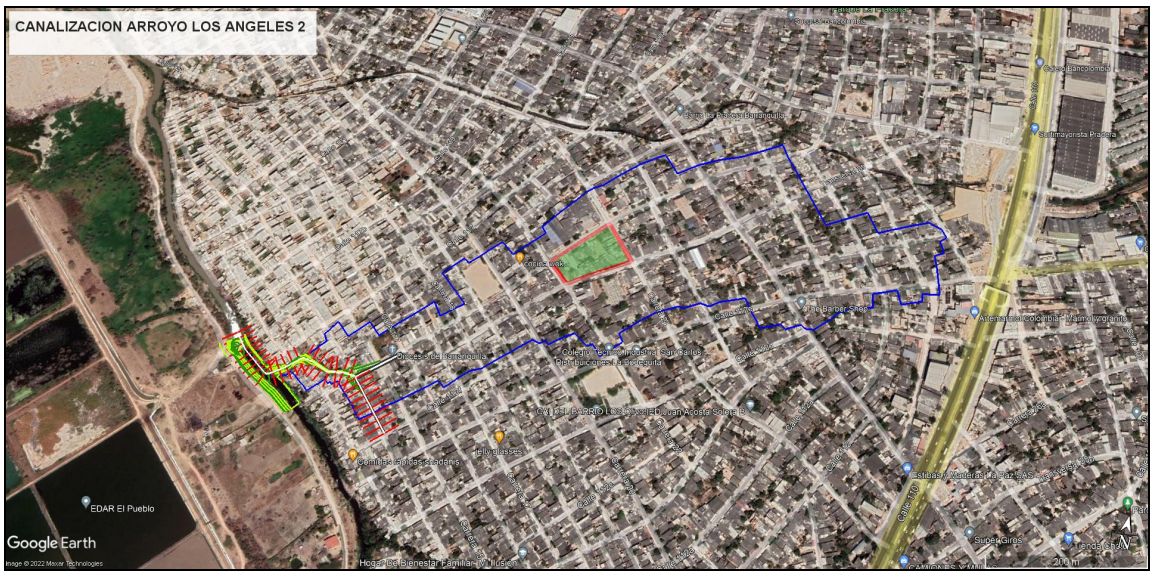
DISEÑO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO PARA LA CANALIZACIÓN DE UN TRAMO DEL ARROYO “LOS ANGELES 2” COMPRENDIDO DESDE LA INTERSECCION DE LA CALLE 115 CON CARRERA 14 HASTA SU DESEMBOCADURA EN EL ARROYO LEON



NELSON JOHN MARTINEZ ESCORCIA
ING. CIVIL MAT. PROF. No. 08202-30142 ATL
ESPECIALISTA EN HIDRAULICA DE RIOS Y COSTAS
ESPECIALISTA EN GERENCIA Y CONTROL DE LA CONSTRUCCIÓN

BARRANQUILLA, ENERO DE 2022

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN....3
2 RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE....4
3 ALCANCE DEL PROYECTO....5
4 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO....5
5 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO....6
6 ESTUDIO HIDROLOGICO....7
6.1 AREA DE DRENAJE....10
6.2 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO....16
6.3 PERIODO DE DISEÑO....21
6.4 CURVA IDF....22
6.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN....23
6.6 CAUDALES DE DISEÑO....27
7 DISEÑOS HIDRAULICOS TRAMO A CANALIZAR....28
7.1 CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DEL CANAL....29
7.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES....33
7.3 MODELACION HIDRAULICA CON HEC RAS....35
7.4 ESTRUCTURA HIDRAULICA DE ENTRADA....40

1 INTRODUCCIÓN

En el crecimiento y desarrollo urbanístico de la ciudad de Barranquilla se subestimo o ignoro la existencia de un sistema hidrológico que drena sus aguas en dos direcciones, uno hacia el costado oriental de la ciudad y otro hacia el costado occidental. El sistema oriental hace parte de la cuenca baja del rio Magdalena, y recoge las aguas a través de caños como La Ahuyama, Los tramposos, Las Compañías, Caño Arriba, y de un gran número de escorrentías naturales que hoy día se encuentran inmersas en su mayoría en la parte urbana de la ciudad. El sistema occidental drena hacia las vertientes del arroyo León y arroyo Grande que terminan en el Mar Caribe o en la ciénaga de Mallorquín, a través de arroyos como Lipaya, Corinoco, Sourdis, Cuchilla de Villate, 7 de agosto, entre otros.

Ante la carencia de un alcantarillado pluvial, asociado con el régimen de lluvias predominantes, las condiciones topográficas y geomorfológicas de la ciudad, la impermeabilización de suelos naturales con vías y urbanizaciones, la cultura e idiosincrasia de la gente y el acelerado desarrollo urbano sin planificación, se viene generando el incremento de los volúmenes de escorrentía en la ciudad de Barranquilla. Estos factores contribuyen a la formación de crecientes súbitas que se mueven a través de vías y que comúnmente son llamadas arroyos, los cuales discurren por múltiples sectores de la ciudad provocando desastres e inundaciones, y afectando consecuentemente a la población.

Durante los últimos años se han intervenido con éxito arroyos como los de la calle 79, arroyo de la María, arroyo de la Felicidad, arroyo de la 21, arroyo Hospital y el arroyo de la calle 84,entre otros, con secciones tipo box culvert en concreto reforzado y drenajes secundarios en tuberías, con captación de las aguas lluvias a través de sumideros de rejilla o de ventana, reconstrucción de andenes en losetas de concreto, subterranización de las redes de baja tensión, construcción de ductos de telecomunicaciones y registros, iluminación Led y señalización.

El Distrito de Barranquilla con el firme propósito de continuar con esta ardua tarea, viene adelantando actualmente los estudios y diseños para la canalización de varios tramos de arroyos que aún no han sido intervenidos, y acometer de inmediato la ejecución de las obras, como es el tramo del arroyo “Los Ángeles 2”, localizado en la localidad Suroccidente, y recoge las aguas del barrio Olivos II, teniendo un recorrido inicial por las diferentes vías del barrio en mención para luego continuar por un cauce en suelo natural que se desplaza entre los patios de las viviendas localizadas desde la calle 115 con carrera 14 hasta desembocar al arroyo León con una longitud aproximada de 125 metros, tramo el cual se desea canalizar y que es objeto del presente estudio hidrológico y diseño hidráulico.

2 RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Para la localización del arroyo en estudio se empleó la plancha IGAC 17-II-C en escala 1:25.000 la cual se descarga en formato digital de la página WEB del IGAC, es importante resaltar que las curvas de nivel que se presentan no tienen el detalle suficiente que permita delimitar la cuenca, por lo que se emplea también el software Google Earth Pro e información de la base de datos procesada de La Misión Topográfica Shuttle Radar (acrónimo en inglés SRTM, de Shuttle Radar Topography Mission), la cual es un proyecto internacional entre la Agencia Nacional de Inteligencia-Geoespacial, NGA, y la Administración Nacional de la Aeronáutica y del Espacio, NASA. Su fin es obtener un modelo digital de elevación de la zona del globo terráqueo entre 56°S a 60°N, de modo que genere una completa base de mapas topográficos digitales de alta resolución de la Tierra. Esta base cartográfica ha sido ampliamente utilizada en diferentes campos del conocimiento relacionados con la geomática al poderse descargar gratuitamente a través de Internet.

Se realizó recopilación de información en campo por medio de un levantamiento topográfico altiplanimétrico georreferenciado detallado del tramo de arroyo en estudio.

Para la evaluación hidrológica se descargó información de registros históricos de las estaciones climatológicas más cercanas pertenecientes al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM).

3 ALCANCE DEL PROYECTO

Comprende el alcance físico o tramo del arroyo entregado para el estudio y las actividades definidas en el objeto del proyecto.

- En lo que respecta al alcance físico, el tramo de arroyo “Los Ángeles 2” entregado en campo inicia en la calle 115 con carrera 14 y termina en el punto de entrega de sus aguas al arroyo León. La longitud del tramo es de aproximadamente 125 metros.
- Las actividades involucradas en el alcance de los diseños hidráulicos son:
  - Estudio hidrológico del arroyo “Los Ángeles 2” con punto de cierre en su desembocadura al arroyo León.
  - Diseño hidráulico de las secciones para la canalización las cuales serán en concreto reforzado.
  - Elaboración de planos hidráulicos constructivos.
  - Elaboración de informe final.

4 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Desde el punto de vista geográfico, el tramo de arroyo entregado por el Contratante para estudio se localiza entre las coordenadas 10°58'16.62"N – 74°50’38.87"W en el extremo aguas arriba y 10°58'15.97"N – 74°50'42.43"W aguas abajo, en el punto de confluencia con el arroyo León.

En el sistema de coordenadas planas proyección Magna – Sirgas el tramo se ubica entre las coordenadas 1705163.810N - 916207.147E en el extremo aguas arriba y 1705144.011N - 916099.163E aguas abajo.

Con respecto a la nomenclatura urbana el cauce a canalizar del arroyo “Los Ángeles 2” inicia aguas arriba en la intersección de la calle 115 con carrera 14, siguiendo su recorrido

en sentido occidental hasta llegar a su confluencia con el arroyo León la cual se localiza en cercanías de la intersección de la calle 117 con la carrera 12.

En la siguiente imagen se muestra el tramo a canalizar sobre una imagen satelital del Google Earth Pro.



Imagen No 1. Localización tramo arroyo "Los Ángeles 2" sobre imagen satelital.

5 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

Actividad de mayor relevancia e importancia para la implantación de las obras de drenaje, donde se deben identificar y localizar los aspectos y detalles más relevantes que permitan el correcto diseño de las obras de canalización, tanto planimétrica como altimétricamente. Los trabajos de campo se desarrollan en tres (3) etapas o fases:

1. Un levantamiento topográfico altiplanimétrico georreferenciado de las vías canales o cauce por donde discurren las aguas lluvias del arroyo en estudio, en donde se identifican los anchos de calzadas, alturas de sardineles, anchos de andenes, líneas de paramento o de construcción, niveles de marcas de niveles máximos de aguas, y cotas de entrega final de las mismas.
2. Levantamiento de las vías que confluyen (bocacalles) al cauce o drenaje principal que permitirá el diseño y localización, en caso de ser necesario, de las estructuras de captación como sumideros y/o colectores secundarios.

3. Y como actividad adicional, se realizaron recorridos urbanos con equipos de posicionamiento satelital para efectos de verificar líneas parte aguas de la cuenca que drena hacia el arroyo en estudio, teniendo en cuenta de que algunos parteaguas naturales (los identificados en curvas de niveles o MDTs) se han visto modificados o desplazados por efectos del mismo urbanismo.

Las dos primeras actividades fueron realizadas por el Contratante y se recibió información en medio magnético, tanto carteras como plano.

En la siguiente imagen se presenta la planta del levantamiento topográfico realizado sobre la cartografía de Barranquilla.

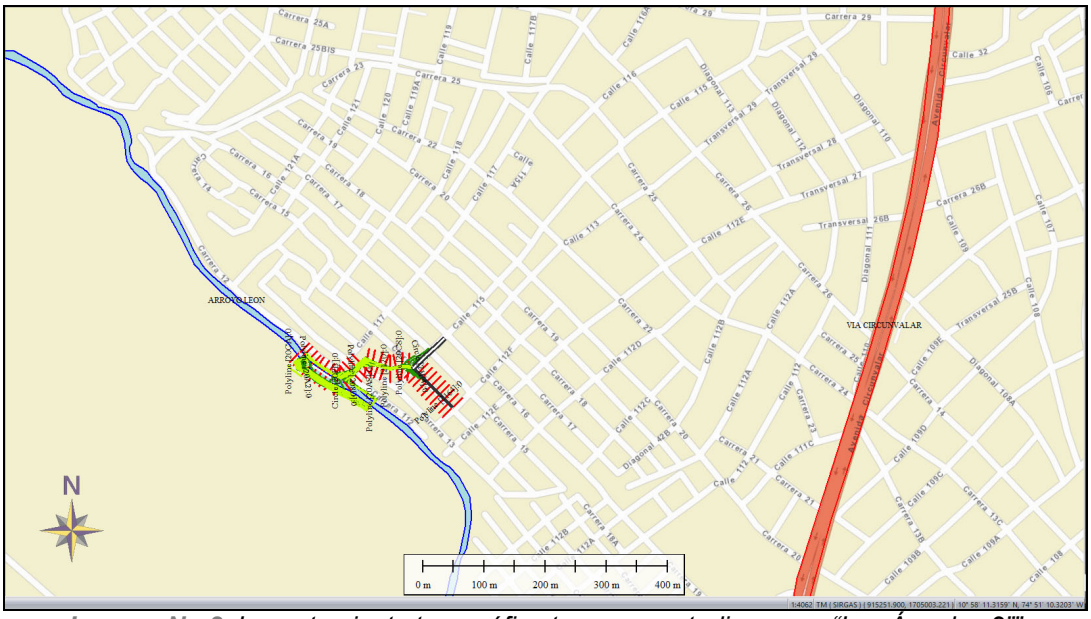


Imagen No 2. Levantamiento topográfico tramo en estudio arroyo "Los Ángeles 2""

6 ESTUDIO HIDROLOGICO

El Estudio Hidrológico permite conocer y evaluar las características físicas y geomorfológicas de una determinada área de drenaje o cuenca, analizar y tratar la información hidrometeorológica existente de la cuenca, estudiar y evaluar la escorrentía mediante registros históricos y así poder obtener los caudales circulantes para diferentes

periodos de retorno, los cuales se convierten en el insumo esencial para el diseño hidráulico de las obras de drenaje que se requieran adoptar para determinado proyecto.

Pero en lo que respecta a la disponibilidad de registros históricos, en Colombia una de las mayores dificultades para realizar estudios de estimación de caudales es la falta de dicha información, ya que se tienen pocas estaciones climatológicas y meteorológicas. En corrientes naturales de importancia no siempre están disponibles, o en su defecto se dispone en ocasiones de una sola estación limnimétrica a lo largo de toda una corriente, lo que no permite conocer en otros puntos diferentes al de la estación los caudales máximos reales medidos circulantes. Para las corrientes menores o arroyos estos registros son aún más escasos o nulos, siendo entonces necesario para el diseño de muchas obras civiles desarrollar relaciones entre la precipitación y la escorrentía, por medio de las cuales se obtienen estimativos de caudales de diseño, por lo tanto, la aplicación de modelos para estimar caudales empleando información escasa resulta muy interesante e importante para la elaboración de proyectos.

Existen muchos métodos o modelos que intentan describir las relaciones precipitación escorrentía, para caudales máximos, que es el evento que interesa para este diseño, los más conocidos son los modelos de hidrógrafa unitaria y el Método Racional.

Dadas las condiciones del área de drenaje la cual se encuentra inmersa en el caso urbano del Distrito de barranquilla, se adoptará para la estimación de los caudales la formula Racional, cuya expresión es:

$$Q = \frac{C * A}{360} * (I * F)$$

Donde C es el coeficiente de escurrimiento, A representa el área de drenaje en hectáreas, I la intensidad de la lluvia en mm/hora y F un factor de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

Es una fórmula muy sencilla, que con gran rapidez permite calcular el caudal máximo para cada periodo de retorno, aunque su aplicación puede estar sometida a varias fuentes de error, entre las que se pueden destacar:

- Si la duración de la lluvia es sobreestimada la intensidad máxima será menor, y si se subestima es posible que no se alcance el tiempo de concentración de la cuenca.
- La intensidad de la lluvia responde a expresiones de tipo empírico, a veces de zonas diferentes a las deseadas y se considera constante durante el tiempo en que dura el evento, o sea el tiempo de concentración, pudiendo no ser cierto ni ante duraciones cortas.
- El coeficiente de escorrentía se obtiene a partir de tablas y gráficas, en las que se ha simplificado mucho el proceso de infiltración, pudiendo éste variar con las características de la cuenca o con las características de la lluvia.

Su uso es más frecuente en cuencas urbanas pequeñas, menores a 700 hectáreas, pero en la medida en que las áreas de drenaje se hacen más grandes, mayores a 50 ha, teniendo en cuenta la variabilidad espacial de la lluvia, es recomendable aplicar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que las áreas se hacen más grandes, así lo recomienda el RAS 2000 en su Título D, Tabla D.4.8. (Tabla No 1.).

Tabla No 1. Factores de reducción. Fuente: RAS 2000 en su Título D, Tabla D.4.8

Tabla D.4.8 Factor de reducción de la intensidad media de precipitación para diferentes áreas de drenaje

Áreas de drenaje (ha)	Factor de reducción
50 - 100	0,99
101 - 200	0,95
201 - 400	0,93
401 - 800	0,90
801 - 1600	0,88
801 - 1600	0,88

Dependiendo del tamaño o área de la cuenca se aplicará el respectivo factor de corrección. A continuación, se describen cada una de las variables que intervienen en la ecuación.

6.1 AREA DE DRENAJE

Para determinar el área de drenaje del arroyo “Los Ángeles 2” con punto de cierre en su confluencia al arroyo León, se empleó en primera instancia la plancha IGAC 17-II-C en conjunto con el software Global Mapper, el cual es una potente y asequible aplicación que combina una gama completa de herramientas de tratamiento de datos espaciales con acceso a una variedad sin precedentes de formatos de datos, e incluye la posibilidad de acceder directamente a varias fuentes en línea de imágenes, mapas topográficos, y los datos DEM/DSM. Permite descargar imágenes ASTER GDEM, hacer procesamiento digital de imágenes, haciéndose una espacialización del sector donde se localiza el proyecto, para descargar las curvas de nivel o modelo digital de elevaciones con una resolución de 1.0 arcos de segundo (o sea un píxel de 30 metros), lo que significa que las alturas o elevaciones que se obtengan cada 15 metros son realmente válidas para cualquier proceso que se desarrolle.

El software permite identificar para una cuenca con suelos naturales una “red de drenaje”, la cual es identificada como los puntos más bajos del relieve en estudio, e igualmente traza las áreas de cuencas y/o microcuencas de cada una de las corrientes identificadas (Generate Watershed).

Es importante aclarar que dicha “red de drenaje” es detectada o definida por el software sin considerar que el área en estudio es un suelo totalmente urbanizado, por lo que solo se empleara como un indicativo para definir tendencias de escurrimientos y localizar en forma más práctica y rápida las líneas parte aguas en el sitio que permitan definir con mayor precisión la cuenca a estudiar.

Como insumo o datos de entrada al software, se inserta el trazado del eje del cauce urbano obtenido de la topografía previamente convertido de ACAD a KMZ, se selecciona la fuente de datos de terreno para descargar, en este caso ASTER GDEM v2 Worldwide Elevation Data (1 arc-second Resolution), y con esta base de datos se generan las curvas de nivel, red de drenaje, cuencas, microcuencas y perfiles.

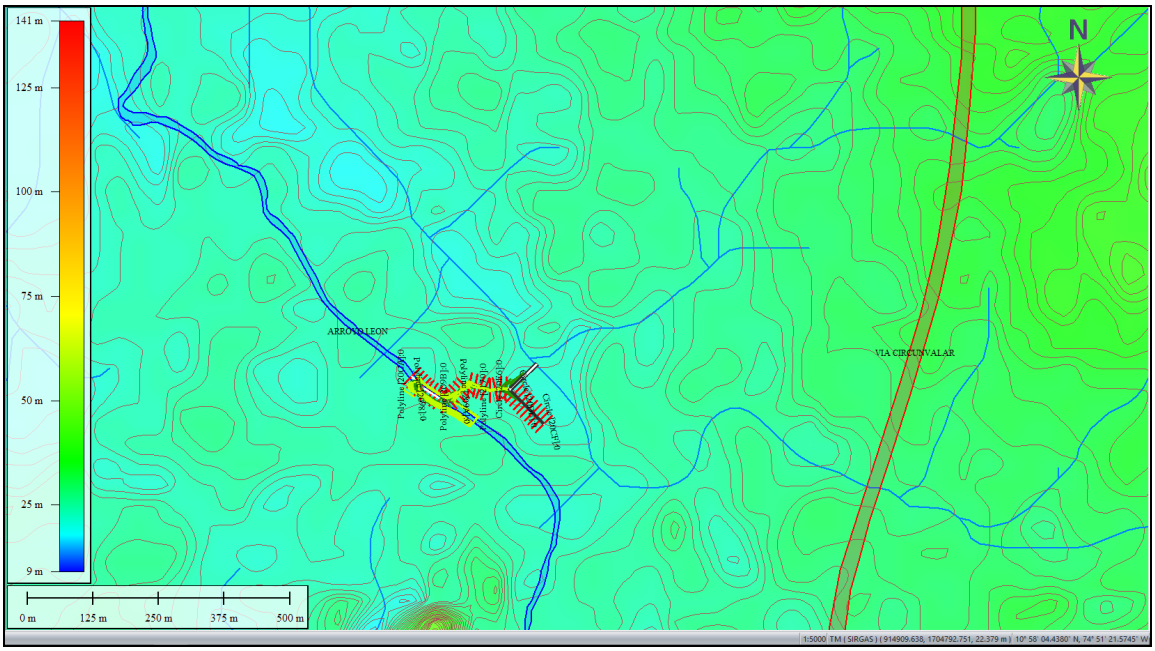


Imagen No 3. Curvas de nivel, red de drenaje "natural" y tramo de arroyo en estudio

La Imagen presenta las curvas de nivel a cada metro, las líneas de escorrentías obtenidas del software en color azul y el trazado del tramo de arroyo en estudio superpuesto en color rojo, es importante mencionar que esta escorrentía superficial al ser afectada por el urbanismo, no tiene un curso definido hacia aguas arriba de la calle 115, las aguas que llegan al tramo de cauce natural identificable vienen escurriendo y recogiéndose por las diferentes vías del sector hasta confluir en esta dirección. Por lo tanto, las líneas de escorrentías "naturales" o puntos bajos detectados por el software se han perdido totalmente con el urbanismo y las aguas lluvias solo buscan los declives para continuar su recorrido hacia aguas abajo. Como se puede ver en la imagen tanto la escorrentía identificada por el software como la obtenida de la topografía llevan la misma orientación o sentido, las obtenidas por el programa pueden representar o errores en la interpretación del software de los puntos más bajo o que la corriente en su tramo final haya sufrido un ligero desplazamiento por el urbanismo, pero permiten tener una primera aproximación de su área de drenaje.

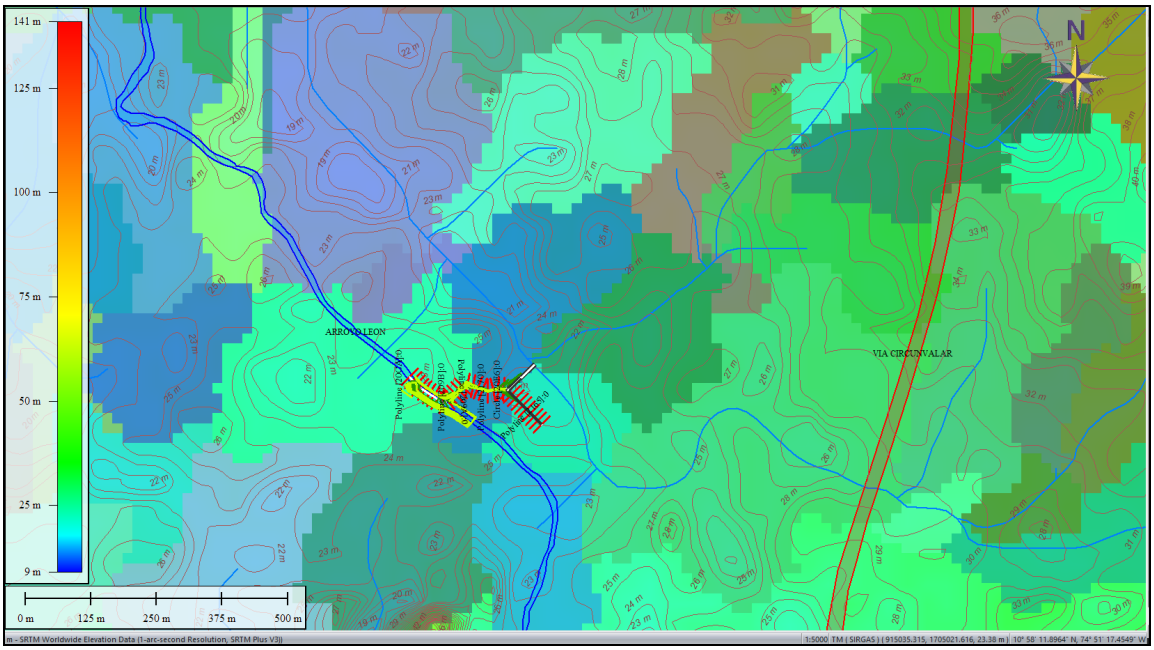


Imagen No 4. Microcuencas sector arroyo en estudio identificadas por software.

Se reitera que tanto la red de drenaje como la cuenca a obtener en el software son solamente indicativos o puntos de partida que van a facilitar la delimitación de la real cuenca urbana. En la imagen anterior se muestran las áreas de drenaje generadas (Generate Watershed).

Para verificar algunos sectores de la línea parte aguas se realizaron recorridos de campo. Es importante mencionar que durante el crecimiento urbanístico algunas líneas divisorias de microcuencas, en especial las que se presentan en zonas de pocas variaciones de elevaciones, fueron desplazadas en menor o relevante distancia al momento de construcción de las vías.

Se obtiene, así como resultado final la cuenca urbana que se presenta en la siguiente figura.

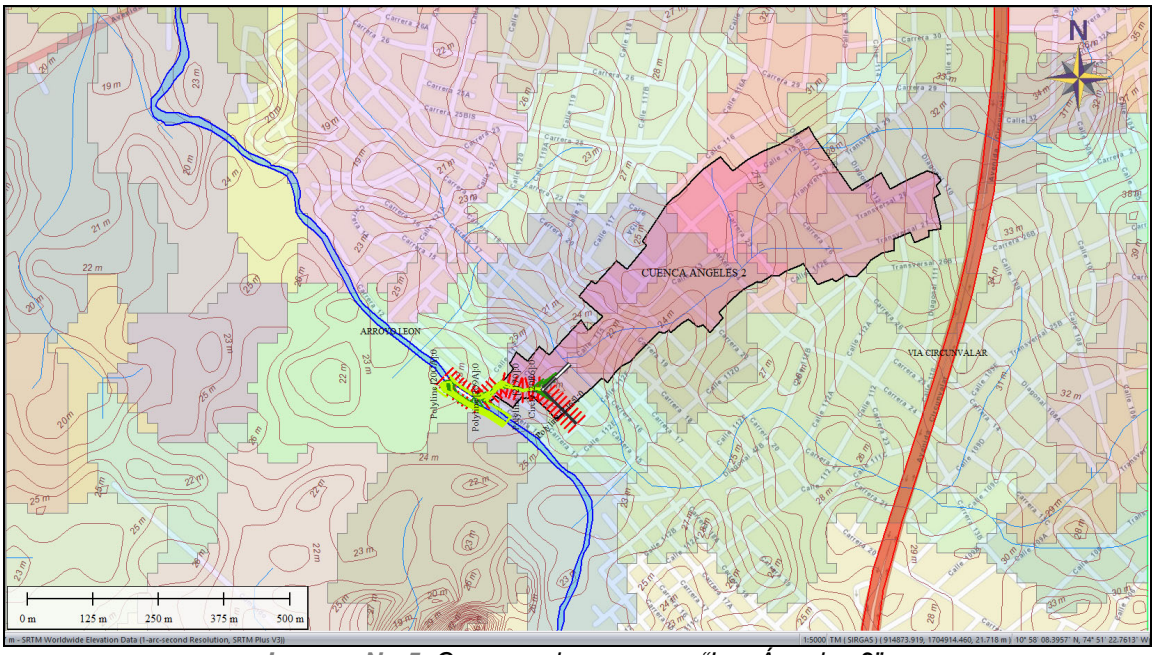


Imagen No 5. Cuenca urbana arroyo "Los Ángeles 2".

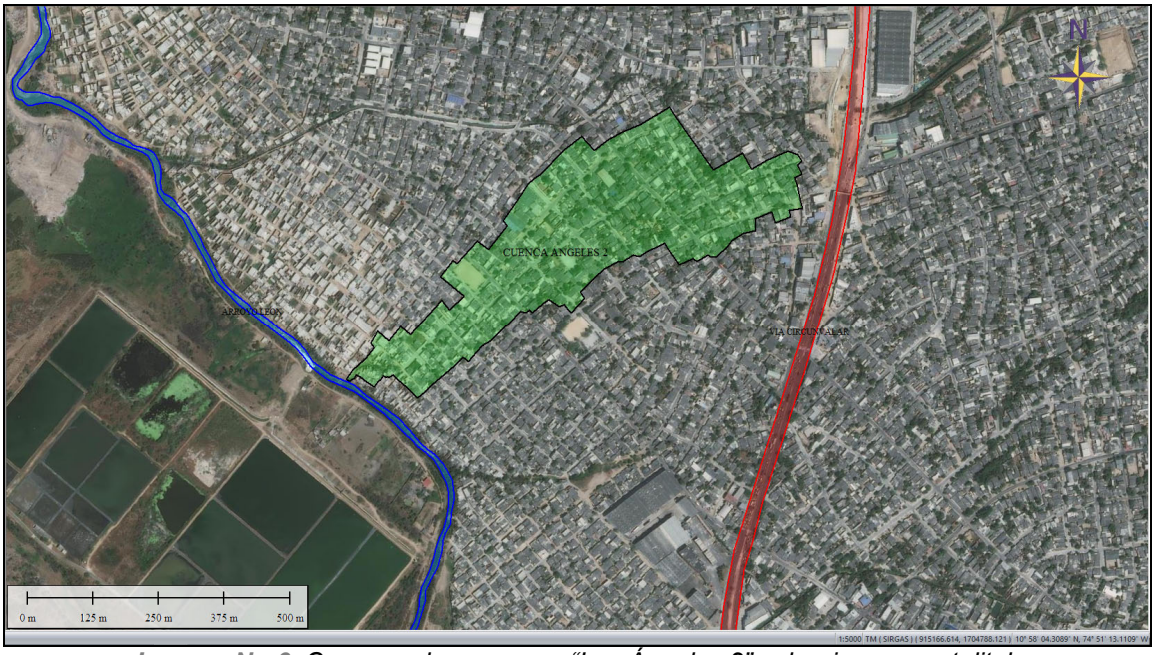


Imagen No 6. Cuenca urbana arroyo "Los Ángeles 2" sobre imagen satelital.

La cuenca total urbana en estudio hasta el punto de confluencia en el arroyo León tiene un área de aproximadamente 15.87 ha (0.16 km^2) y un perímetro de cuenca de 2678 m (2.68 km).

Además del área y el perímetro, otras de las características físicas importantes a destacar para la cuenca urbana en estudio están la forma de la cuenca, la pendiente del suelo por donde discurre el arroyo principal y el tiempo de concentración. Las dos primeras se desarrollan a continuación y el tiempo de concentración será evaluado más adelante.

Forma de la Cuenca

Esta característica es de importancia ya que se relaciona en forma directa con el tiempo de concentración, el cual representa el tiempo más "demorado" que una gota toma en llegar desde los limites más extremos de la cuenca a la salida de esta. Esta característica nos da idea del comportamiento de la cuenca ante los parámetros hidrológicos como la precipitación, la evaporación, la infiltración entre otros. Los factores que describen el comportamiento de la cuenca y determinan la susceptibilidad a crecientes son:

Coeficiente de compacidad o Índice de Gravelius (Kc):

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual al de la cuenca en estudio. Para hallar este índice se requiere conocer el perímetro de la cuenca (P) y el área de esta (A).

$$k_C = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

- Para Kc=1 La cuenca es redonda con una gran tendencia a las crecientes súbitas.
- Para valores de Kc entre 1 y 1.25 la cuenca es redonda a óvalo – redonda.
- Para valores mayores a 1.25 son cuencas de forma irregular que tienen baja tendencia a las crecientes súbitas.

Factor de Forma (Kf):

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca, la cual se obtiene cuando se mide el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca. El ancho medio se obtiene de dividir el área entre la longitud axial.

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

Una cuenca con factor de forma bajo esta menos sujeta a crecientes súbitas que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma. Para la cuenca en estudio se obtiene una longitud axial de 947 m.

La siguiente tabla resume los factores que determinan la susceptibilidad del arroyo a crecientes súbitas.

Parámetros Calculados		
Índice de Gravelius	1.88	Baja tendencia a Crecientes súbitas
Factor de Forma	0.18	Baja tendencia a Crecientes súbitas

Tabla No.2: *Evaluación de la susceptibilidad a crecientes súbitas de la cuenca en estudio*

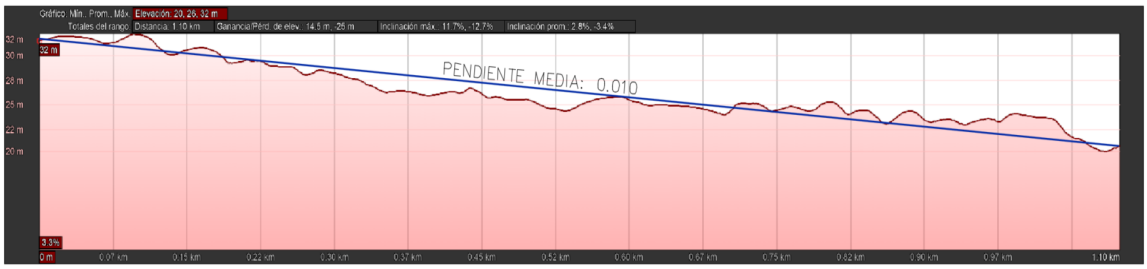
Si bien según los resultados la escorrentía superficial urbana no es susceptible a crecientes súbitas, hay que considerar que los escurrimientos se dan sobre suelos casi impermeables y con pendientes de consideración que ante algún posible evento de precipitación extrema aguas arriba del punto en estudio podría redundar en un aumento repentino de caudales, por lo que para la mayoría de los arroyos del Distrito de Barranquilla hay que tener en cuenta esta especial consideración.

Perfil longitudinal cauce principal:

El tramo de arroyo en estudio tiene una longitud aproximada de 125 metros medidos desde la calle 115 con carrera 14, punto entregado como inicio del proyecto, hasta su confluencia en el arroyo León, y hacia aguas arriba la escorrentía principal, la cual se presenta sobre las vías, inicia su recorrido en cercanías de la vía Circunvalar.

Para obtener el perfil total de la línea de escorrentía hasta el extremo superior del parteaguas de dicha corriente se obtiene información de longitudes y cotas de la cartografía satelital, obteniéndose una longitud aguas arriba del inicio de la canalización de 972 metros, para un total de 1097 metros de perfil.

En la siguiente gráfica se presenta el perfil longitudinal del cual se obtiene la pendiente media del cauce urbano, la cual es la diferencia de elevación entre la cota máxima y la cota mínima dividida por su longitud total.



Grafica No 1. *Perfil longitudinal escorrentía urbana principal del arroyo.*

La pendiente media del cauce urbano obtenida es de 1.00%.

6.2 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

El Coeficiente de Escorrentía es la relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de agua lluvia que cae en una determinada área, no es un factor constante, pues varía de acuerdo con la magnitud de la lluvia y particularmente con las condiciones fisiográficas de la Cuenca Hidrográfica (Cobertura vegetal, pendientes, tipo de suelo), por lo que su determinación es aproximada.

Existen diversas literaturas que estipulan valores de acuerdo con el tipo de uso del suelo o de las características de la superficie de este; el Manual de drenaje para carreteras de INVIAS recomienda unos valores del coeficiente de escorrentía en áreas urbanas, de 0.60 a 0.75 para casas multifamiliares unidas y de 0.80 a 0.95 para vías en concreto, pero no especifica si dichos coeficientes se emplean por igual para cualquier periodo de retorno. De igual manera el RAS 2000 en su Título D, Tabla D.4.7 Coeficientes de impermeabilidad, define valores para éstos en función del tipo de superficie, recomendando para zonas residenciales multifamiliares con bloques contiguos y zonas duras entre estos, de 0.75, y presenta una ecuación para la estimación del coeficiente

ponderado en áreas donde se incluyan zonas con diferentes tipos de uso de suelos, pero no especifica su variación con respecto al periodo de retorno.

Para efectos de considerar la variación del coeficiente de impermeabilidad en función de la intensidad y duración de la lluvia, o de la humedad antecedente, se empleara en el presente estudio el método desarrollado por el MOPU (Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo de España en la publicación "Cálculo Hidrometeorológico de caudales máximos en cuencas naturales" – José R. Temez Peláez – 1978), el cual estima el coeficiente de escorrentía a partir directamente del umbral de escorrentía P0 y de la precipitación total diaria, Pd, para un período de retorno dado. Se trata de evaluar el coeficiente de escorrentía a partir de valores máximos diarios producidos para un período de retorno determinado.

$$C = \frac{[(P_d - P_o)(P_d + 23P_o)]}{(P_d + 11P_o)^2}$$

Donde:

- Po: Parámetro que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente del suelo antes de lluvia de diseño (mm).
- Pd: Precipitación máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno especifico, en milímetros (mm).

El valor de Po se obtiene a partir de la siguiente expresión que lo relaciona con el número de curva de escurrimiento CN del método Soil Conservation Service:

$$P_o = \frac{(5080 - 50.8CN)}{CN}$$

Tabla No 3. Tabla Números de Curva

Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia = 0.2S)

Descripción del uso de la tierra			Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Tierra cultivada[1] :	sin tratamientos de conservación		72	81	88	91
	con tratamientos de conservación		62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres		68	79	86	89
	condiciones óptimas		39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas			30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.		45	66	77	83
	cubierta buena[2]		25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.						
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más			39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75 %			49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)			89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)			81	88	91	93
Residencial[3] :						
Tamaño promedio del lote		Porcentaje promedio impermeable[4]				
1/8 acre o menos		65	77	85	90	92
1/4 acre		38	61	75	83	87
1/3 acre		30	57	72	81	86
1/2 acre		25	54	70	80	85
1 acre		20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc.[5]			98	98	98	98
Calles y carreteras:						
Pavimentados con cunetas y alcantarillados			98	98	98	98
Grava			76	85	89	91
Tierra			72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para los usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9

2 Una buena cubierta será protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

La totalidad de la cuenca del arroyo “Los Ángeles 2” es urbana, por lo que se evalúa al interior de ésta una cuadra tipo de las imágenes satelitales del Google Earth, donde se ha realizado una aproximación a la distribución de las viviendas y vías pavimentadas, se estimó un área para cada tipo para obtener un Numero de Curva promedio.



Imagen No 7. Áreas tipo para estimación de CN.

Se estima para el área de viviendas zona residencial con lotes menores de 1/8 acre y suelos arenosos (SP-SM, SC) tipo B (marga arenosa) un CN de 85 y para las vías pavimentadas teniendo en cuenta de que se está en clima cálido un CN de 95.

ARROYO "LOS ANGELES 2"

DESCRIPCION	AREA TIPO (m2)	CN
Areas urbanas totalmente desarrolladas veg. Establecida. Suelo Hidrologico tipo D	5037.00	85
Areas impermeables	1179.00	95
	6216	86.90

Po= **7.660**

Tabla No 4. Estimación Numero de Curva promedio y Po

Se obtiene un valor para Po de 7.660. Para la estimación de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas, de las dos estaciones IDEAM que se encuentran cercanas al área del proyecto, como son las del Aeropuerto Ernesto Cortissoz y la de Las Flores, las cuales distan 12 y 7.7 km de esta respectivamente, seleccionándose la estación de Las Flores como representativa. Los registros históricos de las precipitaciones máximas en 24 horas de esta estación son evaluados estadísticamente para modelar la distribución de los valores máximos para diferentes periodos de retorno, empleándose los métodos de Gumbel, LogPearson III y SQRT-ET MAX. La siguiente tabla presenta los resultados obtenidos.

Tr	Gumbel	LPIII	SQRT	Media
2	92.05	91.32	87.32	90.23
5	114.9	112.83	106.38	111.37
10	130.03	127.62	119.95	125.87
25	149.14	146.96	138.17	144.76
50	163.33	161.88	152.45	159.22
100	177.4	177.24	167.27	173.97
200	191.43	193.17	182.68	189.09
500	209.93	215.27	203.98	209.73
1000	223.92	233.16	220.8	225.96

Tabla No 5. PMM24H para diferentes TRs – Estación Las Flores

Se pueden obtener así los coeficientes de escorrentía empleando el método del MOPU para los diferentes periodos de retorno.

TR (años)	COEFICIENTE C
5	0.78
10	0.81
20	0.83
25	0.84
50	0.86
100	0.88

Tabla No 6. Coeficientes de escorrentía para diferentes TRs

6.3 PERIODO DE DISEÑO

El periodo de retorno de diseño se determina de acuerdo con el RAS 2000 con la importancia de las áreas, daños, perjuicios o molestias que las inundaciones puedan ocasionar a los habitantes y los que transitan por el sector.

La selección del periodo de retorno está asociado a las características de protección e importancia del área de estudio así mismo con la magnitud del proyecto. La Tabla 16 de la Resolución 0330 presentada en el capítulo D.4 – Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domesticas y Pluviales, establece los periodos de retorno dependiendo de las características del área de drenaje.

Tabla No7. Periodos de diseño sistemas pluviales. Fuente: Resolución 0330, Tabla 16.

Caracteristicas del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	2
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales con áreas tributarias menores de 2 hectáreas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 héctareas	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 héctareas	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100

De acuerdo con la Resolución el periodo de retorno de la lluvia de diseño se debe seleccionar de acuerdo con la importancia de las áreas y los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones puedan ocasionar a los habitantes, el tráfico, comercio, la industria y la infraestructura y en ningún caso podrán ser menores a los mostrados en la tabla anterior.

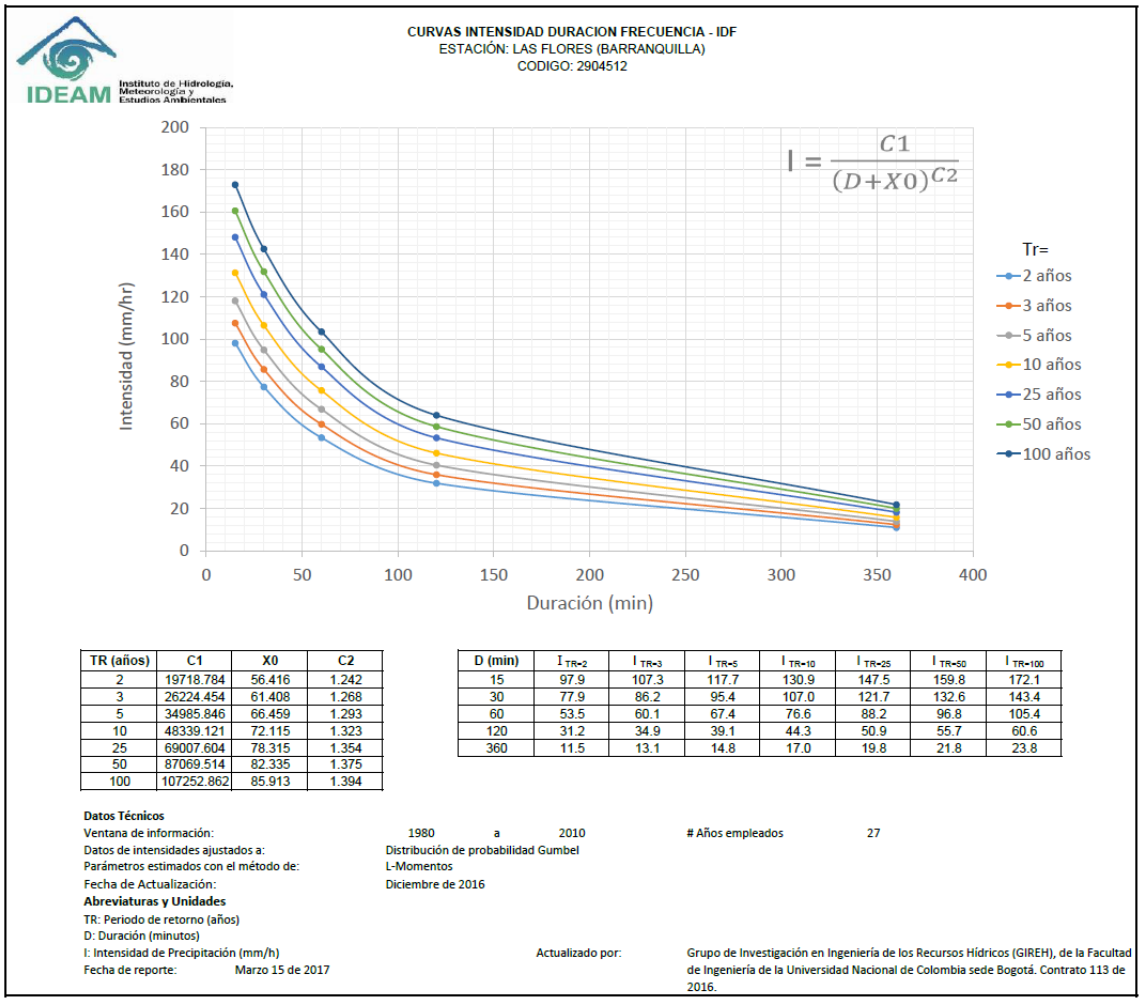
Para el presente estudio se tiene que es un canal abierto que drena áreas menores a 1000 hectáreas, por lo que se adopta un periodo de retorno de 50 años, pero se verificara que el borde libre este en capacidad de poder transportar inclusive el caudal correspondiente al periodo de retorno de 100 años.

6.4 CURVA IDF

Para el estudio y manejo de las aguas de escorrentía es de fundamental importancia la caracterización de las lluvias intensas que se utilizan para estimar indirectamente los caudales. Debido a que la disponibilidad de caudales es escasa, se han desarrollado metodologías para realizar la estimación indirecta de caudales a partir de la precipitación, que es una variable cuyo registro es más sencillo, más extenso y frecuente.

El conocimiento de las características de las precipitaciones intensas es de gran importancia para el dimensionamiento de obras hidráulicas, tales como canales, vertederos, presas, etc. Las relaciones entre intensidad-duración-frecuencia (IDF) de las precipitaciones intensas deben ser deducidas a partir de observaciones de precipitaciones ocurridas durante un período largo de tiempo suficientemente representativo de los eventos extremos del lugar.

Como se mencionó anteriormente en el distrito de Barranquilla el IDEAM tiene localizada dos estaciones climatológicas como son la del aeropuerto Ernesto Cortissoz y la de Las Flores, seleccionándose esta última de la cual se descarga la respectiva curva IDF de la página web del IDEAM.



TR (años)	C1	X0	C2
2	19718.784	56.416	1.242
3	26224.454	61.408	1.268
5	34985.846	66.459	1.293
10	48339.121	72.115	1.323
25	69007.604	78.315	1.354
50	87069.514	82.335	1.375
100	107252.862	85.913	1.394

D (min)	$I_{TR=2}$	$I_{TR=3}$	$I_{TR=5}$	$I_{TR=10}$	$I_{TR=25}$	$I_{TR=50}$	$I_{TR=100}$
15	97.9	107.3	117.7	130.9	147.5	159.8	172.1
30	77.9	86.2	95.4	107.0	121.7	132.6	143.4
60	53.5	60.1	67.4	76.6	88.2	96.8	105.4
120	31.2	34.9	39.1	44.3	50.9	55.7	60.6
360	11.5	13.1	14.8	17.0	19.8	21.8	23.8

Datos Técnicos
Ventana de información: 1980 a 2010 # Años empleados 27
Datos de intensidades ajustados a: Distribución de probabilidad Gumbel
Parámetros estimados con el método de: L-Momentos
Fecha de Actualización: Diciembre de 2016
Abreviaturas y Unidades
TR: Periodo de retorno (años)
D: Duración (minutos)
I: Intensidad de Precipitación (mm/h)
Fecha de reporte: Marzo 15 de 2017
Actualizado por: Grupo de Investigación en Ingeniería de los Recursos Hídricos (GIREH), de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Contrato 113 de 2016.

Grafica No 2. Curvas IDF estación Las Flores.

6.5 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración (Tc) se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca aporten agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida en el cual se cuantifica el escurrimiento producido, es decir es el tiempo más demorado que tarda en llegar a la salida de la cuenca la gota de agua que proceda del punto hidrológicamente más alejado.

El Tc es el mismo tiempo crítico de precipitación en la cuenca, ya que en ese momento toda el área contribuye al caudal de salida. Para duraciones menores que Tc no toda el

área contribuye por ende el caudal es menor, independientemente de la intensidad de la lluvia presentada ya que se considera que el efecto del área contribuyente es mayor que el de la intensidad de la lluvia; para duraciones más grandes que Tc no se presenta incremento en el área contribuyente, por ende, se estima el mismo caudal de salida, así mismo las intensidades de las lluvias disminuyen.

Existen numerosas expresiones para determinar el Tc, desarrolladas en países con clima y morfología totalmente diferentes a las de Colombia. Entre estas están la ecuación de Giandiotti, Témez y la de Kirpich, las cuales formaron parte de un estudio o análisis de tiempos de concentración realizado en Antioquia por Campo y Múnera en 1997, a partir de 2100 registros simultáneos de pluviógrafos y limnígrafos, encontrando que estas fueron las expresiones que más se ajustaron a los tiempos de concentración reales. De igual manera entre las otras expresiones está la de Kerby, la del SCS y la FAA recomendadas en el Titulo D del RAS-2000.

Teniendo en cuenta además que los tiempos de concentración para una misma cuenca difieren unos a otros de manera apreciable, una práctica común en la Hidrología Aplicada es utilizar el valor medio eliminando los valores extremos [CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R. Y MAYS, L.W. Applied Hydrology. New York, McGraw Hill. Cap 11-15.361-571.1988.] y [MAIDMENT, D.R. Handbook of hydrology. McGrawHill Inc. New York. 1993.]. Ver PAPER "ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE REZAGO EN LA CUENCA EXPERIMENTAL URBANA DE LA QUEBRADA SAN LUIS, MANIZALES por JORGE JULIANVELEZ UPEGUI y ADRIANABOTERO GUTIERREZ.

- Ecuación de Kirpich

$$T_C = 0.0662\mathcal{E} * \left(\frac{L}{S^{0.\mathcal{E}}}\right)^{0.77}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).
L: Longitud de cauce principal, en kilómetros (km).
S: Pendiente entre las elevaciones máximas y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- Ecuación de Témez

$$T_c = 0.28 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).
L: Longitud de cauce principal, en kilómetros (km).
S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%).

- Ecuación de Giandiotti

$$Tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{LSo}}$$

Donde:

A: Área de la cuenca en kilómetros cuadrados
Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).
L: Longitud de cauce principal, en kilómetros (km).
S: Pendiente media del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- Ecuación de Kerby

$$T_e = 1.44 \cdot \left(\frac{Lm}{S^{1/2}}\right)^{0.467}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).
L: Longitud de cauce principal, en kilómetros (km).
m: un coeficiente de retardo estimado a partir del tipo de superficie.
S: Pendiente media del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- Ecuación de la Federal Aviation Administration FAA
- $$t_c = \frac{1.8 * (1.1 - C) * L^{0.5}}{S^{0.333}}$$

Donde:

C: Coeficiente de escorrentía del Metodo Racional
L: Longitud de cauce principal, en pies
S: Pendiente de la superficie en porcentaje

- Ecuación de Retardo SCS

$$t_c = \frac{100 * L^{0.8} * \left[\left(\frac{1000}{CN}\right) - 9\right]^{0.7}}{1900 * S^{0.5}}$$

Donde:

CN: Numero de Curva SCS
L: Longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo) en pies
S: Pendiente promedio de la superficie en porcentaje

En el método racional, para la estimación del caudal de diseño haciendo uso de las curvas IDF, se debe suponer que la duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración, para lo cual el Titulo D del RAS 2000, en el Numeral 4.4.3.4 exige el empleo de la siguiente ecuación.

$$T_c = T_e + T_t$$

Donde:

T_c= Tiempo de concentración en minutos

T_e= Tiempo de entrada (min)

T_t= Tiempo de recorrido (min)

El T_e, tiempo de entrada, corresponde al tiempo obtenido con cualquiera de las ecuaciones descritas anteriormente que representan el escurrimiento por suelos y laderas naturales.

El T_t o tiempo de recorrido es el tiempo que toma la escorrentía superficial en recorrer las vías o canales por donde discurre el arroyo desde el punto de entrada de las aguas hasta el punto de análisis o salida de la cuenca en estudio, y que está en función de la velocidad media del flujo en cada tramo, así como la longitud de cada uno de ellos.

La velocidad media puede calcularse utilizando las ecuaciones para flujo libre en canales, y se puede obtener el tiempo con la siguiente expresión:

$$T_t = \frac{L}{(60 * v)}$$

Donde:

Tt es el tiempo de recorrido en minutos

L, es la longitud del tramo de canal

v, es la velocidad media del flujo.

Para el presente análisis teniendo en cuenta de que toda la cuenca es urbana y que todas las escorrentías se dan sobre superficies en su mayoría impermeables, el tiempo de concentración se calculara con las expresiones presentadas considerando el recorrido de la gota de agua desde el inicio de la gota en el extremo aguas arriba hasta el punto final de la canalización, sin involucrar el tiempo de recorrido.

6.6 CAUDALES DE DISEÑO

Como se mencionó anteriormente, para la estimación de los caudales de diseño se empleará el método Racional.

$$Q = \frac{C * i * A}{360}$$

Para el Periodo de Retorno de 50 años el coeficiente de escorrentía estimado fue de 0.86 y para el caudal de chequeo correspondiente al Periodo de Retorno de 100 años fue de 0.88.

Para la estimación del Tiempo de Concentración se emplearán las ecuaciones descritas anteriormente y se adoptara el promedio de ellos excluyendo el valor máximo y el mínimo.

Cierre Cuenca: **CONFLUENCIA ARROYO LEON**
Area Cuenca: 158,684 m2
15.87 ha
Long. Cauce urbano: 1097 m

COTAS
Aguas arriba: 32.00 msnm
Aguas abajo: 21.00 msnm
Dif. Cotas: 11.00 msnm

Pendiente (S): 0.0100 m/m

Tiempo de Concentracion Tc
SCS: 74.86 min
Temez: 46.30 min
Giandiotti: 73.24 min
Kerby: 17.84 min
FAA: 37.76 min
Kirpich: 25.12 min
Prom(min): **45.61** min

Intensidad de Diseño
TR50: 110.34 mm/h
TR100: 119.27 mm/h

CAUDALES DE DISEÑO
TR50: **4.13** m3/s
TR100: **4.55** m3/s

TR (años)	COEFICIENTE C
5	0.78
10	0.81
20	0.83
25	0.84
50	0.86
100	0.88

Nota: *Una práctica común en la Hidrología Aplicada es utilizar el valor medio eliminando los valores extremos [CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R. Y MAYS, L.W. Applied Hydrology. New York , McGraw Hill. Cap 11-15.361-571.1988.] y [MAIDMENT, D.R. Handbook of hydrology. McGrawHill Inc. New York . 1993.]. Ver PAPER "ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN Y TIEMPO DE REZAGO EN LA CUENCA EXPERIMENTAL URBANA DE LA QUEBRADA SAN LUIS, MANIZALES por JORGE JULIANVELEZ UPEGUI y ADRIANABOTERO GUTIERREZ.*

AREA DE DRENAJE (Ha)	FACTOR DE REDUCCION
50-100	0.99
100-200	0.95
200-400	0.93
200-400	0.93
400-800	0.90
800-1600	0.88

7 DISEÑOS HIDRAULICOS TRAMO A CANALIZAR

En este capítulo se realizará el diseño o dimensionamiento hidráulico de todas las obras de drenaje necesarias para recolectar, transportar y entregar de manera segura las aguas lluvias que escurren por el cauce del arroyo “Los Ángeles 2”.

Para el correcto dimensionamiento hidráulico de las obras de drenaje se relacionan a continuación los principales criterios.

7.1 CRITERIOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DEL CANAL

En lo que respecta al dimensionamiento o diseño hidráulico de las secciones para la canalización, el diseñador simplemente calcula las dimensiones del canal con una fórmula de flujo uniforme y entonces decide las dimensiones finales sobre la base de eficiencia hidráulica, o reglas empíricas de la mejor sección, practicabilidad y economía.

Los factores a ser considerados para este diseño son: la clase de material que forma el cuerpo del canal, el cual determina el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima y máxima permitida, para efectos de evitar depósitos si el agua lleva limo o desperdicios y evitar erosión en la sección hidráulica respectivamente; la pendiente del fondo del canal y las pendientes laterales; el borde libre; la sección más eficiente, sea determinada hidráulicamente o empíricamente, y el radio mínimo en curvas.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

En la circulación de fluidos por diversos canales se ve afectada la velocidad debido a las fuerzas que ejercen las paredes del canal sobre dicho fluido. A esto se le conoce como perdidas en la circulación de un fluido. Puede estar dado por la textura del canal o por accesorios añadidos al sistema. La rugosidad de las paredes de los canales es función del material con que están construidos, el acabado de la construcción y el tiempo de uso. Los valores son determinados en mediciones tanto de laboratorio como en el campo.

VELOCIDAD MINIMA

Las aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los canales si el flujo tiene velocidades reducidas. Por lo tanto, debe disponerse de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Para esto se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,75 m/s para el caudal de diseño.

VELOCIDAD MAXIMA

Los valores máximos permisibles para la velocidad media dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados por el diseñador en términos de la resistencia a la abrasión del material, de las características abrasivas de las aguas lluvias y de la turbulencia del flujo. Valores típicos de velocidad máxima permisible para algunos materiales se presentan en la tabla D.4.8 del RAS-2000. Valores superiores requieren una justificación técnica.

TABLA D.4.8
Velocidades máximas permisibles

Tipo de material	V (m/s)
Ladrillo común	3,0
Ladrillo vitrificado y gres	5,0
Concreto	5,0
PVC	10,0

PENDIENTE DEL FONDO DEL CANAL

La pendiente de diseño está en función de las velocidades mínimas y máximas permisibles para efectos de tener condiciones de auto limpieza y evitar desgastes o abrasiones en el canal o revestimiento de este.

PENDIENTES LATERALES DEL CANAL

La inclinación de las paredes laterales de un canal depende de varios factores, pero en especial de la clase de terreno donde están alojados, la U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda un talud único de 1,5:1 para sus canales. Para canales revestidos en concreto poco profundos se recomienda un talud de 1:1 y para canales en concreto profundos se recomienda un talud de 1.5 horizontal por 1.0 vertical.

BORDE LIBRE

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie de agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen reboses por encima de los lados. No existe una regla universalmente aceptada para el borde libre, debido a que la acción de las ondas o las fluctuaciones en la superficie del agua en un canal pueden crearse por muchas causas incontrolables.

En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos del 5% a más del 30% de la profundidad del flujo. El Bureau recomienda que los estimativos preliminares del borde libre requerido bajo condiciones ordinarias se hagan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$BordeLibre = \sqrt{CY}$$

Dónde: *BordeLibre*: en pies.

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies3 / seg., y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies3/seg.

Y = Tirante del canal en pies

RADIO MINIMO EN CURVAS

Los niveles de agua, cuando se presentan curvas en canales, tienden a variar por efecto de la sobreelevación, con respecto al nivel medio del agua, que la fuerza centrífuga genera en la parte exterior de la curva mientras que es su parte interior aparece una depresión en el nivel del agua.

Los inconvenientes con estos cambios de elevación generados por las curvas en canales pueden ir desde socavaciones o deposiciones excesivas en estos puntos, si hablamos de canales no revestidos, hasta perturbaciones de estructuras hidráulicas, como compuertas o vertederos, ubicada aguas abajo de estas curvas, de igual manera no se puede perder de vista la posibilidad de desbordamiento del canal, por falta del borde libre.

Por lo tanto, para los efectos del diseño de canales, es importante en extremos reducir al mínimo el número de curvas o cambios de dirección en el alineamiento del canal.

Hay criterios generales que relacionan el radio de curvatura mínima con el tipo de régimen.

Tipo de Régimen	Radio Mínimo $R_{omín}$
Subcrítico	$Ro_{mín} = 3 \cdot B$
Supercrítico	$Ro_{mín} = \frac{4 \cdot V^2 \cdot B}{g \cdot y}$

Tabla No.8. Radio de giro mínimo recomendado en canalizaciones.

SOBREELEVACION EN CURVAS

cuando un flujo transcurre por canales curvos se generará un aumento de la profundidad a lo largo de las paredes de los canales exteriores con disminuciones correspondientes a lo largo de la parte interior de las paredes del respectivo canal.

La diferencia en las elevaciones de la superficie del agua entre la línea central del canal y la pared exterior se llama el peralte de flujo, lo cual se resume en una sobre elevación del flujo debido a la curvatura del canal y a la fuerza centrífuga.

En el texto de Hidráulica Aplicada de Ven Te Chow, pagina 438, se presentan tres ecuaciones para la estimación de la sobreelevación en curvas, poniendo de manifiesto que la ecuación que da mejores resultados es.

$$\Delta h = \frac{V^2}{g}\left[\frac{20}{3}\frac{R}{b} - 16\frac{R^3}{b^3} + \left(\frac{4R^2}{b^2} - 1\right)^2 * \ln\frac{2R+b}{2R-b}\right]$$

Donde:

Δh: Aumento de la lámina de agua entre la línea central del canal y la pared exterior.

v= Velocidad media canal, m/s
b= Ancho del canal, m
g: Aceleración de la gravedad, m/s²
R: Radio de curvatura en la línea central, m

Esta expresión fue propuesta por Woodward mediante la aplicación de la segunda Ley de Newton, quien supuso que la velocidad es cero en las bancas y tiene un valor máximo en el centro, que varía entre dichos valores de acuerdo con una curva parabólica.

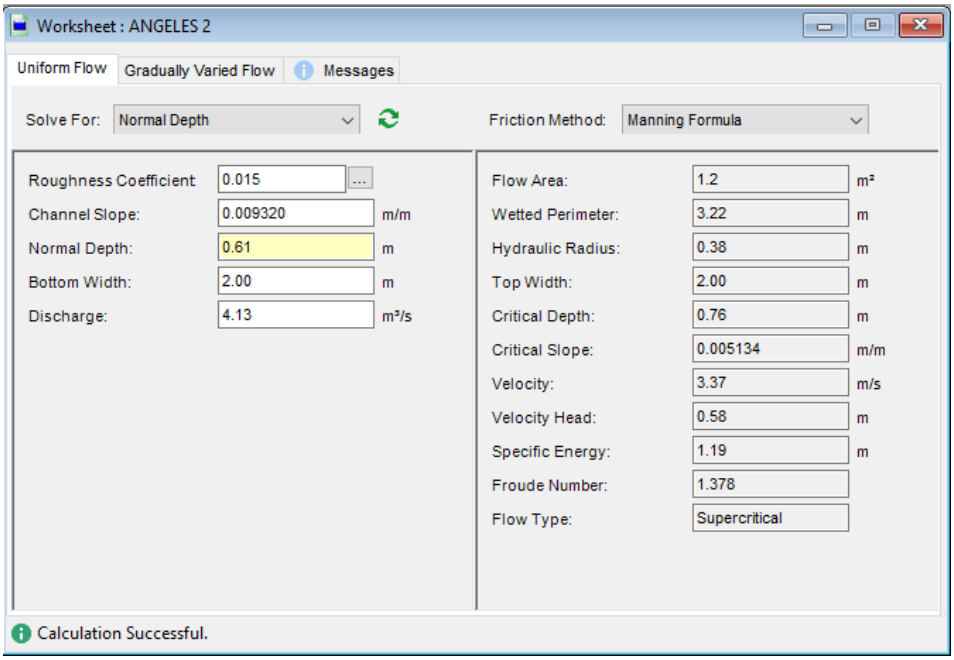
7.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

Para la modelación hidráulica como datos de entrada, se requiere definir o estimar previamente las secciones de diseño, para lo cual se emplea el software Flowmaster el calcula caudales, velocidades del agua, profundidades y presiones, basado en las fórmulas más conocidas: la fórmula de Manning, la fórmula de Darcy-Weisbach, la fórmula de Kutter y la fórmula de Hazen-Williams, y como datos de entrada se cuenta con los caudales obtenidos en el estudio hidrológico, la pendiente de fondo la cual se define con el perfil del eje del cauce natural existente y las cotas de los boxes de empalme ubicados aguas arriba y aguas abajo, y para el coeficiente de rugosidad de Manning se adopta para concreto el valor de 0.015.

Bajo condiciones actuales el fondo del cauce aguas arriba parte prácticamente del nivel de la rasante de la intersección de la calle 115 con carrera 14, pero para su canalización se debe garantizar que la cota corona de los muros coincida con el nivel de terreno, por lo que en este punto se descenderá el fondo y la entrada será por medio de gradas. Así mismo en el punto de confluencia con el arroyo León se proponen gradas de manera que el fondo del canal quede por encima del fondo del cauce del arroyo y así poder garantizar que no se presentaran represamientos o remansos que puedan redundar en posibles inundaciones en el tramo a canalizar.

Se define el eje de la canalización y elabora el perfil longitudinal con las consideraciones anteriores, estimándose una pendiente de 0.932%. Para definir la sección se tendrá en

cuenta el ancho y profundidad media del cauce existente, el caudal de diseño correspondiente al periodo de diseño de 50 años, procurando que la altura de la sección incluido el borde libre no sobrepase los 1.20 m que es la altura promedio que se observa en el perfil entre el fondo de diseño y las márgenes actuales del arroyo.



Para un ancho de base de 2.0 m se obtiene una altura de 0.61 m, este ancho se adopta teniendo en cuenta lo observado en campo donde se evidencio acumulación de basuras en el tramo que se desplaza entre patios, de manera que se puedan facilitar las labores periódicas de limpieza, pero en la eventualidad de que se presente un evento extremo de precipitación sin previa limpieza se recomienda una altura de 1.20 m.

Definidas las secciones se verifica el comportamiento de estas a flujo gradualmente variado mediante la utilización del software HEC-RAS.

7.3 MODELACION HIDRAULICA CON HEC RAS

El programa Hec-Ras es un modelo hidráulico unidimensional creado por la USACE (United States Army Corps of Engineers), de libre distribución que se puede descargar directamente desde la web. Este modelo simula la hidráulica del flujo para canales de cualquier tipo de sección transversal bajo flujo gradualmente variado, trabajando de acuerdo con la ecuación de Bernoulli.

El modelo se alimenta con datos geométricos y de caudales. Los datos geométricos fundamentales son las diversas secciones transversales a lo largo del cauce o cauces considerados, las cuales se introducen mediante la cota de varios puntos, permitiendo con una distancia conocida calcular la pendiente de dicho tramo. En lo que respecta al caudal este puede ser constante o variable en el tiempo.

Para los datos de entrada se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos.

- El predimensionamiento realizado anteriormente.
- Para efectos de tener en cuenta los procesos constructivos y números de usos de formaletas se adopta un valor de coeficiente de Manning de 0.015.
- El trazado del eje de la canalización se ajustó lo mas posible al eje del cauce actual para efectos de no tener que intervenir en predios privados por lo que los radios de giros de la canalización se tuvieron que ajustar a los espacios y anchos disponibles. El flujo que se presentara en el tramo canalizado según el predimensionamiento es supercrítico, (F=1.378), y según la recomendación el radio mínimo a emplear seria:

$$Ro_{mín} = \frac{4 \cdot V^2 \cdot B}{g \cdot y}$$

  El ancho base adoptado es de 2.0 m con el que se obtuvo un tirante de 0.61 m y velocidad de 3.37 m/s y considerando que g es 9.81 m/s, se obtiene un valor de radio mínimo de 15.18 m, pero al realizar el trazado en planta, al tener poco espacio para el desarrollo de las curvas se trazan radios de 10 m, por lo que se

realizará el chequeo de la sobreelevación y se verificará que la suma del tirante de agua (y) mas ésta (Δy) no superen al altura de diseño adoptada.

$$\Delta y = \frac{3.37^2}{9.81}\left[\frac{20*10}{3*2}\right]\left[16\frac{10^3}{2^3}\right]\left(\frac{4*10^2}{2^2}-1\right)^2 * ln\left(\frac{2*10+2}{2*10-2}\right) = 0.124m$$

Se estima entonces una sobreelevación para el radio de 10 m de 12.4 cms, que sumada a la profundidad normal obtenida del predimensionamiento (0.61 m), refleja una altura máxima en el borde exterior de la curva de 0.734 m, valor inferior a 1.20 m, por lo que los radios de giro de la canalización pueden ser de 10 m.

- Los ejes de las canalizaciones se incorporan al modelo en el sistema coordenado y altitudinal suministrado por la topografía.
- Como se mencionó anteriormente el flujo que se presenta es supercrítico, por lo que la modelación se realizara de aguas arriba hacia aguas abajo.

La siguiente figura presenta la planta incorporada al modelo HEC-RAS

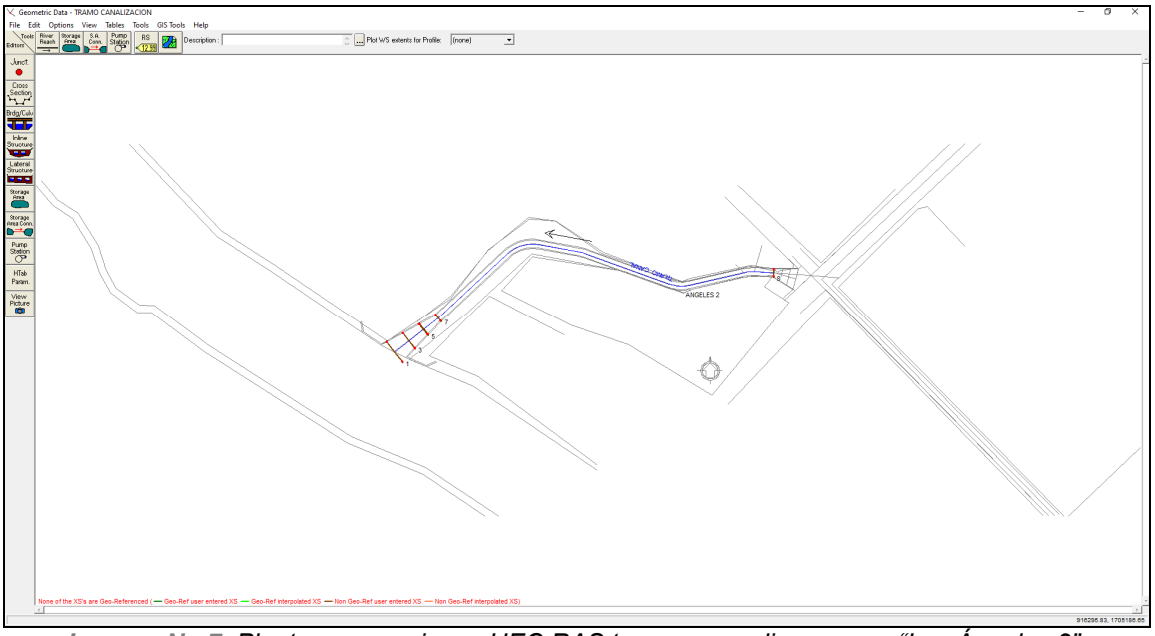
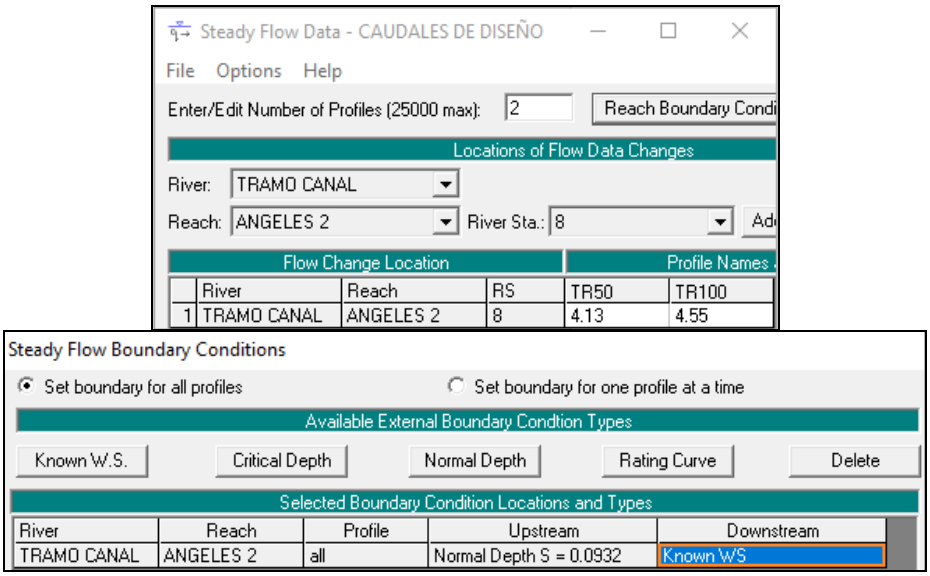


Imagen No 7. Planta con secciones HEC RAS tramo a canalizar arroyo "Los Ángeles 2".

Se incorporan todas las secciones hidráulicas del tramo a canalizar y las existentes contiguas al este tramo tanto aguas arriba como aguas abajo, e igualmente se introducen los caudales de diseño para los periodos de retorno de 50 y 100 años en las secciones correspondientes, lo cuales se presentan en la siguiente figura.



En las siguientes imágenes se muestran los resultados de la modelación.

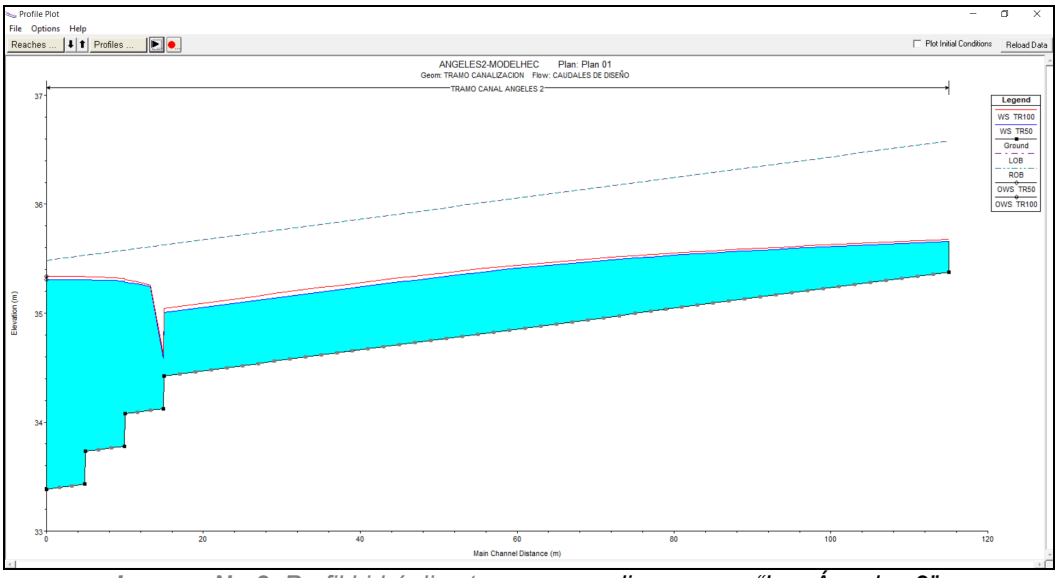


Imagen No 8. *Perfil hidráulico tramo* ***a canalizar arroyo “Los Ángeles 2”.***

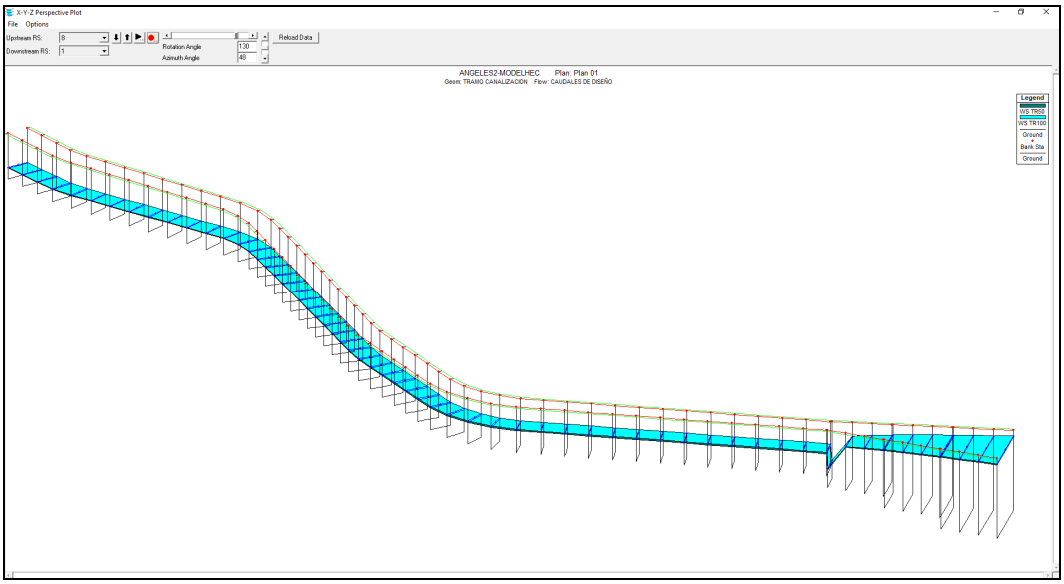


Imagen No 9. *Isométrico punto de confluencia al arroyo* ***León.***

Como se ha mencionado, el arroyo "Los Ángeles 2" entrega sus aguas al arroyo León, cuyo cauce tiene una extensión total de 24.7 km, y recoge una gran área de drenaje de 100.36 km^2, área bastante grande donde la probabilidad de que se presente un evento extremo de precipitación en toda su extensión es muy baja, pero para el presente análisis se considerara esta ocurrencia; basado en el estudio "*Revisión de la Zonificación, Mejoramiento de Escala (1:25.000) Y el Abordaje al Tema de Susceptibilidad de Amenazas y Vulnerabilidad, como Avance en el Ajuste al Plan de Ordenamiento de la Cuenca Hidrográfica Ciénaga de Mallorquín y los Arroyos Grande Y León*", desarrollado en el año 2015 por la "Corporación Autónoma Regional del Atlántico CRA y el Consorcio Pomca Mallorquín, y en el cierre de cuenca de este arroyo a la altura de la confluencia del arroyo en estudio se obtienen caudales aproximados para los periodos de Retorno de 50 y 100 años de 135 y 138 m3/s, y con la sección del arroyo León tomada de la topografía realizada para el presente estudio, se obtienen niveles máximos de 35.31 y 35.34 msnm, valores que fueron ingresados como control al modelo en el extremo aguas abajo, razón por la cual se observa en el isométrico anterior niveles altos a la entrega del caño en el arroyo León.

En la siguiente imagen se muestran las secciones resultantes de la modelación para los periodos de retorno de 50 y 100 años.

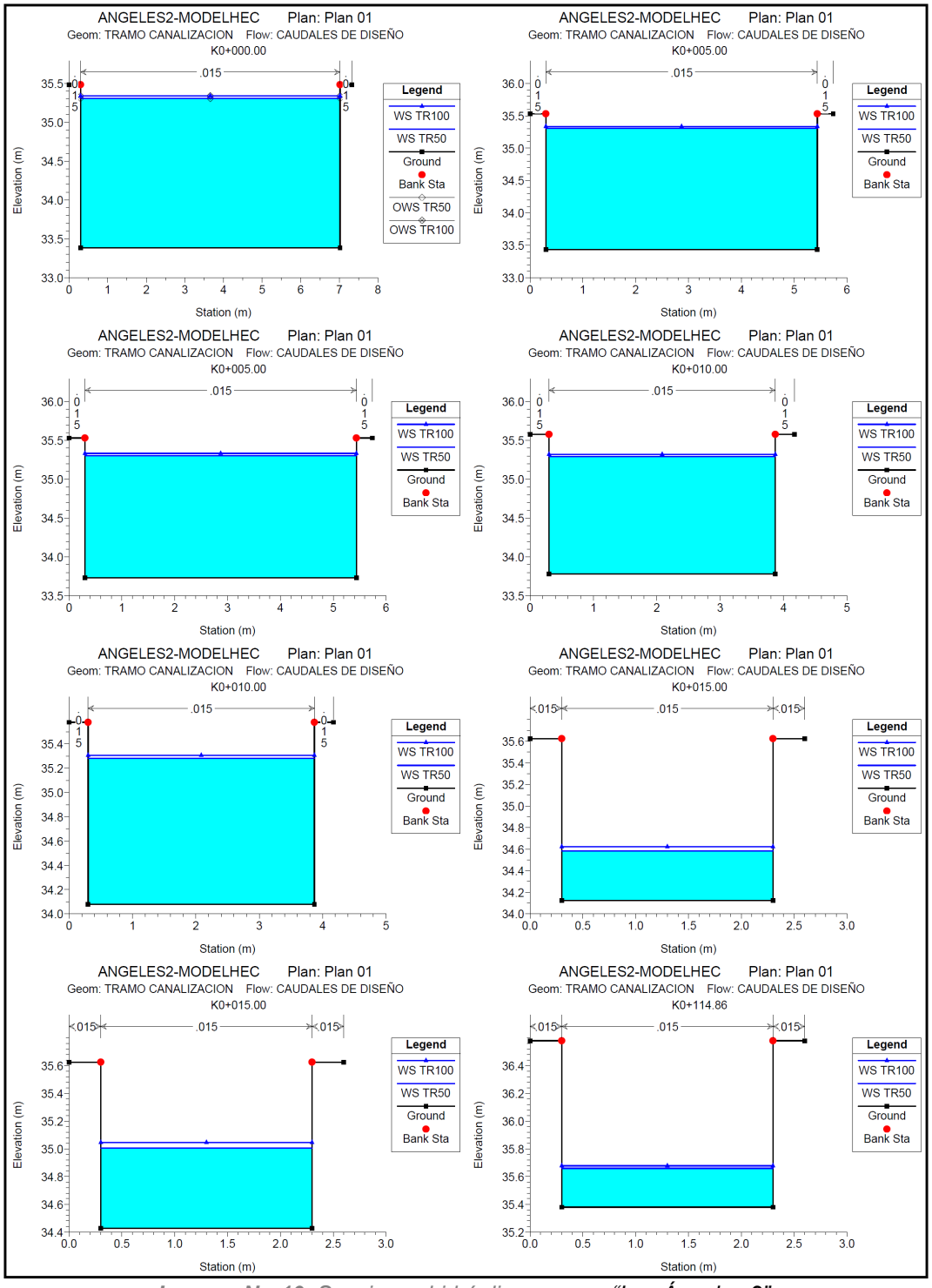
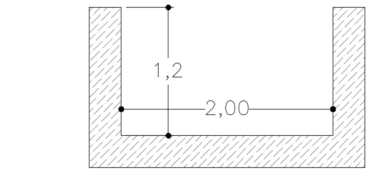


Imagen No 10. *Secciones hidráulicas* ***arroyo "Los Ángeles 2".***

Como se puede observar las secciones adoptadas presentan un buen comportamiento hidráulico, sin que lleguen a generarse represamientos, remansos e inundaciones en el tramo a canalizar.

El tramo modelado se realizó con sección a canal abierto o flujo libre, dado que el arroyo se desplaza entre patios se recomienda dejarlo abierto. Las secciones propuestas son las siguientes:



CANAL ABIERTO B=2.00 H=1.20m L=102.26m
ENTRE ABSCISAS K0+015.00–K0+117.26

7.4 ESTRUCTURA HIDRAULICA DE ENTRADA

Como estructura hidraulica de entrada se propone un vertedero escalonado los cuales varían el regimen de escurrimiento de acuerdo, principalmente, a la geometría del mismo y a los rangos de caudale caracteristicos a los que se encuentra sometido.

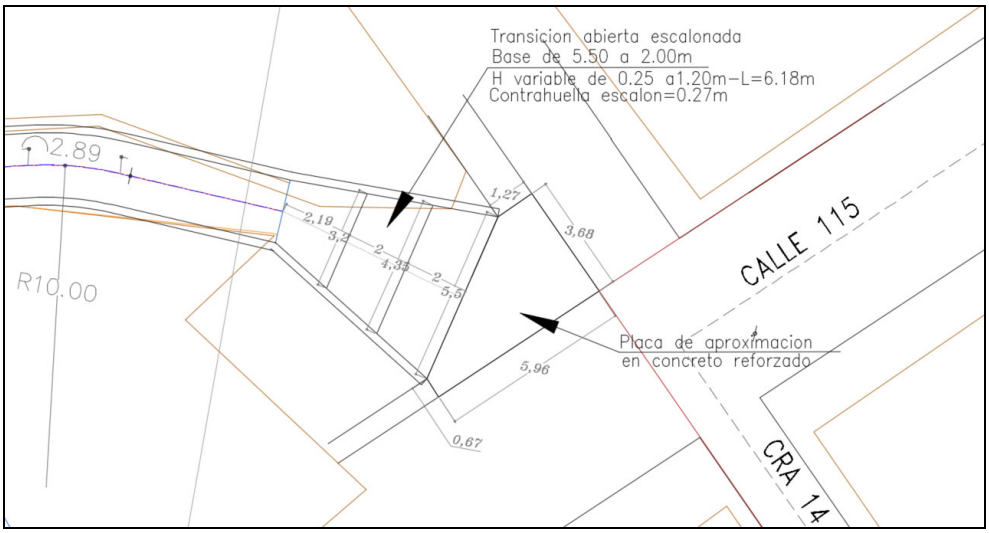
Dependiendo de la geometria del escalon y del caudal circulante se pueden encontrar distintos tipos de flujos sobre el vertedero escalonado. Se distinguen tres tipos de flujos: el flujo escalón a escalón que ocurre para bajos valores de caudal unitario e inclinacion y el flujo rasante que se establece, fijado en la pendiente, para mayores caudales. Para caudales intermedios se identificó un flujo entre el flujo escalón a escalón y el flujo rasante, conocido como flujo de transición.

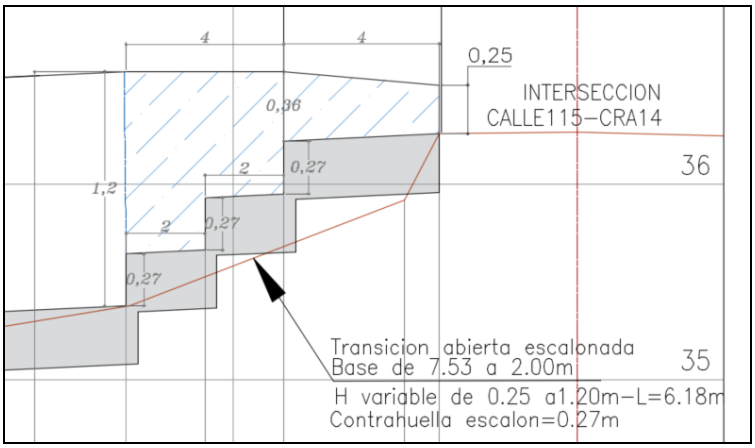
Chanson (1994) propuso una expresion para el maximo caudal en que ocurre el resalto hidráulico totalmente desarrollado, en funcion de la altura y la longitud de los escalones.

$$\frac{y_c}{h} < 0.0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276}$$

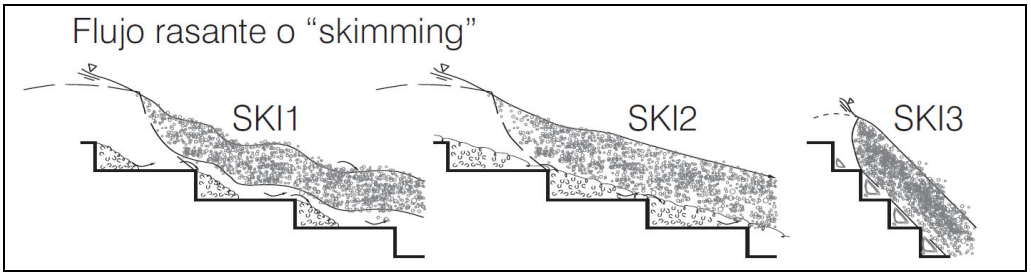
Donde y_c es la profundidad crítica, *h* la altura o contrahuella del peldaño, y *l* la longitud de la huella del escalón.

La geometría de los escalones se ajusta al espacio disponible a la entrada del cauce, la cual se presenta en la siguiente imagen.



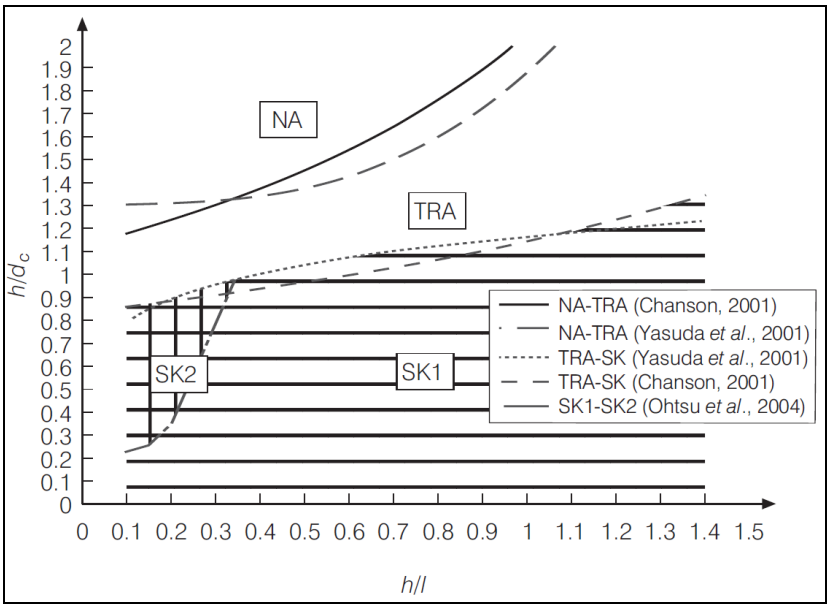


Con las dimensiones adoptadas de h=0.27 m y *l*=2.0 m se verifica si ocurre resalto hidráulico, obteniedose un h_c o y_c de 0.32 m, que representa, con el mayor ancho de base de escalon, un caudal máximo de 2.50 m3/s para que se forme resalto, y el caudal de diseño es 4.13 m3/s, por lo que para el periodo de diseño de 50 años no se forma resalto, presentandose entonces un flujo rasante, el cual resbala de manera coherente sobre el pseudo-fondo formado por los vértices de los escalones (ver ilustración). Debajo de la corriente principal del flujo, en las cavidades formadas por los escalones, se observan vórtices de flujo recirculante (Chamani y Rajaratnam, 1994). Dichos vórtices se mantienen debido a la transmisión de esfuerzo cortante con la corriente principal del flujo y contribuyen de manera importante a la disipación de energía (González y Chanson, 2004).



Chanson (1997) propuso tres subdivisiones para el flujo rasante con base en las características de los vórtices debajo de la corriente principal del flujo. Ohtsu et al. (2004) presentaron otra clasificación muy similar con base en el comportamiento de la superficie libre del flujo. Dichos estudios establecen que en canales con pendiente baja a moderada ($5^o < q < 22^o$) se presentan dos subtipos de flujo rasante: flujo SK1 para gastos pequeños y flujo SK2 para gastos mayores. Para canales de mayor pendiente ($q > 22^o$) se presenta el flujo SK3.

El tipo de flujo sobre canales escalonados es función del gasto de operación y de la geometría de los escalones. Chanson (2002) y Yasuda et al. (2001) recomendaron límites para predecir los tipos de flujo en canales escalonados (ilustración 6). Ohtsu et al. (2004) propusieron un criterio que permite predecir el límite entre los subtipos SK1 y SK2 en canales con pendientes entre 5.7 y 19º. Éste también se incluye en la ilustración 6.



Con las dimensiones adoptadas se obtiene un h/l de 0.134 y un h/dc de 0.84 que enmarcan la caida escalonada en un SK2, donde el flujo escurre paralelo al pseudo-fondo formado por los escalones, siendo flujo supercritico.