1 INTRODUCCIÓN

La Caja de Vivienda Popular – CVP dentro de sus activos cuenta con un predio denominado La María, el cual está siendo objeto de evaluación en cuanto al fin que se le va a dar a mediano plazo.

Teniendo en cuenta que alrededor de dicho predio actualmente cuneta con predios vecinos que han realizado obras que interfieren con la escorrentía natural de este, en el presente documento se presenta el dimensionamiento de una obra temporal que permita drenar de maneral adecuada las aguas de escorrentía superficial, hacia la zona baja del lote.

2 GENERALIDADES

En este numeral se presentan las generalidades más relevantes para el análisis objeto del dimensionamiento de las obras temporales de captación de aguas de escorrentía del predio La María.

2.1 LOCALIZACIÓN

El predio La María se encuentra localizado en el Barrio del mismo nombre, que a su vez se encuentra al norte de la localidad de San Cristóbal en la antigua UPZ El Sosiego.

Como se observa en la Figura 1, el predio en estudio se encuentra enmarcado por el oriente con la Diagonal 7A Sur, por el nor occidente con la Carrera 2, por el occidente con la Calle 9 Sur y por el sur con una serie de edificaciones que colindan con la Carrera 1 Bis Este y la Calle 9A Sur.

Figura 1. Localización predio La María



Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2022)

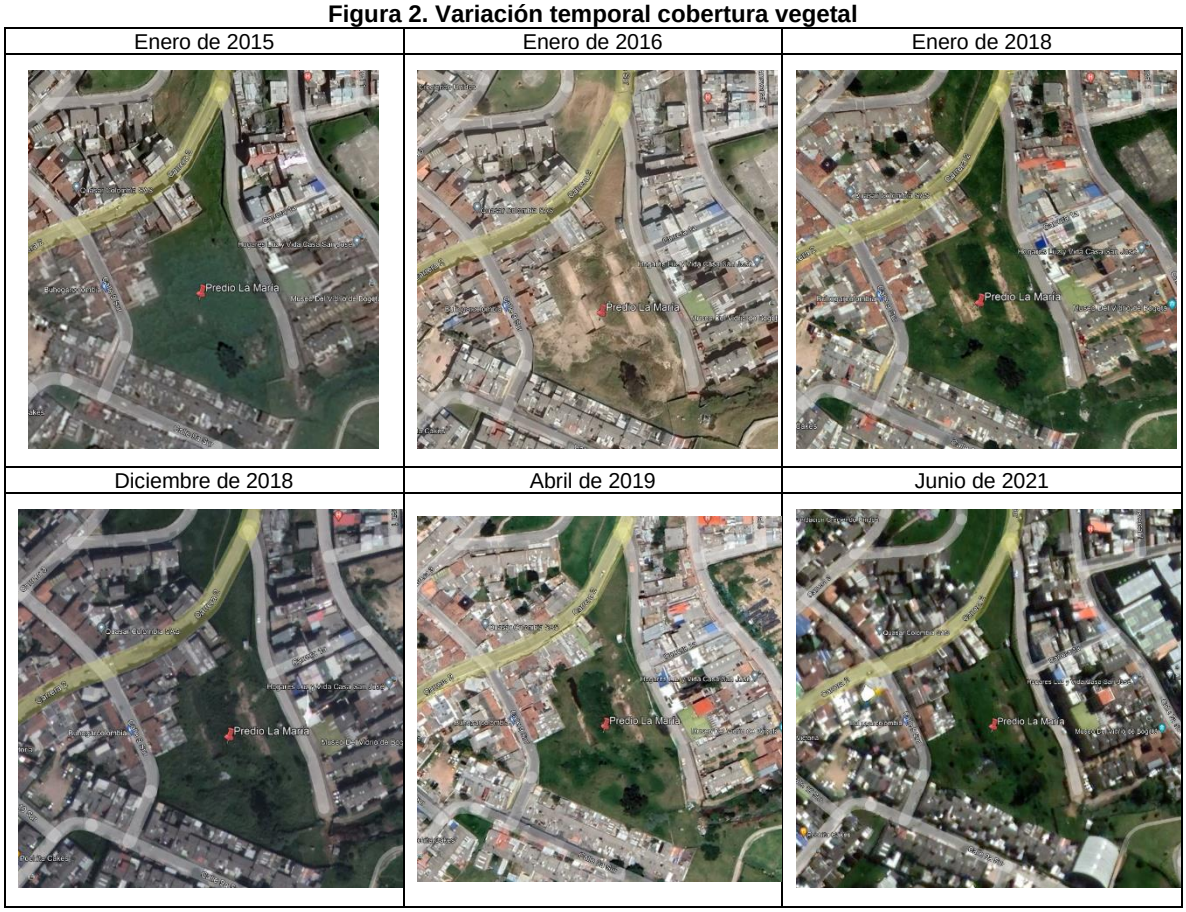
2.2 VARIACIÓN COBERTURA DEL SUELO

Con base en el histórico de las imágenes satelitales visualizadas en (Google Earth, 2022), se aprecia que desde el año 2015 se ha modificado la cobertura vegetal del predio por intervención antrópica.

Como se aprecia en la Figura 2 la cobertura del predio ha variado considerablemente entre el año 2015 y el año 2021, teniendo en cuenta que en

enero de 2015 la totalidad del predio se encontraba cubierto por vegetación, aparentemente pasto; mientras que en enero de 2016 se identifica un descapote del predio e intervención mediante aparentes excavaciones en el mismo, lo cual para la fecha pudo incrementar los caudales de escorrentía en el sitio.

Figura 2. Variación temporal cobertura vegetal



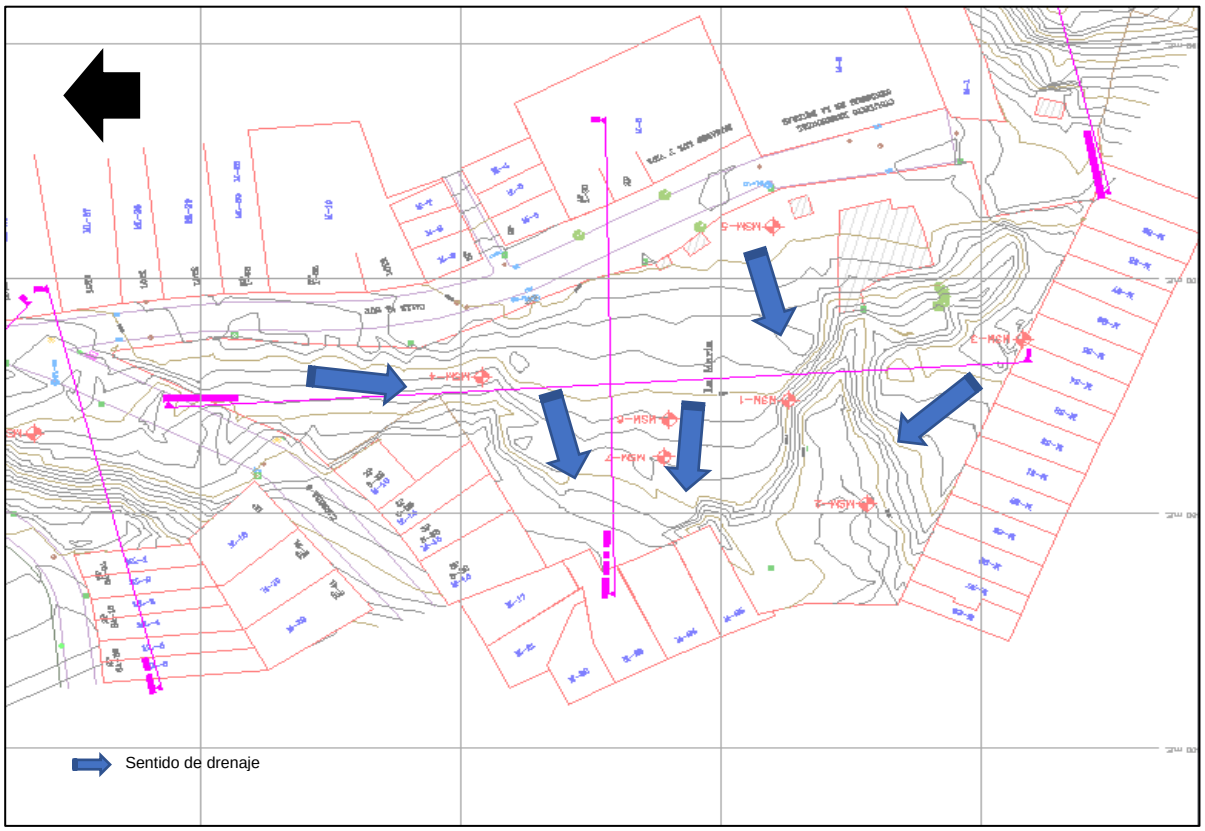
Fuente: Adaptado de (Google Earth, 2022)

Por otra parte, como se parecía igualmente en la Figura 2, aparentemente las obras iniciadas en el año de 2015 fueron abandonadas ya que, para el año 2018 se identifica una recuperación de la cobertura vegetal del predio La María la cual se mantuvo mínimo hasta junio de 2021, en donde no se identifican claramente la totalidad de rastros de las excavaciones antes mencionadas.

2.3 TOPOGRAFÍA DE LA ZONA DEL PROYECTO

Con base en la información topográfica disponible de la zona del proyecto, y que corresponde a un levantamiento topográfico del año 2013, se determina un área del predio de 8558,86 m^2, adicionalmente se identifica que la diferencia de niveles en el predio es de aproximadamente 9 m, pasando de la cota 2630 msnm, en el costado sur oriental del predio, a la cota 2621 m en el costado sur occidental de la zona analizada.

Figura 3. Información topográfica disponible



Como se aprecia en la Figura 3, el sentido de drenaje principal se divide en dos áreas, una que drena en sentido norte sur y otra menor que drena en sentido sur norte, aclarando que las dos áreas finalmente descolan en el costado sur occidental del predio.

3 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

En este capítulo se presenta la metodología y resultados correspondientes a la estimación de los caudales de diseño que permitirán dimensionar hidráulicamente las obras de drenaje propuestas. Para dicha estimación es necesario seleccionar la metodología de cálculo de caudales, entre el método racional o un método lluvia escorrentía como el del Soil Conservation Service – SCS, el cual depende principalmente del área de drenaje analizada.

3.1 ÁREA DE DRENAJE

Con el fin de determinar el área de drenaje de la zona del proyecto, es necesario identificar las divisorias de agua principales, especialmente al oriente del proyecto ya que es allí en donde se encuentra la parte alta del mismo. Como se mencionó en el numeral 2.1, al oriente el predio limita con la Diagonal 7A Sur, para lo cual de verifica la existencia o no de estructuras de captación de aguas lluvias en esta vía.

Figura 4. Localización estructuras de drenaje. Costado oriental



Fuente: (EAAB, 2022)

Como se aprecia en la Figura 4, encerrados en círculos amarillos se encuentran localizados los sumideros existentes sobre la Diagonal 7A Sur que captan las aguas de escorrentía de la parte mas alta del predio La María. A continuación, en la Figura

5 se presenta el sumidero transversal existente en la intersección de la Diagonal 7A Sur por Carrera 2, en la Figura 6 se presentan los tres sumideros existentes localizados en la intersección de la Diagonal 7A Sur por Carrera 1A, y en la Figura 7 se presenta uno de los dos sumideros existentes localizados en el costado sur del predio sobre la Diagonal 7A Sur.

Figura 5. Sumidero transversal existente. Costado norte Diagonal 7A Sur



Figura 6. Sumideros existentes. Diagonal 7A Sur – Carrera 1A

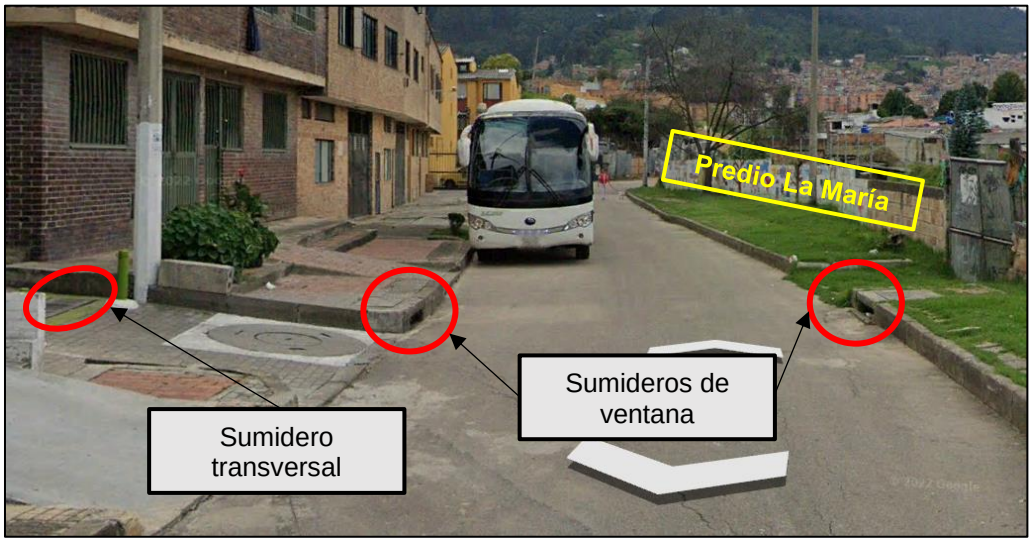


Figura 7. Localización estructuras de drenaje. Costado oriental



De acuerdo con el análisis anterior, es posible inferir que el área de drenaje total corresponde al área del predio La María, equivalente a 0,86 ha como se mencionó en el numeral 2.3; por lo tanto, el método de cálculo seleccionado para la estimación del caudal de diseño es el Método Racional.

3.2 MÉTODO RACIONAL

El método racional es posiblemente el más antiguo de los modelos lluvia-escorrentía; sin embargo, en la actualidad existen diferencias entre los autores sobre el rango de áreas de drenaje en el que aplica dicho método. En la literatura técnica se han citado valores entre 0,65 km^2 y 12,5 km^2, pero la tendencia actual es emplear 1,3 km^2 a 2,5 km^2 siendo este último valor el que se sugiere en este documento.

El método racional supone que, si una lluvia con intensidad *i* empieza en forma instantánea y continúa de manera indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que llegue al tiempo de concentración T_c, en el cual toda la cuenca estará contribuyendo al caudal en el sitio de interés (Chow, Maidment, & Mays, 1988).

Para el cálculo del caudal máximo correspondiente a un período de retorno mediante el Método Racional se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{Tr} = 2{,}78 * CiA$$

Dónde:

Q_{Tr} = Caudal máximo para el período de retorno T_r establecido, (l/s).

C = Coeficiente de escorrentía de la cuenca en estudio.

i = Intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración T_c, para el período de retorno T_r establecido, (mm/h).

A = Área de drenaje de la cuenca, (ha).

3.2.1 Coeficiente de escorrentía

Por definición el coeficiente de escorrentía corresponde a la relación que hay entre el volumen total de agua de escorrentía superficial y el volumen total de agua precipitada, en un determinado intervalo de tiempo. Por lo tanto, en este coeficiente se tiene en cuenta el porcentaje de permeabilidad, la pendiente, las características de encharcamiento de la superficie, las características y condiciones del suelo en término de la capacidad de infiltración, entre otros.

De acuerdo con (Chow, Maidment, & Mays, 1988), el coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa del método racional, ya que como se mencionó anteriormente, su uso implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. Es por esta razón que la selección apropiada de dicho coeficiente requiere del conocimiento y de la experiencia del hidrólogo.

En la Tabla 1 se presentan valores típicos de coeficientes de escorrentía, para diferentes tipos de superficie y para diferentes periodos de retorno.

Tabla 1. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Concreto/techo	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.) ***Condición pobre (cubierta de pasto menos del 50% del área)***							
Plano, 0-2%	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2-7%	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente, superior a 7%	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62

Características de la superficie	Período de retorno (años)						
	2	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2-7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2-7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Pendiente, superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente, superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques							
Plano, 0-2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2-7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Pendiente, superior a 7%	0,35	,039	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Teniendo en cuenta que la pendiente promedio del predio en el sentido del drenaje principal es aproximadamente de 9%, y que las obras para drenaje tienen un carácter temporal, se asume que el coeficiente de escorrentía es homogéneo en todo el predio y de acuerdo con la Tabla 1 es de 0,40 correspondiente a áreas no desarrolladas, con presencia de pastizales y para un periodo de retorno de 5 años.

3.2.2 Intensidad de precipitación

Se entiende por intensidad de precipitación la cantidad de lluvia que cae en un intervalo de tiempo determinado. Para la estimación de este parámetro, comúnmente se utilizan las curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF), las cuales son una herramienta necesaria para el análisis de eventos máximos.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son curvas que resultan de unir puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración y correspondientes a una misma frecuencia o periodo de retorno (Témez, 1987).

La definición de las curvas IDF puede realizarse con datos históricos de precipitación o por métodos regionales o sintéticos como el utilizado por la Empresa de Acueducto de Bogotá, en el cual a partir de las coordenadas del sitio de análisis se obtienen los coeficientes que describen las curvas IDF de la siguiente manera.

$$Intensidad = C_1(Duración + X_0)^{C_2}$$

Teniendo en cuenta que el punto medio del predio se encuentra en las coordenadas 99577.94 E, 97891.08 N los coeficientes de la curva IDF son los que se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Coeficientes Curva IDF. Sitio La María

Periodo de retorno (Años)	C_1	X_0	C_2
5	2810,5529	24,3	-0,9978
10	3081,6113	23,6	-0,9899
25	3113,5086	21,5	-0,9645

3.2.3 Caudal de diseño

Con base en la metodología seleccionada, el área de drenaje, el coeficiente de escorrentía y la intensidad estimada, se determinan los caudales de diseño a partir de la expresión presentada a continuación.

$$Q_{Tr} = 0{,}278 * CiA$$

A continuación, en la Tabla 3 se presentan los caudales estimados para diferentes periodos de retorno y una duración igual al tiempo de concentración mínimo de 15 min.

Tabla 3. Caudal máximo asociado a diferentes periodos de retorno

Tr (años)	C	A (ha)	D (min)	I (mm/h)	Q (l/s)
5	0.40	0.86	15	72.10	68.62
10	0.42	0.86	15	82.84	82.79
25	0.46	0.86	15	96.92	106.08

Como se indicó anteriormente, teniendo en cuenta que las obras planteadas son de carácter temporal, se supone un caudal de diseño de 68,62 l/s.

4 ANÁLISIS HIDRÁULICOS

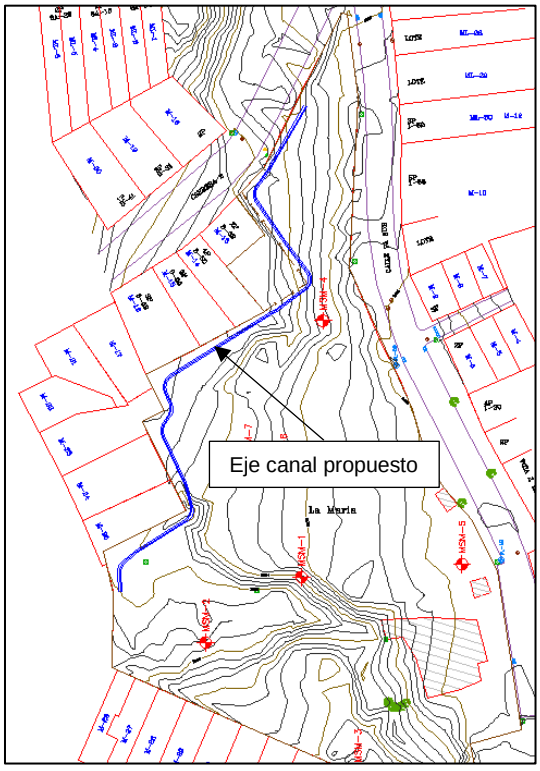
Como se indicó anteriormente, el objeto del presente documento es principalmente dimensionar hidráulicamente las obras que permitan captar las aguas de escorrentía superficial que en la actualidad llegan a los predios localizados aguas debajo del predio La María en el costado occidental de este; para lo cual se propone un canal perimetral que intercepte la escorrentía antes mencionada.

4.1 LOCALIZACIÓN DEL CANAL

Teniendo en cuenta que el canal perimetral es de carácter temporal, se propone que sea un canal conformado en sitio y con una empradización realizada con pasto extraído de la zona que se excavará en el lote.

La localización de dicho canal será por el borde interno del predio en el costado oriental, y a una distancia aproximada de 1,0 m de las edificaciones que colindan con el predio La María, como se muestra de manera esquemática en la Figura 8.

Figura 8. Sumideros existentes. Diagonal 7A Sur – Carrera 1A



El canal será conformado en sitio, garantizando una pendiente mínima del 2% del del terreno localizado entre los predios vecinos y el canal propuesto; adicionalmente, el canal se desarrollará de norte a sur y tendrá una longitud aproximada de 150 m.

En relación con el descole del canal, el mismo se definirá dependiendo de las condiciones topográficas actuales del terreno natural del predio, ya que las aguas pueden llevarse directamente hacia la Calle 9 Sur, o hacia el cauce natural que se forma dentro del predio, y que finalmente descola sus aguas en la misma vía.

4.2 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CANAL

El dimensionamiento de la sección hidráulica del canal se realiza bajo la suposición de flujo uniforme, para lo cual se plantea como expresión de diseño la ecuación de Manning que se presenta a continuación.

$$Q = A\frac{1}{n}R^{\frac{2}{3}}S^{\frac{1}{2}}$$

Donde,

Q: Caudal de diseño, m^3/s.

A: Área de la sección hidráulica propuesta, m^2.

R: Radio hidráulico de la sección, m.

S: Pendiente promedio de la línea de energía, m/m.

Como se indicó en el numeral 3, el caudal de diseño del canal interceptor es de 68,62 l/s, equivalente a 0,069 m^3/s. En relación con el coeficiente de rugosidad de Manning, con base en la información presentada en la Tabla 4, se selecciona un valor de 0,035 teniendo en cuenta que el canal será conformado mediante la excavación de este y empradizado con pasto proveniente del mismo predio.

Tabla 4. Valores de coeficiente de rugosidad de Manning

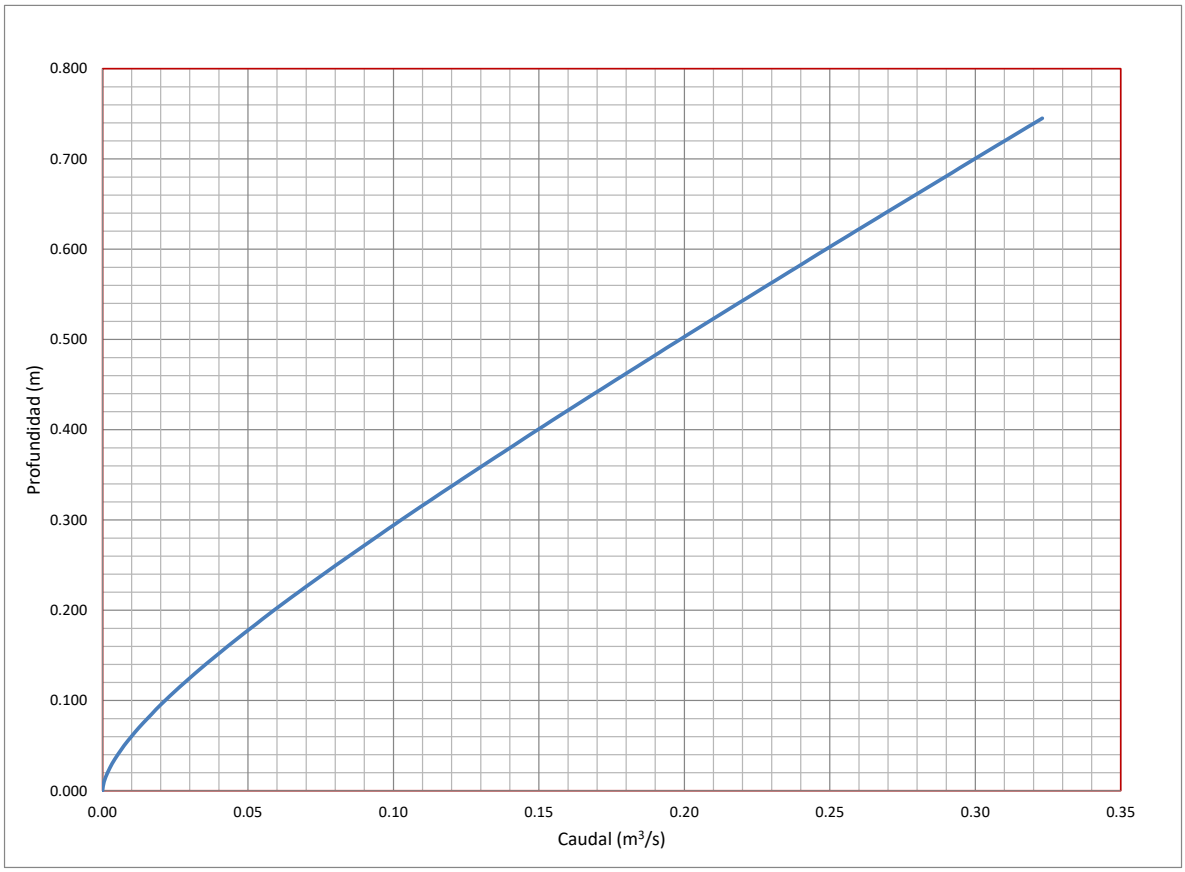
Conducto	n	
	Inferior	Superior
Canales revestidos		
Canal revestido en concreto	0.015	0.018
Canal revestido en piedra	0.025	0.030
Canal revestido con vegetación baja	0.050	0.060
Cunetas		
Cunetas en concreto - acabado con llana	0.012	0.012
Cuneta en pavimento - Liso	0.013	0.013
Cuneta en pavimento - Rugoso	0.016	0.016
Canales o corrientes naturales		
I. Corrientes menores (ancho superficial en nivel de creciente < 30m		
a) Corrientes en planicies		
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y maleza	0.030	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes	0.040	0.055
6. Igual a 4, pero con más piedras	0.050	0.080
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.080
8.Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.150
b) Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos.		
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.070
II. Planicies de inundación		
a) Pastizales sin matorrales		
1. Pasto corto	0.025	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.050
b) Áreas cultivadas		
1. Sin cultivo	0.020	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.045
3. Campo de cultivos maduros	0.030	0.050
c) Matorrales		
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.160
d) Árboles		
1. Sauces densos, rectos y verano	0.110	0.200
2. Terreno limpio, con troncos sin retoños	0.030	0.050
3. Igual que el anterior, pero con una gran cantidad de retoños	0.050	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas	0.080	0.120
5. Igual que el anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.160
III. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente >30m). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.		
1. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	0.060
2. Sección irregular y rugosa	0.035	0.100

Fuente: (EAB, 2020)

En relación con la pendiente del canal, esta será la obtenida del terreno natural; sin embargo, para efectos del dimensionamiento de la sección transversal se supone una pendiente mínima del 0,50%, por otra parte, se plantea que la sección transversal del canal sea rectangular con una base de 0,60 m.

A partir de los valores de coeficiente de rugosidad, ancho del canal, y pendiente del mismo, se determina la profundidad normal del flujo correspondiente al caudal de diseño propuesto, de acuerdo con la relación presentada en la Figura 9 obtenida mediante la ecuación de Manning para los datos propios del canal propuesto.

Figura 9. Relación Nivel Vs. Caudal



De acuerdo con la Figura 9, la profundidad normal del flujo para un caudal de 0,07 m3/s es aproximadamente 0,23 m, por otra parte, teniendo en cuenta que el ancho superficial del canal es de 0,60 m y que de acuerdo con la literatura técnica el radio mínimo de curvatura en sitios de cambio de dirección es de 5 veces el ancho superficial, se obtiene un radio mínimo de 3,0 m; adicionalmente, la sobreelevación estimada en los cambios de dirección se calcula por medio de la siguiente expresión.

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{g R_0}$$

Donde,

Δh: Sobreelevación en curvas, m.

V: Velocidad promedio del flujo, m/s.

g: Aceleración de la gravedad, m/s^2

R_0: Radio de curvatura, m.

Por lo tanto, la sobreelevación en los cambios de dirección es de 0,01 m, resultado de un flujo subcrítico de baja velocidad y por lo tanto casi despreciable. Ahora bien, se propone un borde libre de 0,15 m a partir de lo cual se obtiene una profundidad de 0,37 m, el cual puede ser aproximado a 0,40 m con el fin de obtener una medida constructiva que redunda en un factor de seguridad en relación con la capacidad hidráulica del mismo. A continuación, en la Figura 10

Figura 10. Dimensiones mínimas sección canal de drenaje

