviembre de 2014 con un registro de 121.5 mm. El método asigna un número de curva (CN) característico de cada tipo de suelo de la cuenca, dependiendo de sus características de permeabilidad, para los suelos encontrados en el área de drenaje de la cuenca se tienen los siguientes números de curva

En las siguientes tablas se pueden observar la asignación del número de curva (CN), en función de la superficie de las áreas analizadas en el proyecto.

Tabla 3.*Numero de curva Quebrada tejar*

Descripción	Area (ha)	CN
Ladera con vegetación	110.21	52
ladera sin vegetación	8.34	60
residencial	23.90	98

Tabla 4.*Numero de curva Canalización existente*

Descripción	Area (ha)	CN
Ladera con vegetación	292	52
ladera sin vegetación	16	60
residencial	160	98

Se seleccionó el evento del día 11 de noviembre de 2014 que registró en la estación una precipitación de 121.5mm, la más alta del periodo analizado.

Este método es propuesto mediante un criterio para determinar obstrucciones (cantidad de agua lluvia que no se convierte en escorrentía) y la precipitación efectiva en función de la precipitación total, el uso del suelo, el método de los cultivos, pendiente y estado de humedad inicial por lo cual se recomienda revisar los datos de precipitación 5 días antes al evento de análisis, así como la época en la cual se encuentra el análisis (Verano o Invierno) para realizar las respectivas correcciones.

Tabla 5.*Precipitaciones 5-10 noviembre de 2014*

Fecha	Precipitación mm
11/5/2014 0:00	19.7
11/6/2014 0:00	1.4
11/7/2014 0:00	7.4
11/8/2014 0:00	31.8
11/9/2014 0:00	4.6
11/10/2014 0:00	121.5

Debido a que la sumatoria de la precipitación de los cinco días anteriores al evento es mayor a 53 mm se realizó una corrección al CN inicial.

En la tabla 6 se puede observar los resultados del ajuste del número de curva para el tramo denominado obra de optimización de obra existente.

Tabla 6.*Numero de Curva _ Corrección por humedad sector_ Precipitación efectiva (optimización de obra existente)*

SUB CUENCA	Descripción	Área (Ha)	% Área	CN (II)	%Área*CN(II)	CN (II)	CN (II) _ Corrección	Precipitación (cm)	Pe (cm)
1	Ladera con Vegetación	292	0.64	60	38.25328				
2	Ladera sin Vegetación	16	0.03	58	2.026201	68.45	83.30	12.15	7.64
3	Zona Residencial	150	0.33	86	28.16594				

En la tabla 7 se puede observar los resultados del ajuste del número de curva para el tramo denominado obra nueva.

Tabla 7.

Numero de Curva _ Corrección por humedad sector_ Precipitación efectiva (Obra Nueva)

SUB CUENCA	Descripción	Área (Ha)	% Área	CN (II)	%Área*CN(II)	CN (II)	CN (II) _ Corrección	Precipitación (cm)	Pe
1	Ladera con Vegetación	110.21	0.77	60	46.4205				
2	Ladera sin Vegetación	8.34	0.06	58	3.395718	64.25	80.52	12.15	6.99
3	Zona Residencial	23.9	0.17	86	14.42892				

5.3.1 Cálculo de hidrograma

Para el cálculo del Hidrógrama del área de estudio de la zona denominada (obra de optimización de obra existente), se utilizó datos de entrada como fueron distancia del cauce principal, pendiente, área aferente y cotas de puntos de la cuenca, de igual forma como datos de entrada fue necesario el tiempo estimado de duración del evento analizado, así como el valor de la precipitación efectiva. Los datos de salida para la construcción del Hidrógrama fueron tiempo de concentración, tiempo de punta, tiempo de base y caudal de punta, en la siguiente figura se pueden observar los cálculos realizados.

Figura 17

Cálculos para la construcción del Hidrograma

Datos de entrada

Long cauce=	8626.4	ft
Cota max=	3970.9	ft
Cota min=	3849.54	ft
Superficie=	4.6	km ²
Precipitación=	70.9881	mm
Duración P neta=	0.8	horas
Pe	7.10	cm
Nc(III)	81	
Preci evento=	12.15	cm

Cálculos

Pendiente=	0.0141	m/m
(Fórmula tiempo conc. de la norma 5.2-IC)		
t conc=	0.72	Horas
tiempo punta=	0.83	horas
tiempo base=	2.22	horas
Caudal de la punta=	81.65	m ³ /seg.

Datos para dibujar el triángulo

tiempo	Q
0.00	0.00
0.83	81.65
2.22	0.00

Comprobación:

Volumen total por el área bajo el hidrograma

(area triángulo = Base x altura / 2):

326545 m³

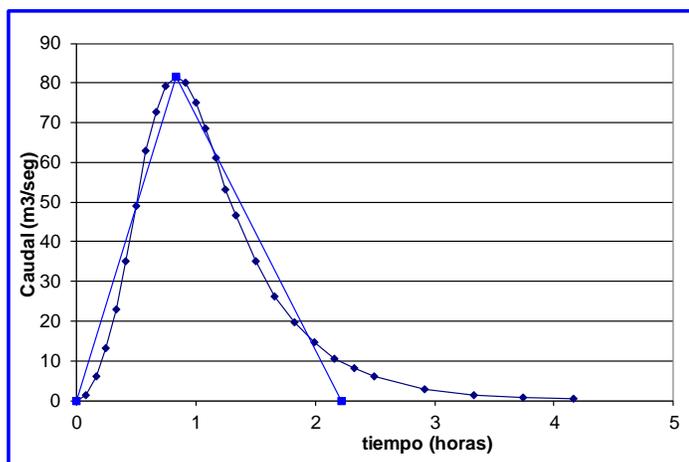
Volumen total (area cuenca X lámina agua caída):

326545 m³

Figura 18

Hidrógrama Triangular ajustado

t / tp	Q / Qp	t	Q
0	0	0.00	0.00
0.1	0.015	0.08	1.22
0.2	0.075	0.17	6.12
0.3	0.16	0.25	13.06
0.4	0.28	0.33	22.86
0.5	0.43	0.42	35.11
0.6	0.6	0.50	48.99
0.7	0.77	0.58	62.87
0.8	0.89	0.67	72.67
0.9	0.97	0.75	79.20
1	1	0.83	81.65
1.1	0.98	0.92	80.02
1.2	0.92	1.00	75.12
1.3	0.84	1.08	68.59
1.4	0.75	1.16	61.24
1.5	0.65	1.25	53.07
1.6	0.57	1.33	46.54
1.8	0.43	1.50	35.11
2	0.32	1.66	26.13
2.2	0.24	1.83	19.60
2.4	0.18	2.00	14.70
2.6	0.13	2.16	10.61
2.8	0.098	2.33	8.00
3	0.075	2.50	6.12
3.5	0.036	2.91	2.94
4	0.018	3.33	1.47
4.5	0.009	3.74	0.73
5	0.004	4.16	0.33



Es la razón de incremento de la altura que alcanza la lluvia respecto al tiempo método desarrollado por el entonces Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (U.S. Soil Conservation Service, SCS) actualmente conocido como el Servicio de Conservación de los

Recursos Naturales de los Estados Unidos (U.S. Natural Resources Conservation Service - NRCS), la intensidad tomada como referencia de análisis como se ha expresado en apartes anteriores es la del evento del día 11 de noviembre de 2014 el cual corresponde a una valor de 121.5 mm; siendo este el máximo valor registrado en la estación Universidad Francisco de paula Santander en la venta de observación de 25 años.

Construido los Hidrógrama para los dos sectores de análisis se tomaron los valores de caudal pico para el análisis de las estructuras bajo un flujo permanente en el software Hec-Ras; ahora es de considerar que, en proyectos hidráulicos típicos, los cuales son de distancias o longitudes limitadas, es preferible asumir la onda cinemática, la cual mantiene constante el caudal, es vez de su contraparte dinámica, la cual atenúa el caudal. El uso de la onda cinemática asegura que el canal bajo diseño contendrá a todas las ondas, tanto cinemáticas como dinámicas. Visto bajo esta óptica, el uso del flujo no permanente (la onda dinámica) para el cálculo de tirantes (y elevaciones) en canales abiertos no parece ser necesario.

Tabla 8.

Caudal de diseño

Zona	Caudal Diseño (m ³ /s)
Área Proyecto de optimización	76.03

5.4 Diseño Hidráulico

A partir de los parámetros establecidos por ministerio de desarrollo económico, documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico procedemos a identificar el nivel de complejidad del sistema teniendo en cuenta la población del sector donde se va a realizar el proyecto y la capacidad socioeconómica de la comunidad atendida

El diseño del canal abierto para aguas lluvias se realiza para el municipio de Ocaña según el último CENSO de Población y vivienda, realizado por el DANE, durante el año 2018 su población urbana es de 116 232 habitantes y según la resolución 1096 de 2000 el nivel de complejidad para el diseño es Alto

Figura 19

Nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

5.4.1 *Periodo de retorno*

Se define como periodo de retorno de eventos hidrológicos máximos en obras de drenaje, el tiempo promedio expresado en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez.

El período de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, el tráfico vehicular, el comercio, la industria, etc. En el caso en estudio considerando la probabilidad del evento que se relaciona directamente con el periodo de retorno y para la vida útil del proyecto considerado, se indicó un periodo de 25 años, en este caso la lluvia de diseño con la que se realizó la modelación hidráulica del canal es la máxima presentada en la serie de datos almacenada por la estación climatológica Universidad Francisco de Paula Santander del IDEAM una intensidad de 121,5 mm/h (IDEAM, 2021).

5.4.2 *Coefficiente de Rugosidad*

La rugosidad de las paredes de los canales y tuberías es función del material con que están contruidos, el acabado de la construcción y el tiempo de uso. Los valores son determinados en mediciones tanto de laboratorio como en el campo. Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS se debe utilizar la ecuación de Maning, el valor del coeficiente de rugosidad de Maning debe ser escogido apropiadamente, teniendo en cuenta los materiales que componen el perímetro mojado y el tipo de sedimentos que

pueden ser transportados por el canal. El RAS propone los siguientes coeficientes de rugosidad de Maning.

Figura 20

Coefficiente de Maning RAS

Tabla D.4.14 Coeficientes de rugosidad de Manning⁹

Naturaleza del recubrimiento del canal		n de Manning ¹⁰ (s/m ^{1/3})
Canales revestidos	Asfalto	0,013 – 0,017
	Mampostería o bloques	0,012 – 0,018
	Concreto	0,011 – 0,020
	Empedrado o cubierto de escombros	0,020 – 0,035
	Cubierta vegetal	0,030 – 0,400
Canales excavados sin revestir	Cubierta de tierra, alineamiento recto y uniforme	0,020 – 0,030
	Cubierta de tierra, alineamiento curvo y uniforme	0,025 – 0,040
	Excavado en roca	0,030 – 0,045
	Canales excavados sin mantenimiento	0,050 – 0,140
Canales naturales (menores de 30 m de longitud)	Sección bastante regular	0,030 – 0,070
	Sección irregular con algunos encharcamientos	0,040 – 0,100

Nota: (Reglamento Técnico del sector de Agua potable y saneamiento básico RAS-2000)

Dado que el análisis se realiza para un canal revestido en concreto, y según lo establece el RAS 200 en su apartada D.4.14 *Coefficientes de rugosidad de Manning* este valor puede estar entre 0.011 y 0.020, para el caso en estudio se adopta un valor de 0.015 teniendo en cuenta que se proyecta el revestimiento del canal en concreto y el desgaste del mismo para su vida útil.

5.4.3 Pendiente Canal

La pendiente de una recta es el grado de inclinación que se registra en una recta. Así, la pendiente S del fondo del canal se expresa en forma de metros de altura por metro de longitud del canal, siguiendo las recomendaciones se proyecta un canal que funciona como un sistema de gravedad, ajustando las cotas de fondo, pendientes y secciones respectivas.

5.4.4 Alineación

Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS las curvas horizontales deben diseñarse teniendo en cuenta las consideraciones apropiadas de peralte, con las justificaciones para cada caso. Para definir la alineación del canal abierto de aguas lluvias en el caso de estudio se tuvo en cuenta el levantamiento topográfico realizado y un reconocimiento del terreno, en el tramo de optimización se respetó el alineamiento existente.

5.4.5 Sección hidráulica

Los canales artificiales usualmente se diseñan con forma geométrica regulares (prismáticos). El termino sección de canal se refiere a la sección transversal tomado en forma perpendicular a la dirección del flujo. Teniendo en cuenta el caso en estudio en donde se ubican viviendas a los costados del canal se propone construir un canal cuadrado debido a que este tipo de secciones proporcionan mayor área hidráulica a menores anchos efectivos que los canales trapezoidales o circulares. Después de realizar una serie de análisis se determinó utilizar una base de 4.35 m para el canal entre los Pr 0+000 al Pr 1+100 bajo un $Q_{diseño}$ de 76.03 m³/seg se asumió un $Y_{Crítico}$ de 2.71m ; adicionalmente para las secciones desde el Pr 1+100 al Pr 1+610

las secciones que se establecieron fueron las originales del proyecto las cuales difieren en sus dimensiones y por lo tanto no son uniformes.

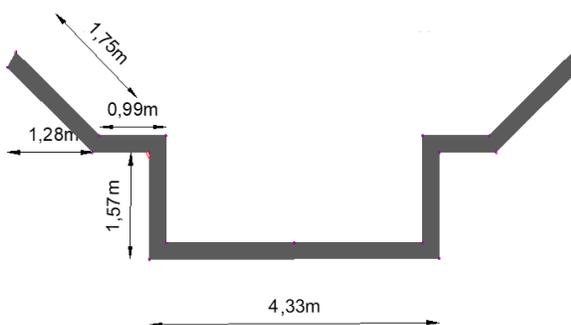
5.4.6 Borde Libre

Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS Siempre deben hacerse las provisiones apropiadas de borde libre. El borde libre del canal de diseño con revestimiento es el borde máximo para evitar el desbordamiento del flujo en el canal, este varía de acuerdo a la velocidad del flujo, la rugosidad del material de revestimiento y el ángulo convexo de las curvas presentes en el mismo

Según castellanos (2017) se recomienda que el borde libre sea el 30% del $Y_{Crítico}$, obteniendo así la siguiente sección hidráulica.

Figura 21

Sección Tipo 1 de canal abierto (Obra Nueva) Pr 0+000 a Pr 0+541



Teniendo en cuenta la forma del canal se obtuvieron las siguientes propiedades hidráulicas.

Figura 22*Propiedades hidráulicas*

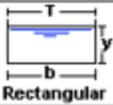
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b

Tabla 9.*Características hidráulicas canal abierto*

Y (m)	1.00	2.0
Caudal (m ³ /s)		
Coefficiente de rugosidad	0.015	0.015
B (m)	3.5	3.5
Pendiente (%)	0.01	0.01
Área		
Perímetro		
Rh		
Vel(m/s)		
Numero de froude		
Profundidad hidráulica (m)		
Ancho superficial (m)	3.5	3.5
Cortante (Pa)		
Vmin		

5.5 Modelación

Según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS Para el diseño de canales prismáticos que conformen sistemas de drenaje de aguas lluvias, deben utilizarse las ecuaciones de flujo uniforme. Adicionalmente, una vez finalizado el diseño, deben utilizarse modelos de flujo gradualmente variado para sistemas con nivel de complejidad bajo o flujo no permanente para los demás sistemas, con el fin de verificar todas las condiciones hidráulicas bajo diferentes escenarios hidrológicos, especialmente cuando las áreas tributarias

son relativamente grandes y cuando sea necesario tener en cuenta los efectos de mitigación de crecientes en las redes y canales para el dimensionamiento de estos último.

Para el caso en estudio se utilizó el software HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System) que es un programa de modelización hidráulica unidimensional creado por la USACE (United States Army Corps of Engineers), bajo el direccionamiento y asesoría del ingeniero Agustín Macgregor (Director del trabajo de grado), obteniendo los siguientes resultados y comprobando que la sección hidráulica funciona para el caudal producido bajo el periodo de retorno y tiempo de concentración seleccionado.

Figura 23

Sección transversal

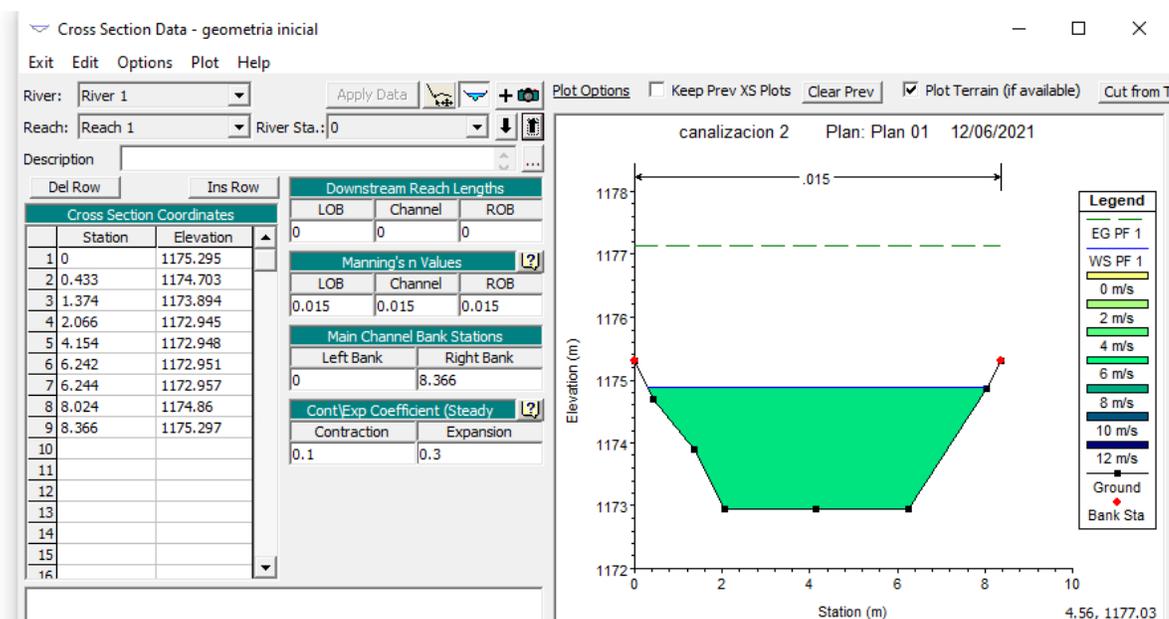


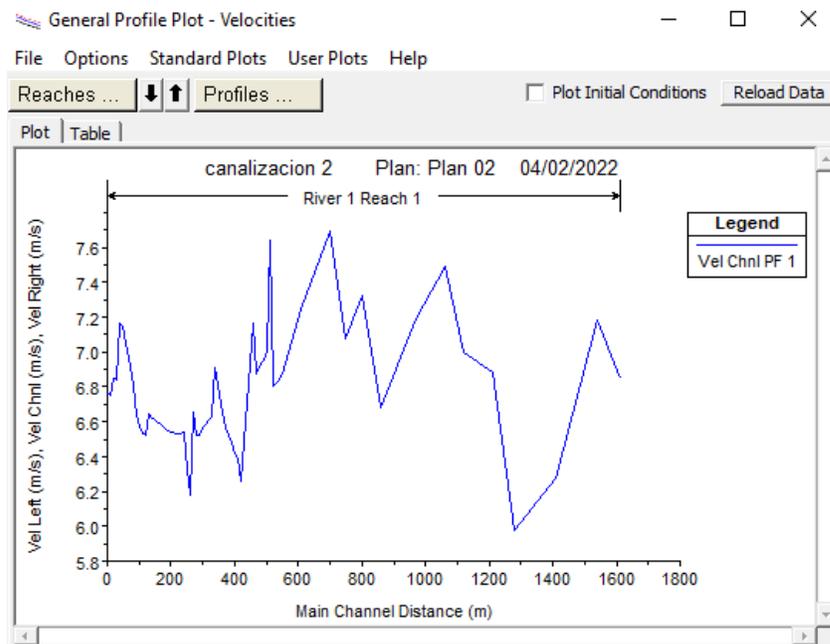
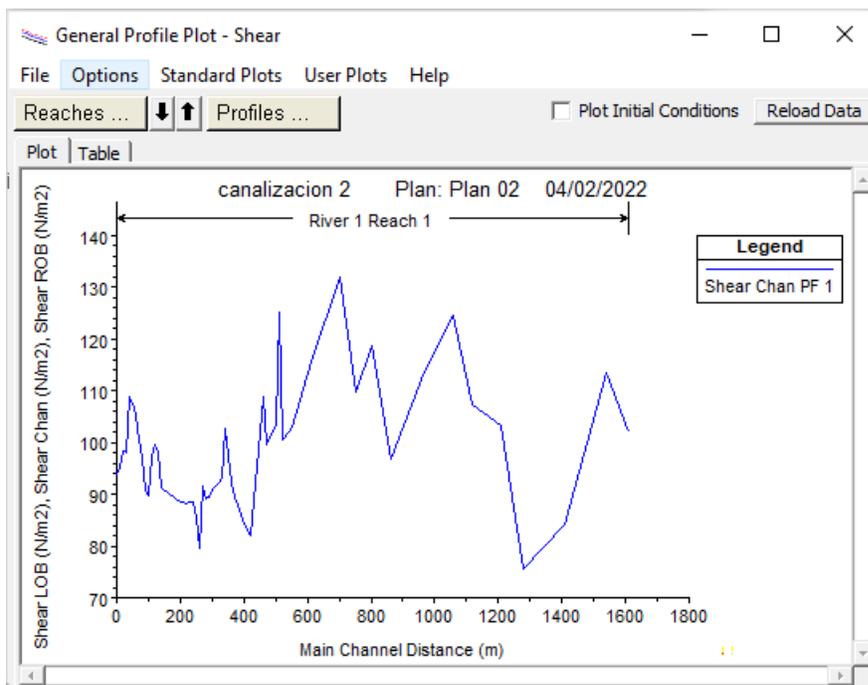
Figura 24*Perfil de velocidades canal***Figura 25***Distribución de Cortante en algunos tramos canal*

Figura 26

Distribución de Numero de Froude algunos tramos canal

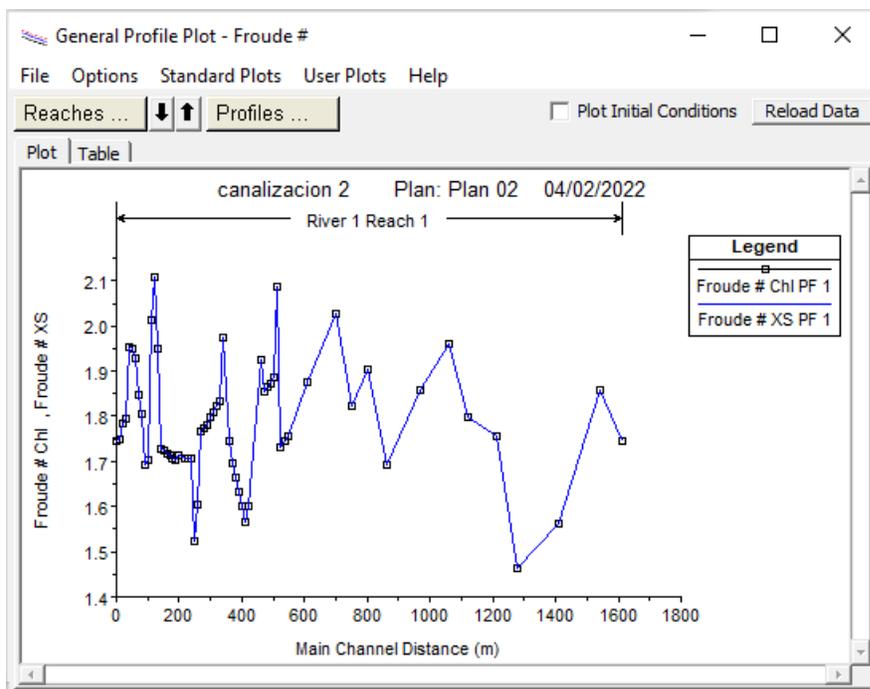


Figura 27

Perfil Longitudinal.

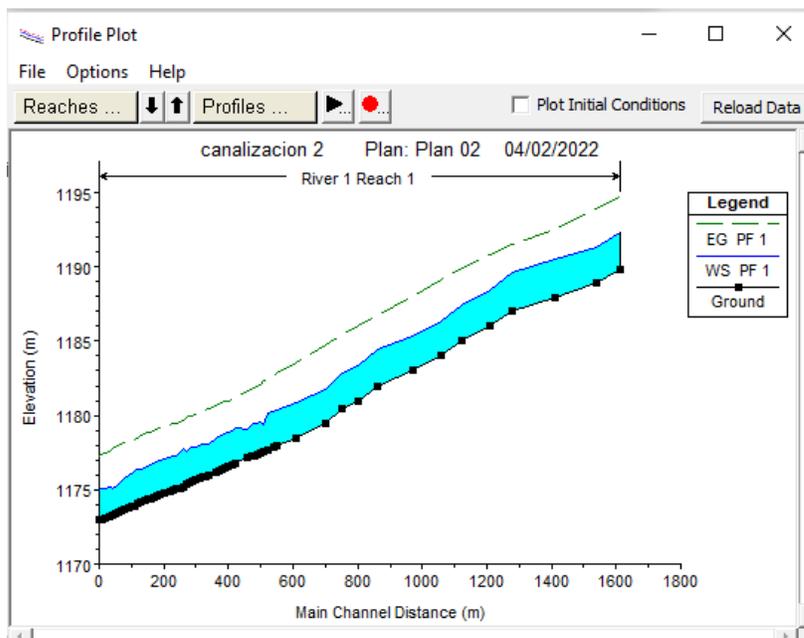


Figura 28

Datos de Salida del Modelo Hec-Ras

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables User Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Shear Chan (N/m ²)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl	Shear Chan (N/m ²)
Reach 1	1610	PF 1	81.6500	102.08	192.2850	193.0050	194.6750	0.010006	11.9256	7.5989	1.7452	102.0773
Reach 1	1540	PF 1	81.6500	113.51	191.2700	192.0640	193.9020	0.011461	11.3649	7.4501	1.8575	113.5109
Reach 1	1410	PF 1	81.6500	84.33	190.4840	191.0640	192.4940	0.007841	13.0051	7.8780	1.5604	84.3350
Reach 1	1280	PF 1	81.6500	75.69	189.6660	190.1640	191.4880	0.006832	13.6603	8.0428	1.4646	75.6876
Reach 1	1210	PF 1	81.6500	103.24	188.4370	189.1640	190.8510	0.010152	11.8644	7.5831	1.7569	103.2425
Reach 1	1120	PF 1	81.6500	107.27	187.4090	188.1650	189.9100	0.010661	11.6602	7.5289	1.7968	107.2694
Reach 1	1060	PF 1	81.6500	124.58	186.3060	187.1640	189.1700	0.012912	10.8954	7.3230	1.9619	124.5841
Reach 1	970	PF 1	81.6500	113.75	185.3690	186.1640	188.0050	0.011491	11.3543	7.4475	1.8598	113.7466
Reach 1	860	PF 1	81.6500	96.75	184.4830	185.1650	186.7600	0.009344	12.2192	7.6760	1.6912	96.7506
Reach 1	800	PF 1	81.6500	118.57	183.3400	184.1650	186.0780	0.012119	11.1426	7.3902	1.9057	118.5684
Reach 1	750	PF 1	81.6500	109.82	182.8930	183.6640	185.4470	0.010987	11.5364	7.4960	1.8218	109.8247
Reach 1	700	PF 1	81.6500	131.89	181.7680	182.6650	184.7840	0.013890	10.6175	7.2471	2.0288	131.8941
Reach 1	610	PF 1	81.6500	115.55	180.8580	181.6640	183.5320	0.011725	11.2735	7.4256	1.8770	115.5514
Reach 1	550	PF 1	81.6500	103.14	180.3890	181.1170	182.8020	0.010139	11.8697	7.5844	1.7559	103.1404
Reach 1	540	PF 1	81.6500	101.99	180.3080	181.0280	182.6960	0.009995	11.9304	7.6004	1.7443	101.9865
Reach 1	520	PF 1	81.6500	100.66	180.1330	180.8420	182.4930	0.009829	12.0012	7.6191	1.7310	100.6647
Reach 1	510	PF 1	81.6500	125.20	179.3470	180.2550	182.3250	0.011704	10.6832	7.8039	2.0859	125.2041
Reach 1	500	PF 1	81.6500	103.51	179.5780	180.3540	182.0820	0.009196	11.6504	8.2630	1.8847	103.5060
Reach 1	490	PF 1	81.6500	101.95	179.5120	180.2770	181.9800	0.009038	11.7349	8.3201	1.8709	101.9479
Reach 1	480	PF 1	81.6500	100.72	179.4430	180.1930	181.8810	0.008933	11.8074	8.4137	1.8641	100.7164
Reach 1	470	PF 1	81.6500	99.50	179.3740	180.1120	181.7840	0.008818	11.8777	8.4781	1.8546	99.5023
Reach 1	460	PF 1	81.6500	108.89	179.0510	179.8720	181.6700	0.009850	11.3930	8.0585	1.9247	108.8897
Reach 1	420	PF 1	81.6500	82.08	179.1530	179.7630	181.1500	0.007175	13.0477	8.3791	1.6014	82.0790
Reach 1	410	PF 1	81.6500	83.38	178.9910	179.6370	181.0720	0.006753	12.7819	7.5290	1.5656	83.3805
Reach 1	400	PF 1	81.6500	84.33	178.9030	179.5350	181.0030	0.006873	12.7229	7.7741	1.6019	84.3324
Reach 1	390	PF 1	81.6500	86.16	178.7910	179.4400	180.9300	0.007090	12.6075	7.8709	1.6341	86.1595
Reach 1	380	PF 1	81.6500	87.74	178.6820	179.3580	180.8520	0.007294	12.5147	7.9775	1.6634	87.7383
Reach 1	370	PF 1	81.6500	89.31	178.5730	179.2520	180.7730	0.007517	12.4294	8.1179	1.6953	89.3128
Reach 1	360	PF 1	81.6500	92.14	178.4330	179.1140	180.6910	0.007883	12.2703	8.2705	1.7445	92.1448
Reach 1	340	PF 1	81.6500	102.74	178.0640	178.7850	180.4990	0.009707	11.8146	9.4502	1.9737	102.7373
Reach 1	330	PF 1	81.6500	93.12	178.1100	178.7790	180.3510	0.008406	12.3161	9.2480	1.8345	93.1153
Reach 1	320	PF 1	81.6500	92.33	178.0390	178.7070	180.2650	0.008284	12.3555	9.2145	1.8224	92.3315
Reach 1	310	PF 1	81.6500	91.53	177.9690	178.6290	180.1810	0.008160	12.3965	9.1825	1.8102	91.5283
Reach 1	300	PF 1	81.6500	90.86	177.8970	178.5580	180.0980	0.008051	12.4292	9.1408	1.7990	90.8625

Adicionalmente se realizó una variación en el coeficiente de Manning al modelo realizado para identificar como se ven afectados los resultados obtenidos. Inicialmente se con un coeficiente de Manning de 0.0022 los resultados corresponden a:

Figura 29

Sección transversal Pr 0+000 (Modelo obra de optimización)

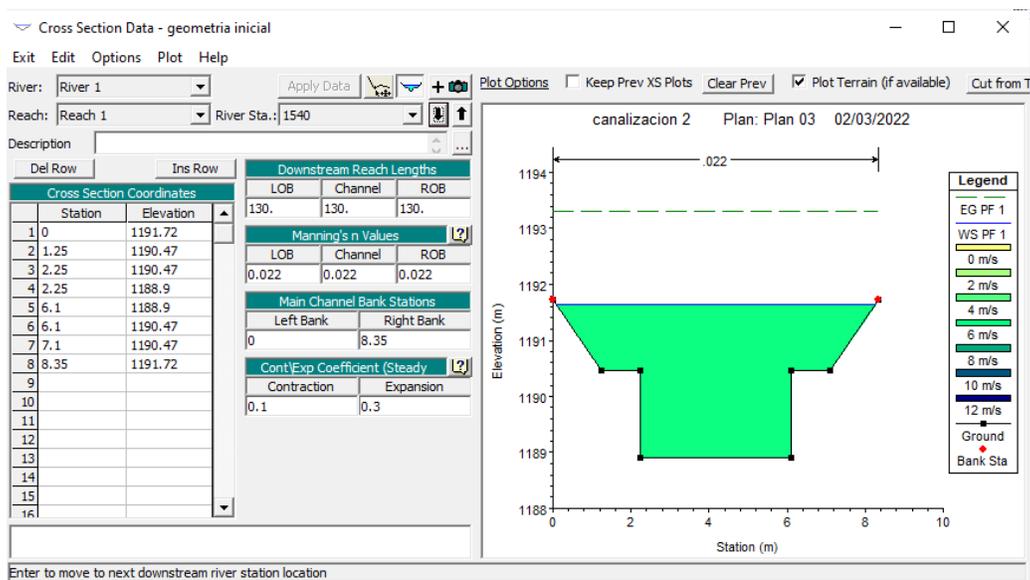


Figura 30

Perfil de velocidades canal

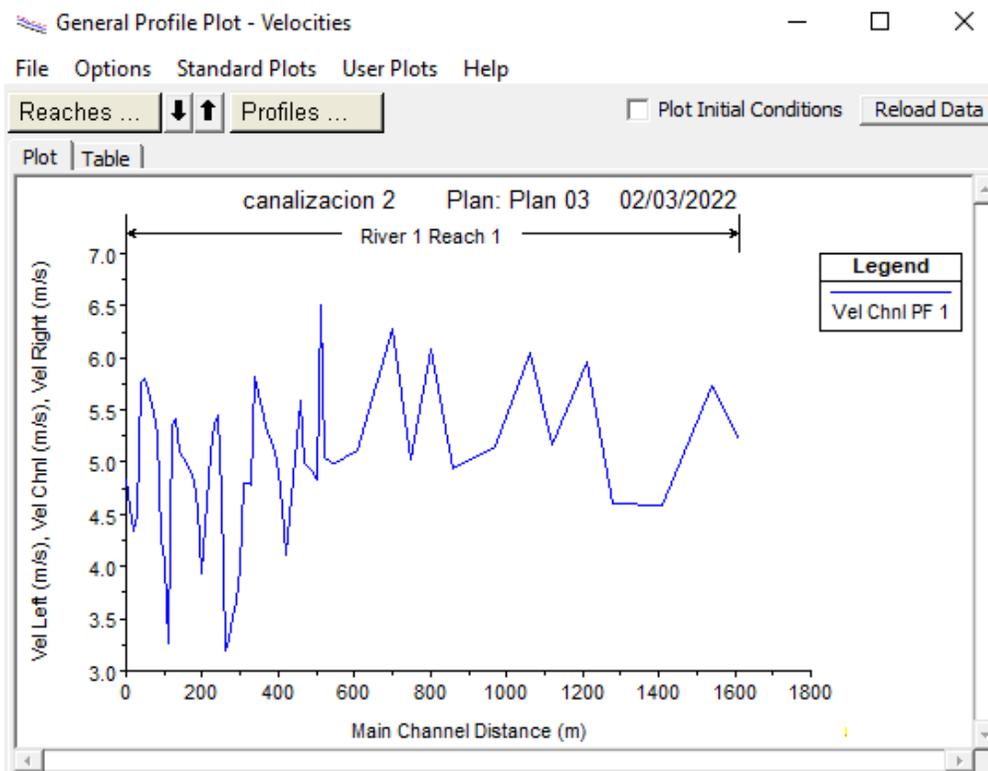


Figura 31

Distribución de Numero de Froude algunos tramos canal

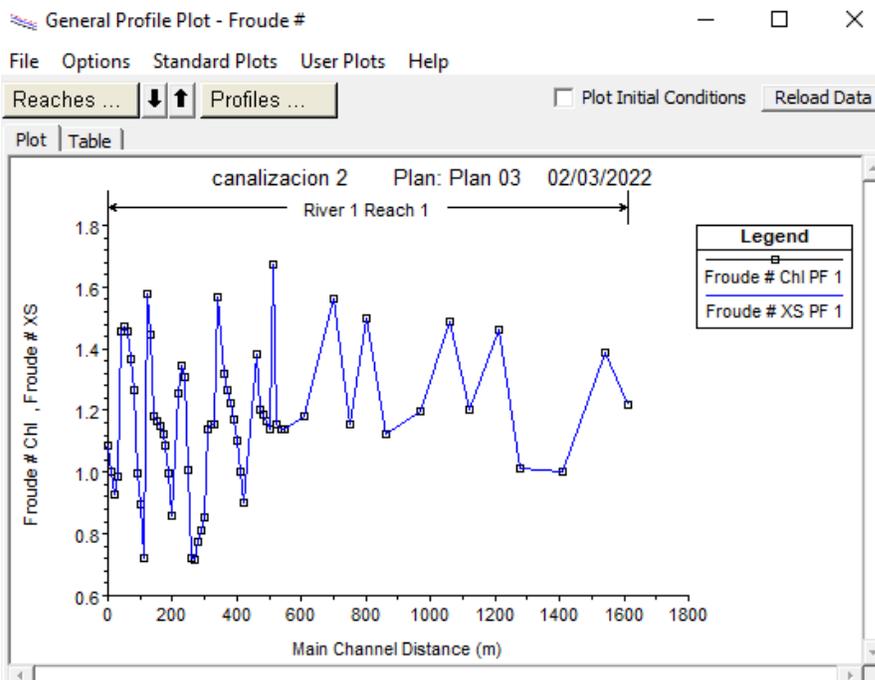


Figura 32

Perfil Longitudinal.

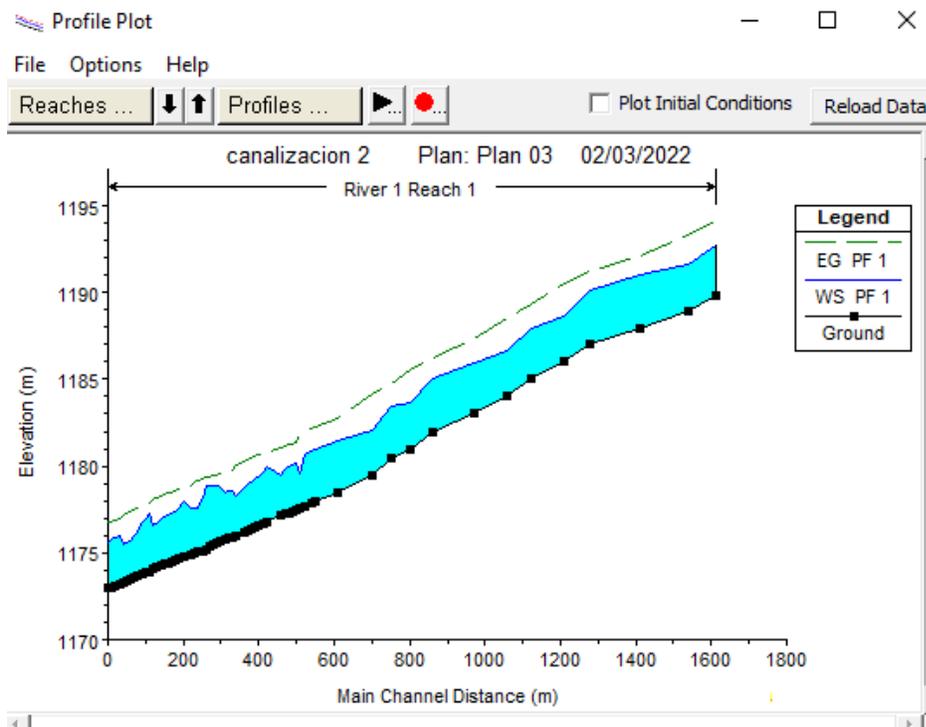


Figura 33

Datos de Salida del Modelo Hec-Ras

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables User Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan03 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 1

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/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 (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	1610	PF 1	81.65	1189.84	1192.75	1193.01	1194.14	0.010011	5.22	15.63	8.35	1.22
Reach 1	1540	PF 1	81.65	1188.90	1191.64	1192.06	1193.31	0.013037	5.73	14.26	8.19	1.39
Reach 1	1410	PF 1	81.65	1187.90	1191.06	1191.06	1192.14	0.006852	4.59	17.79	8.35	1.00
Reach 1	1280	PF 1	81.65	1187.00	1190.15	1190.16	1191.24	0.006949	4.61	17.71	8.35	1.01
Reach 1	1210	PF 1	81.65	1186.00	1188.67	1189.16	1190.48	0.014609	5.96	13.69	8.05	1.46
Reach 1	1120	PF 1	81.65	1185.00	1187.92	1188.17	1189.29	0.009719	5.17	15.79	8.35	1.20
Reach 1	1060	PF 1	81.65	1184.00	1186.64	1187.16	1188.51	0.015248	6.06	13.48	8.00	1.49
Reach 1	970	PF 1	81.65	1183.00	1185.93	1186.16	1187.29	0.009633	5.16	15.84	8.35	1.20
Reach 1	860	PF 1	81.65	1182.00	1185.01	1185.17	1186.26	0.008521	4.94	16.51	8.35	1.12
Reach 1	800	PF 1	81.65	1181.00	1183.64	1184.17	1185.52	0.015393	6.08	13.44	7.99	1.50
Reach 1	750	PF 1	81.65	1180.50	1183.48	1183.66	1184.77	0.008970	5.03	16.23	8.35	1.15
Reach 1	700	PF 1	81.65	1179.50	1182.08	1182.67	1184.10	0.016888	6.28	13.00	7.88	1.56
Reach 1	610	PF 1	81.65	1178.50	1181.44	1181.66	1182.78	0.009440	5.12	15.95	8.35	1.18
Reach 1	550	PF 1	81.65	1177.95	1180.94	1181.12	1182.22	0.008766	4.99	16.35	8.35	1.14
Reach 1	540	PF 1	81.65	1177.86	1180.86	1181.03	1182.13	0.008766	4.99	16.35	8.35	1.14
Reach 1	520	PF 1	81.65	1177.68	1180.65	1180.84	1181.95	0.009039	5.05	16.18	8.35	1.16
Reach 1	510	PF 1	81.65	1177.59	1179.58	1180.26	1181.74	0.015924	6.51	12.54	8.14	1.67
Reach 1	500	PF 1	81.65	1177.50	1180.18	1180.35	1181.37	0.006919	4.84	16.88	9.17	1.14
Reach 1	490	PF 1	81.65	1177.40	1180.07	1180.28	1181.30	0.007237	4.91	16.64	9.22	1.17
Reach 1	480	PF 1	81.65	1177.31	1179.97	1180.19	1181.22	0.007494	4.96	16.46	9.27	1.19
Reach 1	470	PF 1	81.65	1177.22	1179.88	1180.11	1181.15	0.007667	5.00	16.34	9.25	1.20
Reach 1	460	PF 1	81.65	1177.14	1179.43	1179.87	1181.03	0.010560	5.59	14.61	8.77	1.38
Reach 1	420	PF 1	81.65	1176.77	1179.92	1179.76	1180.78	0.005353	4.10	19.90	9.47	0.90
Reach 1	410	PF 1	81.65	1176.66	1179.64	1179.64	1180.70	0.006272	4.57	17.88	8.43	1.00
Reach 1	400	PF 1	81.65	1176.61	1179.40	1179.54	1180.62	0.006900	4.90	16.66	8.26	1.10
Reach 1	390	PF 1	81.65	1176.50	1179.21	1179.44	1180.54	0.007724	5.09	16.04	8.36	1.17
Reach 1	380	PF 1	81.65	1176.39	1179.07	1179.36	1180.45	0.008306	5.21	15.68	8.49	1.22
Reach 1	370	PF 1	81.65	1176.28	1178.93	1179.25	1180.36	0.008804	5.29	15.43	8.67	1.27
Reach 1	360	PF 1	81.65	1176.17	1178.76	1179.11	1180.26	0.009497	5.43	15.05	8.70	1.32
Reach 1	340	PF 1	81.65	1175.99	1178.29	1178.79	1180.02	0.012837	5.82	14.03	10.00	1.57
Reach 1	330	PF 1	81.65	1175.92	1178.61	1178.78	1179.77	0.006978	4.78	17.09	9.80	1.16
Reach 1	320	PF 1	81.65	1175.84	1178.53	1178.71	1179.70	0.007011	4.80	17.02	9.71	1.16
Reach 1	310	PF 1	81.65	1175.76	1178.46	1178.63	1179.64	0.006943	4.81	16.99	9.35	1.14
Reach 1	300	PF 1	81.65	1175.68	1178.77	1178.56	1179.58	0.004032	3.99	20.45	9.19	0.85

Ahora bien, corriendo el mismo modelo ahora para un valor de 0.0030 se obtiene los siguientes resultados.

Figura 34

Sección transversal

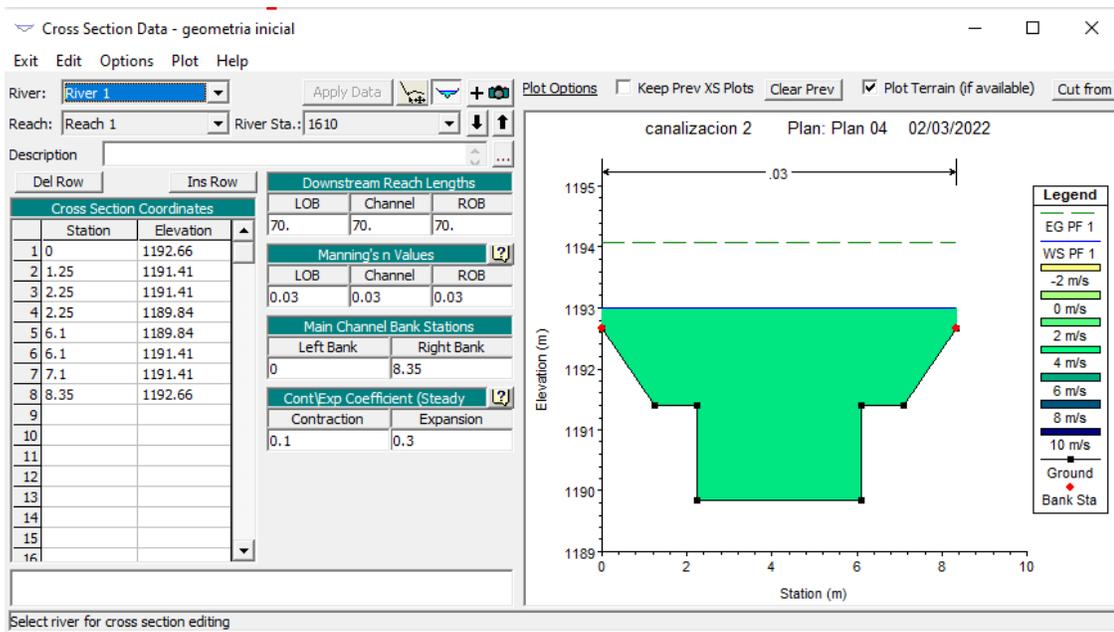


Figura 35

Perfil de velocidades canal

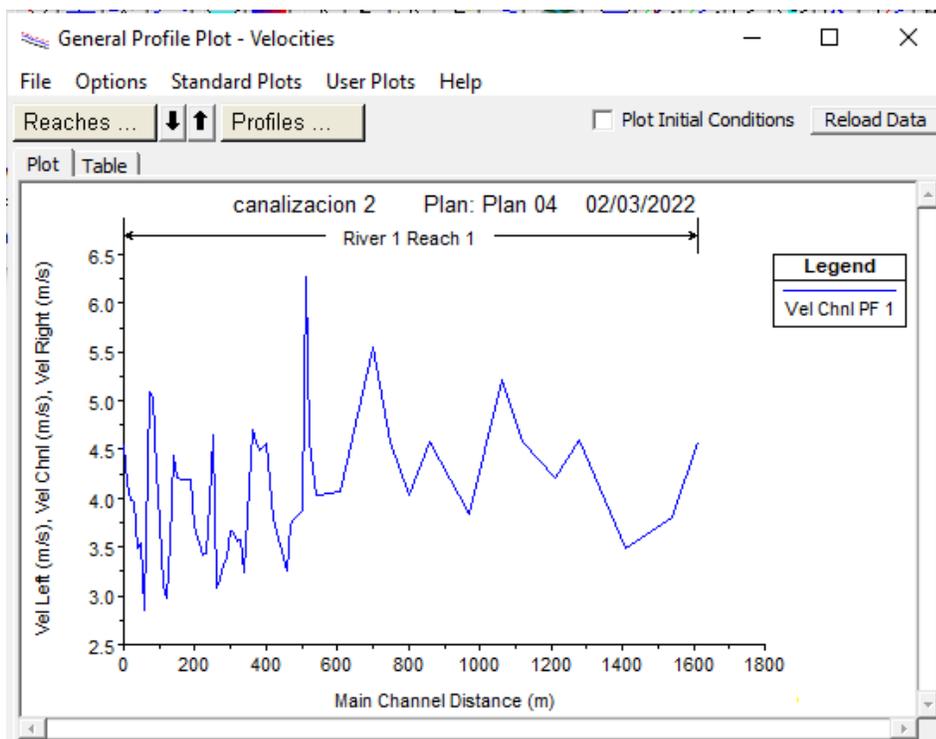
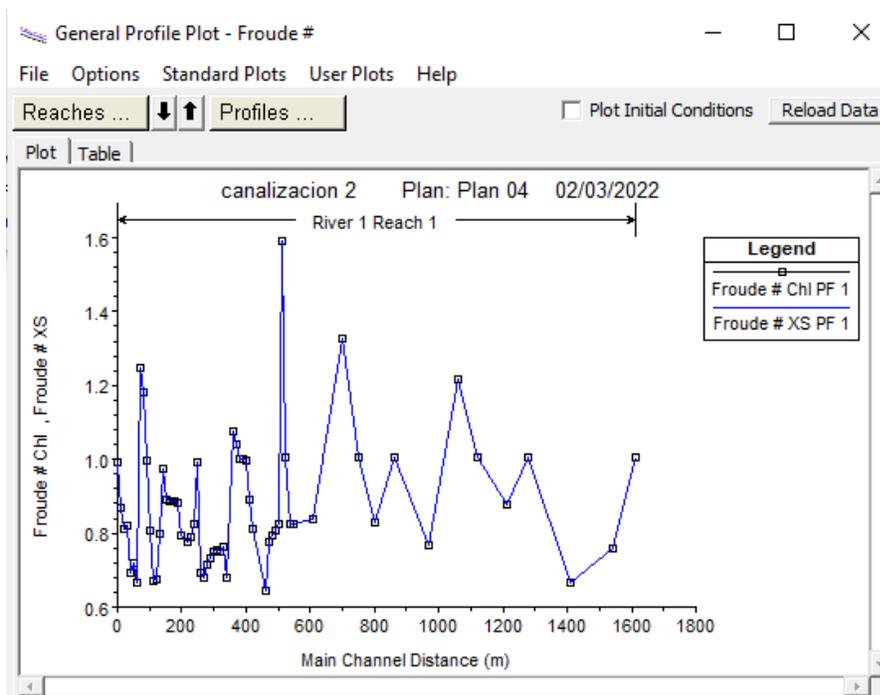


Figura 36

Distribución de Numero de Froude algunos tramos canal

**Figura 37**

Perfil Longitudinal.

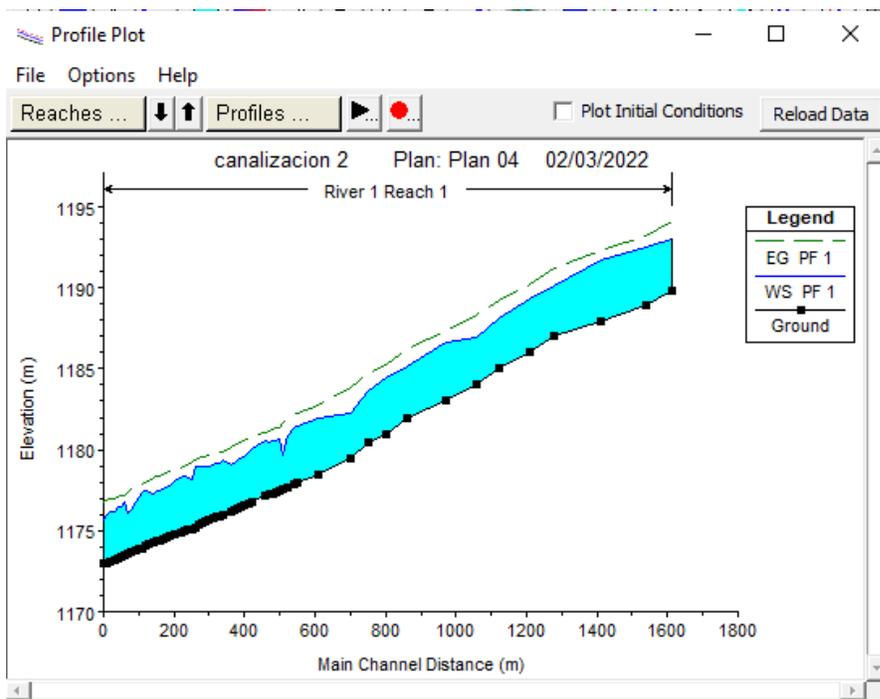


Figura 38

Datos de Salida del Modelo Hec-Ras

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables User Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan04 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: PF 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
Reach 1	1610	PF 1	81.65	1189.84	1193.01	1193.01	1194.08	0.012737	4.59	17.80	8.35	1.00
Reach 1	1540	PF 1	81.65	1188.90	1192.51	1192.06	1193.24	0.007413	3.80	21.48	8.35	0.76
Reach 1	1410	PF 1	81.65	1187.90	1191.74		1192.36	0.005798	3.48	23.43	8.35	0.66
Reach 1	1280	PF 1	81.65	1187.00	1190.16	1190.16	1191.24	0.012742	4.59	17.79	8.35	1.00
Reach 1	1210	PF 1	81.65	1186.00	1189.36	1189.16	1190.26	0.009875	4.20	19.44	8.35	0.88
Reach 1	1120	PF 1	81.65	1185.00	1188.17	1188.17	1189.24	0.012737	4.59	17.80	8.35	1.00
Reach 1	1060	PF 1	81.65	1184.00	1186.91	1187.16	1188.30	0.018506	5.21	15.66	8.35	1.22
Reach 1	970	PF 1	81.65	1183.00	1186.59	1186.16	1187.33	0.007587	3.83	21.31	8.35	0.77
Reach 1	860	PF 1	81.65	1182.00	1185.17	1185.17	1186.24	0.012738	4.59	17.80	8.35	1.00
Reach 1	800	PF 1	81.65	1181.00	1184.46	1184.17	1185.29	0.008804	4.04	20.23	8.35	0.83
Reach 1	750	PF 1	81.65	1180.50	1183.66	1183.66	1184.74	0.012739	4.59	17.80	8.35	1.00
Reach 1	700	PF 1	81.65	1179.50	1182.30	1182.67	1183.86	0.022123	5.54	14.73	8.30	1.33
Reach 1	610	PF 1	81.65	1178.50	1181.93	1181.66	1182.78	0.009041	4.07	20.04	8.35	0.84
Reach 1	550	PF 1	81.65	1177.95	1181.41		1182.24	0.008742	4.03	20.28	8.35	0.83
Reach 1	540	PF 1	81.65	1177.86	1181.32	1181.03	1182.15	0.008767	4.03	20.26	8.35	0.83
Reach 1	520	PF 1	81.65	1177.68	1180.84	1180.84	1181.92	0.012743	4.59	17.79	8.35	1.00
Reach 1	510	PF 1	81.65	1177.59	1179.64	1180.26	1181.65	0.026687	6.28	13.01	8.22	1.59
Reach 1	500	PF 1	81.65	1177.50	1180.63	1180.35	1181.39	0.006810	3.87	21.08	9.33	0.82
Reach 1	490	PF 1	81.65	1177.40	1180.57		1181.32	0.006610	3.83	21.31	9.31	0.81
Reach 1	480	PF 1	81.65	1177.31	1180.52		1181.25	0.006375	3.78	21.59	9.28	0.79
Reach 1	470	PF 1	81.65	1177.22	1180.47		1181.18	0.006164	3.74	21.85	9.25	0.78
Reach 1	460	PF 1	81.65	1177.14	1180.54		1181.08	0.004473	3.26	25.04	9.53	0.64
Reach 1	420	PF 1	81.65	1176.77	1180.09		1180.82	0.008181	3.79	21.53	9.70	0.81
Reach 1	410	PF 1	81.65	1176.66	1179.84	1179.64	1180.72	0.009426	4.17	19.60	8.79	0.89
Reach 1	400	PF 1	81.65	1176.61	1179.54	1179.54	1180.60	0.010509	4.56	17.89	8.40	1.00
Reach 1	390	PF 1	81.65	1176.50	1179.45	1179.44	1180.49	0.010401	4.54	18.00	8.62	1.00
Reach 1	380	PF 1	81.65	1176.39	1179.36	1179.36	1180.38	0.010175	4.48	18.21	8.88	1.00
Reach 1	370	PF 1	81.65	1176.28	1179.20	1179.25	1180.27	0.010932	4.58	17.81	8.99	1.04
Reach 1	360	PF 1	81.65	1176.17	1179.02	1179.11	1180.15	0.011773	4.70	17.35	8.90	1.08
Reach 1	340	PF 1	81.65	1175.99	1179.36	1178.79	1179.90	0.004340	3.24	25.22	10.83	0.68
Reach 1	330	PF 1	81.65	1175.92	1179.18		1179.83	0.005643	3.58	22.83	10.19	0.76
Reach 1	320	PF 1	81.65	1175.84	1179.13		1179.78	0.005491	3.55	23.01	10.11	0.75
Reach 1	310	PF 1	81.65	1175.76	1179.04		1179.72	0.005828	3.65	22.39	9.35	0.75
Reach 1	300	PF 1	81.65	1175.68	1178.97		1179.66	0.005846	3.66	22.32	9.19	0.75

Al variar el coeficiente de Manning se identifica una disminución de la velocidad, pasando de una velocidad máxima de hasta 7,8 m/s a valores entre 6,5 y 6,2 m/s. Respecto al cortante existe un aumento pasando de 135 N/m² a valores entre 325 N/m² y finalmente el numero de Froude se reduce, pasando de 2,1 a 1,65.

Conclusiones

El transporte de sedimentos a través de las estructuras de alcantarillado como los box culvert se ha reconocido como un problema durante muchos años. La variedad y complejidad del problema del paso de sedimentos sigue siendo un desafío. En general, el conocimiento actual sobre los procesos de sedimentación en alcantarillas está fragmentado y la literatura sobre este tema es escasa.

El transporte de sedimentos a lo largo del lecho genera cambios y deformaciones los cuales dependerán principalmente del tipo de flujo con el que trabaje el canal. Ahora bien, si ahondamos más en el tema de transporte para los sedimentos se puede determinar que existen varios métodos establecidos para esta función siendo los más conocidos el transporte por suspensión, por carga del fondo y por flujo turbulento.

Es posible establecer el arrastre de sedimentos de materiales no cohesivos para un canal utilizando el parámetro del shields el cual relaciona de manera directa la tensión de corte adimensional y el diámetro de las partículas. Para el diseño de un canal de tipo erosionable es necesario determinar el tipo de materiales utilizados en su sección principal, las características y geomorfología del sedimento a transportar, todo esto para calcular y establecer la sección estable

Mediante el análisis realizado mediante el software HEC RAS se pudo optimizar el modelo existente del box en el barrio Betania. La alternativa propuesta ha sido diseñada para un mediante el modelo soil conservation service of USA para una lluvia de diseño de 121mm/h

registrada por una estación del IDEAM en el año 2014, la más alta para los registros históricos existentes; esta canal cumplirá su propósito siempre y cuando se garantice un adecuado plan de mantenimiento asociado (remoción de sedimentos) a intervenciones preventivas. Las especificaciones de materiales para la estructura del canal propuesto deben cumplir con lo estipulado en el diseño estructural del proyecto.

Se recomienda el mejoramiento de los colectores de aguas residuales existentes pues debido a su deterioro aguas servidas están siendo transportadas por la canalización existente y según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS los canales abiertos no son permitidos para recolección y evacuación de aguas residuales.

Referencias

- Aberle, J., and Järvelä, J. 2013. Flow resistance of emergent rigid and flexible vegetation. *J. Hydraul. Res.*, 51(1), 33–45. doi:10.1080/00221686.2012.754795.
- Aguirre Nuñez, M., y Venegas Espinoza, Z. (2005). Consideraciones hidráulicas para el diseño de estructuras de medición de caudal en canales abiertos: manual-guía. ANA – Institucional: Argentina.
- Bazarov, D., Vatin, N., Kattakulov, F., Vokhidov, O., Rayimova, I., & Raimova, I. (2021). Irrigation sedimentation tanks in the bed of the pumping station inlet channels. In *E3S Web of Conferences* (Vol. 274, p. 03004). EDP Sciences.
- Cadavid, J. H. (2020). Hidráulica de canales: fundamentos. Universidad Eafit. Recuperado de: https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=3gqME66cnhwC&oi=fnd&pg=PA1&dq=canales+hidraulicos&ots=DhyDeUy183&sig=xZd_L8o--5Chp_U1gFEQXHpte7k#v=onepage&q=canales%20hidraulicos&f=false
- Carrasco, S. M. P., Chinguel, G. R. C., Cubas, M. M. F., & Cieza, R. Y. R. (2017). El estudio y la investigación documental: Estrategias metodológicas y herramientas TIC. Gerardo Chunga Chinguel.
- Castellanos, H. E., Collazos, C. A., Farfan, J. C., & Meléndez-Pertuz, F. (2017). Diseño y construcción de un canal hidráulico de pendiente variable. *Información tecnológica*, 28(6), 103-114.
- Curran, J.C., and Hession, W.C. 2013. Vegetative impacts on hydraulics and sediment processes across the fluvial system. *J. Hydrol.*, 505, 364–376. doi:10.1016/j.jhydrol.2013.10.013

- Daud, F., & Nenny, M. (2017). The Effect of Sediment Particle Size to Sedimentation in Culvert Box (Culvert MEL). *Asian Journal of Applied Sciences*, 5(5).
- Dorrell, R. M., Amy, L. A., Peakall, J., & McCaffrey, W. D. (2018). Particle size distribution controls the threshold between net sediment erosion and deposition in suspended load dominated flows. *Geophysical Research Letters*, 45(3), 1443-1452.
- Gallardo, P. (2018) *Diseño de Canales Abiertos*. 3Ciencia: Alicante, España.
- García Castillo, O. D. (2019). *Diseño de un canal para experimentos hidráulicos de flujo libre*. (Tesis de pregrado) Universidad de Ibagué. Ibagué, Colombia.
- Ho, H. C., Muste, M., & Ettema, R. (2013). Sediment self-cleaning multi-box culverts. *Journal of hydraulic research*, 51(1), 92-101.
- Keramaris, E. (2017). Turbulent structure in uniform inclined open channel flow over different rough porous beds. *International Journal of Sediment Research*, 32(1), 45-52.
- Khullar, N.K. (2002). *Effect of wash load on transport of nonuniform sediments*, Ph.D. Thesis Dept. of Civil Engineering, Indian Institute of Technology, Roorkee, India.
- Liu, M. X., Pelosi, A., & Guala, M. (2019). A statistical description of particle motion and rest regimes in open-channel flows under low bedload transport. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 124(11), 2666-2688.
- Liu, Y., Li, J., & Smits, A. J. (2019). Roughness effects in laminar channel flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 876, 1129-1145.
- Morales, O. (2003). *Fundamentos de la investigación documental y la monografía*. Manual para la elaboración y presentación de la monografía. Mérida, Venezuela: Universidad de Los Andes. Recuperado de:
<http://www.webdelprofesor.ula.ve/odontologia/oscarula/publicaciones/articulo18.pdf>

- Muste, M., & Xu, H. (2017). Mitigation of Sedimentation at Multi-Box Culverts. Report for Iowa Highway Research Board, Ames, Iowa.
- Nepf, H. 2012a. Flow and transport in regions with aquatic vegetation. *Annu. Rev. Fluid Mech.*, 44, 123–142, doi:10.1146/annurev-fluid-120710-101048.
- Nikora, N., Nikora, V., and O'Donoghue, T. 2013. Velocity profiles in vegetated openchannels flows: combined effects of multiple mechanisms. *J. Hydraul. Eng.*, 139, 1021–1032. doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000779.
- Righetti, M. 2008. Flow analysis in a channel with flexible vegetation using doubleaveraging method. *Acta Geophys.*, 56(3), 801–823. doi:10.2478/s11600-008-0032-z.
- Rodriguez Osorio, J. (2018). *Estudio hidrológico e hidráulico para determinación de las áreas de inundación en la zona urbana del municipio de Ocaña norte de Santander basado con la herramienta SIG*. (Tesis de pregrado) Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.
- Saénez, E. M., Vélez, E. P., García, A. E., & Hernández, A. L. S. (2002). Problemas operativos en el manejo del agua en distritos de riego. *Terra latinoamericana*, 20(2), 217-225.
- Sigüenza Corcuera, H. M. (2017). Análisis de problemas hidráulicos, tipos de flujo y estructuras de aforo mediante la construcción de seis equipos experimentales en el canal de pendiente variable-UPAO. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Arrego. Trujillo, Perú.
- Siniscalchi, F., Nikora, V.I., and Aberle, J. 2012. Plant patch hydrodynamics in streams: Mean flow, turbulence, and drag forces. *Water Resour. Res.*, 48, W01513. doi:10.1029/2011WR011050.
- Stephan, U., and Gutknecht, D. 2002. Hydraulic resistance of submerged flexible vegetation. *J. Hydrol.*, 269, 27–43.
- Stoesser, T., Kim, S.J., Diplas, P. 2010. Turbulent flow through

idealized emergent vegetation. *J. Hydraul. Eng.*, 136(12), 1003 - 1017.

doi:10.1061/ASCEHY.1943-7900.0000153.

Sukhodolov, A.N., and Sukhodolova, T.A. 2012. Vegetated mixing layer around a finite- size patch of submerged plants: Part 2. Turbulence statistics and structures. *Water Resour. Res.*, 48, W12506. doi:10.1029/2011WR011805.

Tjahyana, A. J. T., & Lasminto, U. (2018, June). Study of the change of width and depth of channel on sedimentation in box culvert by using SSIIM. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 1977, No. 1, p. 060003). AIP Publishing LLC.

Valverde Milanovich, A. M. (2019). Estimación de sedimentos, mediante el modelo unidimensional HEC-RAS, en el río costero tropical Hato-Panamá. Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima Perú.

Xu, H., Demir, I., Koylu, C., & Muste, M. (2019). A web-based geovisual analytics platform for identifying potential contributors to culvert sedimentation. *Science of the Total Environment*, 692, 806-817.

Zong, L., and Nepf, H. 2011. Spatial distribution of deposition within a patch of vegetation. *Water Resour. Res.*, 47, W03516. doi:10.1029/2010WR009516.