



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

ESTUDIO HIDROLÓGICO CUENCA ALTAVISTA

Autor

Luis Sebastian Cano Serna

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela ambiental

Medellín, Antioquia Colombia

2020



Estudio hidrológico cuenca Altavista

Luis Sebastian Cano Serna

Informe de práctica o monografía o investigación o tesis o trabajo de grado como requisito para optar al título de:

Ingeniero Civil

Asesores (a) o Director(a) o Co- Directores(a).

Derly Estefanny Gómez García

Ingeniera Civil

Alejandro Ospina Trujillo

Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela ambiental

Medellín, Antioquia, Colombia

2020.

Contenido

1. Resumen.....	5
2. Introducción.....	5
3. Objetivos	6
3.1. Objetivo general	6
3.2. Objetivo específico.....	6
4. Marco teórico	6
4.1. Información climatológica	6
4.2. Tiempo de concentración (Tc).....	6
4.3. Cálculo de la intensidad de precipitación	8
4.4. Distribución temporal de la lluvia.....	8
4.5. Pérdidas hidrológicas	9
4.6. Numero de curva	10
4.7. Método Racional modificado de Témez	10
4.8. Método de regionalización del HIMAT	12
4.9. Hidrogramas unitarios.....	12
4.10. Hidrograma unitario sintético SCS.....	13
4.11. Hidrograma unitario sintético de Snyder.....	14
4.12. Hidrograma unitario sintético de CLARK.	15
5. Metodología	16
6. Resultados y análisis	18
6.1. Trazado de polígonos de Thiessen y cuenca.....	18
6.2. Caracterización del régimen de precipitación.....	19
6.3. Tiempo de concentración.....	21
6.4. Precipitación máxima anual en 24 horas.....	22
6.5. Intensidad de diseño	23
6.6. Distribución temporal de la lluvia.....	24
6.7. Perdidas hidrológicas y número de curva CN.....	24
6.8. Método racional modificado Témez.....	28
6.9. Método de regionalización del HIMAT	28
6.10. Método hidrograma unitario sintético SCS	28

6.11.	Método hidrograma unitario sintético Snyder	29
6.12.	Método hidrograma unitario sintético Clark.....	29
6.13.	Caudal de diseño.	30
7.	Conclusiones.	33
8.	Referencias Bibliográficas.	34
9.	Visto bueno asesor interno y externo.....	35

1. Resumen

Sobre la quebrada Altavista actualmente existe un puente en estructura metálica el cual permite el paso de los peatones, debido a la antigüedad y deterioro de la estructura del puente, se concluyó que ya cumplió su vida útil y que no garantiza la seguridad de los peatones.

Con el fin de mejorar la calidad de vida de la comunidad en cuanto a movilidad y debido a las deficientes condiciones del puente peatonal en la carrera 81B # 19 B sobre la quebrada Altavista en el barrio Belén La Gloria, se propone construir un nuevo puente sobre la canalización de la quebrada Altavista.

Uno de los principales factores que inciden en el dimensionamiento de un puente son las condiciones hidrológicas en el área de influencia del proyecto, debido a que la quebrada Altavista no cuenta con instrumentos de medición de caudales, se analizó los datos de precipitación de las estaciones del IDEAM, por medio de diferentes metodológicas de lluvia escorrentía con las cuales se halló el caudal de diseño en el sitio de interés.

2. Introducción

La quebrada Altavista se encuentra canalizada en el sector urbano del municipio de Medellín hasta desembocar en el Río Medellín, para garantizar la movilidad de las personas se han construido diferentes puentes peatonales y vehiculares que permiten el tránsito de la comunidad sobre dicha quebrada.

En la carrera 81B # 19B sobre la quebrada Altavista se encuentra un puente peatonal en estructura metálica en condiciones muy deficientes, además el puente no permite el paso de personas con discapacidad física, y no cumple con ningún tipo de normatividad vigente, como lo es el código colombiano de puentes 2014 y el manual de espacio público de Medellín del 2017. Debido a que no existen registros de los estudios y diseños del canal de la quebrada Altavista y del puente peatonal, se hizo un estudio hidrológico de la cuenca Altavista hasta el sitio de interés para a futuro elaborar los diseños hidráulicos y los diseños estructurales de un nuevo puente peatonal con el fin de garantizar la movilidad y seguridad de los transeúntes.

Para seleccionar el caudal de diseño se utilizaron 5 metodologías de lluvia escorrentía: método racional modificado de Témez, método

regionalización de HIMAT, método del hidrograma unitario SCS, método del hidrograma unitario Clark y el método del hidrograma unitario Snyder.

3. Objetivos

3.1. Objetivo general

Realizar el estudio hidrológico de la quebrada Altavista

3.2. Objetivo específico

- Revisar literatura y normativas relacionadas con la temática
- Analizar información hidrometeorológica y cartográfica cercana a la zona de estudio
- Determinar los caudales máximos instantáneos para la quebrada Altavista en el punto de cruce con el puente peatonal mediante diferentes metodologías, para los periodos de retorno 2.33, 5, 10, 25, 50, 100

4. Marco teórico

4.1. Información climatológica

Para determinar la incidencia de las estaciones hidrometeorológicas en la cuenca, se recopiló la información de las estaciones hidrometeorológicas de la zona operadas por el IDEAM, con el fin de trazar polígonos de Thiessen y determinar cuáles de ellas inciden propiamente sobre la cuenca

4.2. Tiempo de concentración (Tc)

Para la modelación hidrológica se utilizaron modelos precipitación escorrentía que requieren el cálculo del tiempo de concentración. Se define como el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la distancia desde la parte superior de la cuenca hasta el sitio de proyecto. Para el cálculo del tiempo de concentración que define la intensidad de diseño, se emplearon las siguientes ecuaciones descritas en el Manual de Drenaje para Carreteras [1]. La duración de la cuenca se hace igual al tiempo de concentración de la cuenca, pues en esta duración toda el área de la cuenca está aportando caudal escorrentía, por esto es de esperar en este tiempo se presenten los máximos caudales.

Tabla 1. Metodologías tiempo de concentración (Tc)

Método	Ecuación	Parámetros
Kirpich	$T_c = 0.06628 * \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$	L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m)
Témez	$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$	L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m)
Johnstone y Cross	$T_c = 2.6 * \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.5}$	L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/Km)
Giandotti	$T_c = \frac{4 * A^{0.5} + 1.50 * L}{25.3 * (L * S)^{0.5}}$	A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados (km ²) L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m)
V.T. Chow	$T_c = 0.273 * \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$	L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m)
C.ING ejercito EEUU	$T_c = 0.28 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$	L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km). S: Pendiente entre elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m)

4.3. Cálculo de la intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación es básicamente la altura de la lámina de agua lluvia en determinado tiempo. Para hallar la intensidad de precipitación se utilizó la metodología de Vargas y Diaz-Granados, la cual para la región Andina tiene la siguiente expresión matemática [2].

$$I = 0,94 * \left(\frac{T^{0.18}}{d^{0.66}} \right) * M^{0.83}$$

Donde:

I: Intensidad (mm/h).

T: Período de retorno (años).

d: Duración igual al tiempo de concentración (horas).

M: Promedio anual de la precipitación máxima anual (mm).

4.4. Distribución temporal de la lluvia

Para la distribución temporal de la lluvia se utilizó el diagrama elaborado por Huff (1967) imagen 1, con una probabilidad de excedencia del 50%, con incrementos en el tiempo de 7.7%.

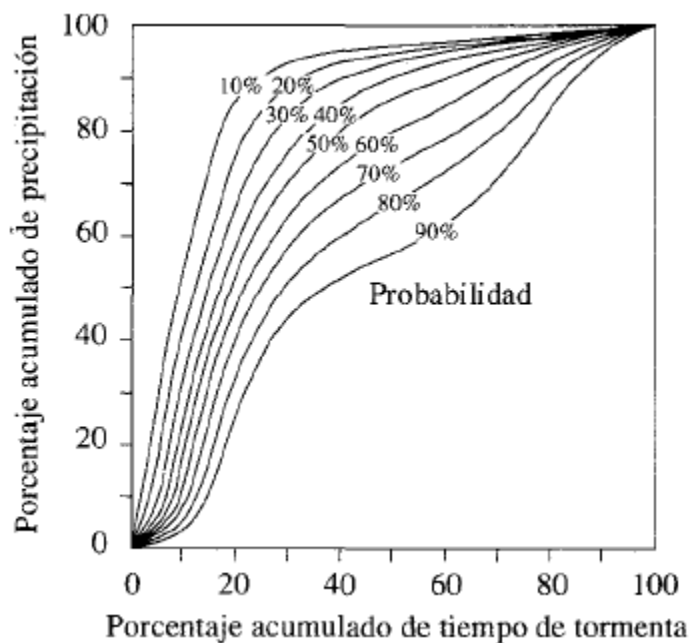


Imagen 1. Diagrama de Huff [3].

4.5. Pérdidas hidrológicas

Debido a que el suelo tiene una capacidad de infiltración, es necesario saber cuál es la cantidad real de lluvia o precipitación efectiva que produce caudal escorrentía directo y corresponde a la precipitación total menos las pérdidas hidrológicas.

Para este estudio se usó la metodología del Soil Conservation Service (SCS) [1], donde las pérdidas hidrológicas dependen del uso del suelo y de su condición hidrológica, estas condiciones dependen directamente de la cobertura, humedad antecedente relacionada con la lluvia en la cuenca durante los cinco días precedentes y permeabilidad del suelo.

La precipitación efectiva por el método del SCS se estima a partir de la precipitación total acumulada, así:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Donde:

Pe: Precipitación efectiva(mm).

P: Precipitación máxima para el periodo de retorno considerado (mm).

I_a : Abstracción inicial (mm). Tras la evaluación empírica en numerosas cuencas se determina el valor de la abstracción inicial como sigue:

$$I_a = 0.2 * S$$

Con base en esto, la ecuación de la precipitación efectiva queda:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S}$$

En la que P y S están expresados en pulgadas. Esta fórmula es válida para $P \geq 0.2S$; si $(P - 0.2S) \leq 0$, entonces $P_e = 0$.

Siendo S (mm) la máxima retención potencial calculada de la siguiente forma:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde CN es el llamado número de curva que depende de todos los factores enunciados anteriormente y se obtiene de tablas. Si en la cuenca existen diferentes usos del suelo, el valor de CN se pondera por el factor área.

4.6. Numero de curva

El intervalo del número de curva es desde 0 a 100 y es función de la textura, la cobertura, tipo de tratamiento superficial que éste presente, de su condición hidrológica y los antecedentes de humedad del suelo que pueda relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores [1].

Los suelos son clasificados hidrológicamente en cuatro grupos según su potencial de escorrentía:

- Grupo A bajo potencial de escorrentía. Suelos con gran infiltración, aunque estén saturados, suelos profundos bien drenados (arenas o gravas).
- Grupo B tasas de infiltración moderadas en suelos saturados. Suelos moderadamente profundos bien drenados con texturas finas a medianas.
- Grupo C moderadamente alto potencial de escorrentía. Suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados con capas que impiden movimiento vertical. Texturas medio finas a finas.
- Grupo D Alto potencial de escorrentía. Suelos con muy baja capacidad de infiltración generalmente son suelos arcillosos expansivos con nivel freático alto o poco espesor o con materiales casi impermeables.

La humedad antecedente del suelo está definida en tres grupos [1]:

- AMC-I: Para suelos secos 0 - 36 mm
- AMC-II: Para suelo intermedios 36.1 - 52.5 mm
- AMC-III: Para suelos húmedos más de 52.5mm

4.7. Método Racional modificado de Témez

Esta metodología se basa en el método racional, aplicable a pequeñas cuencas, pero con una serie de modificaciones que amplían su rango de validez hasta los 3000 km². El método racional supone que el caudal máximo es el generado por la lluvia de duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

La expresión empleada por el Método Racional Modificado de Témez es la siguiente [4]:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6} * K$$

Donde:

Q = Caudal correspondiente al periodo de diseño seleccionado (m³/s).

I = Intensidad de la precipitación correspondiente al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h).

A = Área de drenaje (km²)

C = Coeficiente de escorrentía del suelo que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca, de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño y del periodo de retorno de diseño.

$$C = \frac{(P_d' - P_0) * (P_d' + 23P_0)}{(P_d' - 11P_0)^2}$$

$$P_d' = P_d * K_a$$

$$K_a = 1 \quad \text{-----} \quad A(\text{área}) < 1\text{km}^2$$

$$K_a = 1 - \frac{\log(A)}{15} \quad \text{-----} \quad 1\text{km}^2 < A(\text{área}) < 3000\text{km}^2$$

Donde:

- P_d: Precipitación máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno específico, en milímetros (mm)
- P_d': Precipitación corregida máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno específico, en milímetros (mm)
- A: Área en km²
- P₀: Parámetro que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño, en milímetros (mm). P₀ se obtiene a partir de la siguiente ecuación que lo relaciona con el número de curva CN, del método de Soil Conservation Service. Los valores de CN se obtienen de las tablas 2.15, 2.16 y 2.17 del *Manual de Drenaje para carreteras* de INVIAS

$$P_0 = \frac{5080 - 50.8CN}{CN}$$

K = Coeficiente de uniformidad de la cuenca, es función del tiempo de concentración y tiene en cuenta el error introducido en la hipótesis de uniformidad temporal de la precipitación a medida que crece el tamaño de la cuenca. Se determina mediante la siguiente fórmula:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

4.8. Método de regionalización del HIMAT

El método de regionalización del HIMAT establece para la zona 7 correspondiente al Alto Cauca la siguiente tabla de frecuencia regional [5].

Tabla 2. Curva de frecuencia regional método HIMAT.

Q _{2,33} m3/s	Q ₅ m3/s	Q ₁₀ m3/s	Q ₂₅ m3/s	Q ₅₀ m3/s	Q ₁₀₀ m3/s	Q ₂₀₀ m3/s	Q ₅₀₀ m3/s
1.000	1.236	1.429	1.672	1.854	2.032	2.232	2.482

Para esta misma región, esta metodología, calcula el caudal índice Q_{2,33} como:

$$Q_{2.33} = 6.06 * A^{0.54}$$

4.9. Hidrogramas unitarios

Los hidrogramas unitarios se pueden definir como el hidrograma de escorrentía directa que resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica [6]. En general, estos modelos relacionan las características principales del hidrograma unitario como caudal pico, tiempo al pico, tiempo base, con características morfométricas de la cuenca. Cuando se conoce el hietograma de precipitación efectiva y el hidrograma unitario de igual duración, el hidrograma unitario respectivo se puede calcular realizando la convolución de esa precipitación efectiva con el hidrograma unitario. El caudal máximo para determinado periodo de retorno se calcula con la convolución de la precipitación efectiva de ese

periodo de retorno y se asume que el pico del hidrograma de escorrentía directa representa el caudal máximo para ese periodo de retorno.

Para realizar el análisis hidrológico de la cuenca, utilizando las metodologías de hidrogramas unitarios sintéticos se alimentó el programa HEC-HMS con los parámetros morfométricos, las precipitaciones y demás parámetros requeridos por cada método, utilizando el método de pérdidas del SCS.

4.10. Hidrograma unitario sintético SCS

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógrafas reales, correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios de los Estados Unidos [6]. La duración de la lluvia de diseño se establece según el criterio del SCS, en $0,133T_c$; el valor del tiempo de rezago para este hidrograma puede calcularse como $0,60T_c$. A continuación, se describen los principales componentes de dicho hidrograma.

El caudal pico (U_p) en pies cúbicos por segundo por pulgada ($\text{pie}^3/\text{s}/\text{pul}$) se puede calcular como [6]:

$$U_p = \frac{484 * A}{T_p}$$

Donde U_p es el caudal pico correspondiente a un Hidrograma Unitario, A es el área de la cuenca en millas cuadradas y T_p es el tiempo al pico en horas.

El tiempo de rezago (T_R), definido como el tiempo en horas desde el centroide del hidrograma de la precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario, se puede calcular como:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8} * (S + 1)^{0.7}}{1900 * S_c^{0.5}}$$

Donde L_c es la longitud del canal principal en pies, S_c es la pendiente promedio de la cuenca en porcentaje y S es el factor de retención o almacenamiento en pulgadas descrito en el numeral 4.5. El T_R también se puede tomar como el 60% del tiempo de concentración de la cuenca [6].

El tiempo al pico (T_p) se estima como

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

Donde T es la duración de la lluvia efectiva (horas) y T_R el tiempo de rezago (horas). La duración T de la precipitación efectiva para la cual se construye el hidrograma unitario se puede tomar como

$$T = 0.133T_C$$

4.11. Hidrograma unitario sintético de Snyder

El modelo de Snyder fue desarrollado a partir de una serie de estudios sobre cuencas cuyas áreas oscilan en un rango de entre 10 y 10000 millas cuadradas en los Montes Apalaches de Estados Unidos [6]. Donde el tiempo de rezago T_R y el tiempo al pico se determina igual que en el apartado 4.10 del hidrograma unitario sintético SCS.

La **duración de la lluvia efectiva (t_s)** en horas está dada por:

$$t_s = \frac{T_R}{5.5}$$

El **caudal pico (u_p)** del hidrograma unitario en $\text{pie}^3/\text{s.mi}^2$, está dado por:

$$u_p = C_P \frac{640}{T_R}$$

El coeficiente C_P depende de la topografía de la cuenca variando entre 0.5 y 0.8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0.8 [6]. Debido a que en la práctica es difícil que la duración efectiva de la lluvia corresponde a la establecida en el modelo la ecuación para hallar el caudal pico queda de la siguiente manera.

$$U_P = C_P \frac{640}{[T_R + (T - t_s)/4]}$$

En donde T es la duración (en horas) de la precipitación efectiva a la cual se le va a calcular el Hidrograma Unitario Sintético. Una vez obtenido el caudal pico por unidad de área de la cuenca, **el caudal pico total** se obtiene como:

$$U_P = u_p * A$$

Donde U_p es el caudal pico del hidrograma unitario sintético en $\text{pie}^3/\text{s}/\text{pul}$, A es el área de la cuenca en millas cuadradas.

El Cuerpo de Ingenieros de los EE. UU, introdujo después de los estudios de Snyder dos ecuaciones adicionales a este modelo, con el objeto de obtener otros cuatro puntos del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder, que facilitan su definición. Estas ecuaciones son [6]:

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1.08}} \quad W_{75} = \frac{440}{u_p^{1.08}}$$

Donde:

U_p : representa el caudal al pico por unidad de área (ft³/s mi²)

W_{50} : intervalo de tiempo (horas) correspondientes al 50% del caudal al pico

W_{75} : intervalo de tiempo (horas) correspondientes al 75% del caudal al pico.

4.12. Hidrograma unitario sintético de CLARK.

El hidrograma unitario de Clark se basa en un principio de almacenamiento de agua a corto plazo dentro de una cuenca hidrográfica, partiendo de la ecuación de continuidad [7].

$$\frac{d_s}{d_t} = I_t - O_t$$

Donde:

- ds/dt : Tasa de cambio del almacenamiento en un tiempo t
- I_t : Flujo de entrada promedio en el tiempo t
- O_t : Flujo de salida promedio en el tiempo t

El almacenamiento de agua en un tiempo t está relacionado con el caudal de salida mediante la siguiente relación lineal con el

$$S_t = R * O_t$$

Donde,

- S_t : Almacenamiento de la cuenca en el tiempo t .
- R : Coeficiente de almacenamiento de la cuenca.
- O_t : Flujo de salida de la cuenca en el tiempo t .

La metodología regionalizada con la cual se estimaron los parámetros R fue implementada en el estado de Illinois, Estados Unidos [8]. Esta metodología utilizó el análisis de regresión múltiple lineal para cada cuenca con los logaritmos del área de la cuenca, pendiente y longitud del canal. Las

ecuaciones regionalizadas se expresan a continuación:

$$R = 16.4L^{0.342}S^{-0.790}$$

Donde:

L: es la longitud del cauce expresado en millas.

S: es la pendiente del canal determinado por las elevaciones de los puntos que representan entre el 10% y el 85% de la distancia a lo largo del canal, expresado en pies/millas.

5. Metodología

Inicialmente se realizó una revisión de la literatura y de los documentos normativos relacionados con los estudios hidrológicos, para este caso se estudiará el manual de drenaje para carreteras del INVIAS, las directrices AMVA, los libros de hidrología aplicada Ven Te Chow, Hidrología en la ingeniería de Germán Monsalve, entre otros.

Se realizaron recorridos de campo y visitas de reconocimiento para determinar el diagnóstico de la corriente de interés, la descripción y localización general del proyecto. La zona de estudio donde se ubicará la estructura diseñada se encuentra sobre la Quebrada Altavista en la Carrera 81B # 19B-25, Barrio La Gloria, en la zona sur occidental del centro urbano de Medellín.

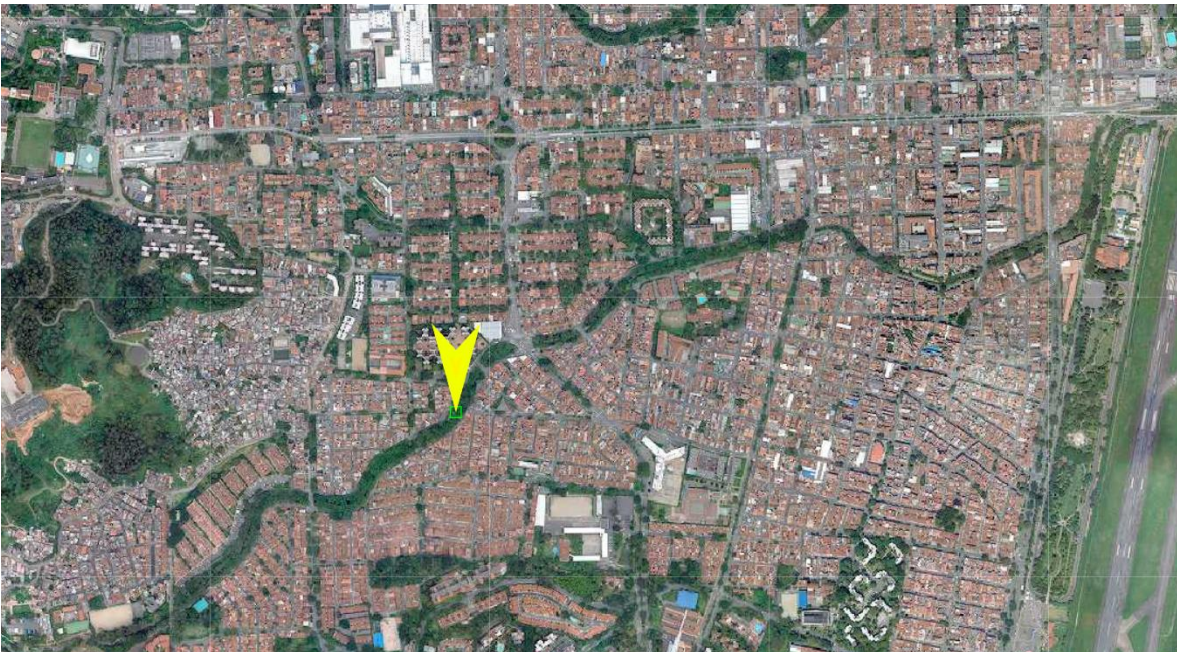


Imagen 2. Localización del Puente peatonal Altavista Carrera 81B # 19B-25.

Fuente: MAPGIS Medellín

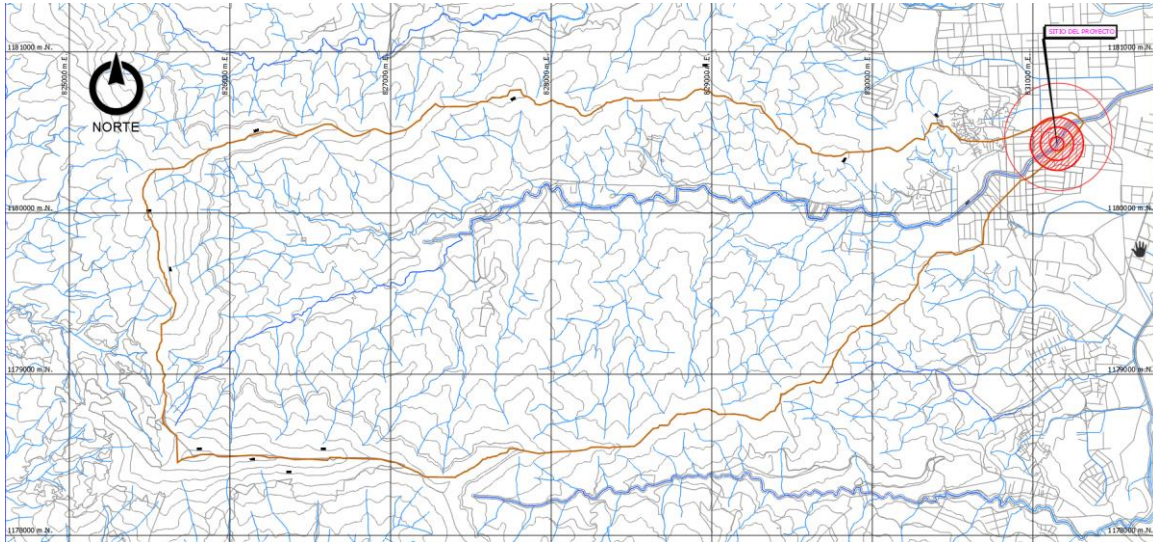


Imagen 3. Localización de la cuenca de la quebrada sistema coordinado Magna Sirgas origen Medellín.

La coordenada plana para el sitio de interés es X: 831164 y Y: 1180451

Se recopiló información Cartografía del municipio de Medellín proporcionada por la Secretaría de Infraestructura Física de la Alcaldía de Medellín mediante formatos SIG, ésta a su vez procede parcialmente del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), de igual manera se solicitó al Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) la información de estaciones meteorológicas cercanas al lugar. Para determinar las estaciones que inciden directamente sobre la cuenca se trazaron los polígonos de Thiessen.

Finalmente, se hizo un análisis de la información hidrometeorológica, y la estimación de los parámetros morfométricos, con los que se hicieron los cálculos del tiempo de concentración, intensidades de precipitación para diferentes periodos de retorno, así como de la precipitación efectiva, con el fin de tener los parámetros necesarios con los cuales se estimó los caudales por diferentes metodologías. Así mismo, se analizó si la quebrada Altavista presenta riesgo de inundación o de avenida torrencial en el Plan de Ordenamiento Territorial (POT), como la quebrada Altavista presenta en el sitio de interés riesgos de inundación el caudal seleccionado se aumentó en un 40% según lo establecido en las directrices del Área Metropolitana del Valle de Aburrá [9].

6. Resultados y análisis

6.1. Trazado de polígonos de Thiessen y cuenca

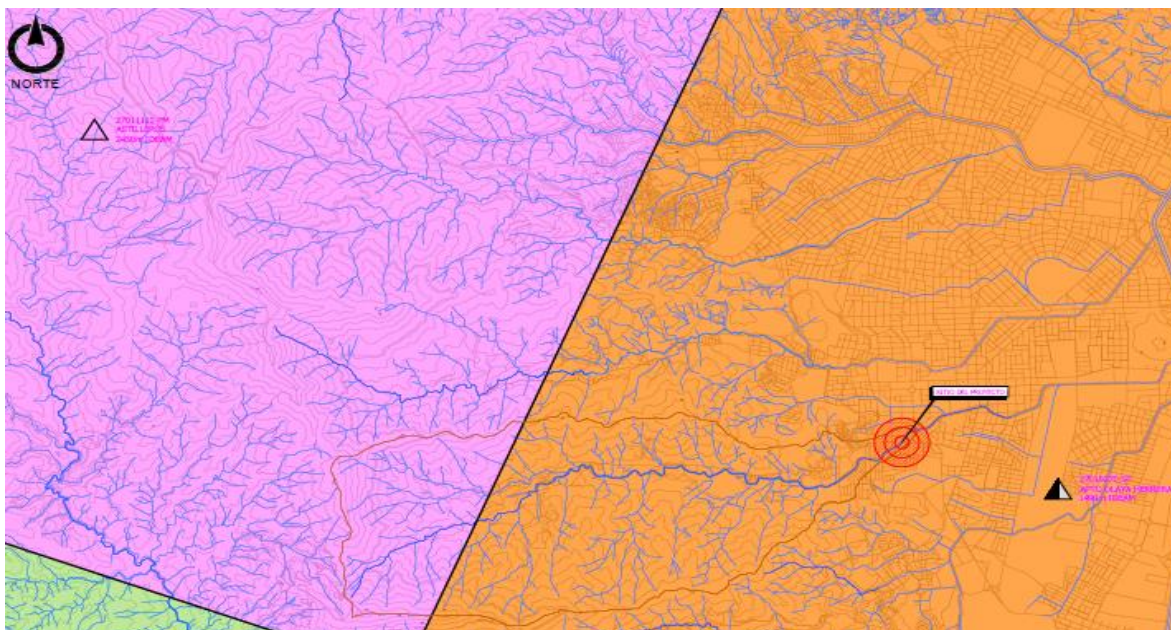


Imagen 4. Polígonos de Thiessen y estaciones de precipitación que inciden en la cuenca.

Tabla 3. Áreas de incidencia de cada estación sobre la cuenca

Estación	Área (km ²)	% de Área
APTO Olaya Herrera	6.83	72.38%
Astilleros	2.61	27.62%

Tabla 4. Características estaciones hidrometeorológicas cercanas a la zona de estudio.

NOMBRE	APTO OLAYA HERRERA	ASTILLEROS
CÓDIGO	27015070	27011110
LATITUD	06° 13' N	06° 15' N
LONGITUD	75° 35' W	75° 40' W
ELEVACIÓN	1490 msnm	2450 msnm
TIPO EST	SP	PM
ENTIDAD	01 IDEAM	01 IDEAM
REGIONAL	01 ANTIOQUIA	01 ANTIOQUIA
DEPARTAMENTO	ANTIOQUIA	ANTIOQUIA
MUNICIPIO	MEDELLÍN	MEDELLÍN
CORRIENTE	MEDELLÍN	MEDELLÍN

Tabla 5. Parámetros morfométricos de la cuenca.

Área (km²)	9.44
Cota Máxima (msnm)	2406
Cota Máxima del cauce (msnm)	2350
Cota Mínima (msnm)	1519.4
Longitud Cauce principal (km)	7.53
Perímetro cuenca (km)	15.39
Longitud río hasta la divisoria (km)	7.58
Pendiente total del cauce principal S (m/m)	0.11

6.2. Caracterización del régimen de precipitación

Tabla 6. Precipitación total media mensual y media anual.

Precipitación media mensual y media anual. Estación APTO Olaya Herrera		Precipitación media mensual y media anual. Estación Astilleros
Mes	Precipitación (mm)	Precipitación (mm)
Ene	71.92	90.12
Feb	88.04	96.98
Mar	132.31	174.81
Abr	180.63	246.95
May	212.53	273.15
Jun	151.01	176.59
Jul	134.37	151.58
Ago	131.48	154.88
Sep	165.70	213.08
Oct	213.53	275.00
Nov	165.22	230.88
Dic	112.78	123.81
Anual	1759.53	2207.82

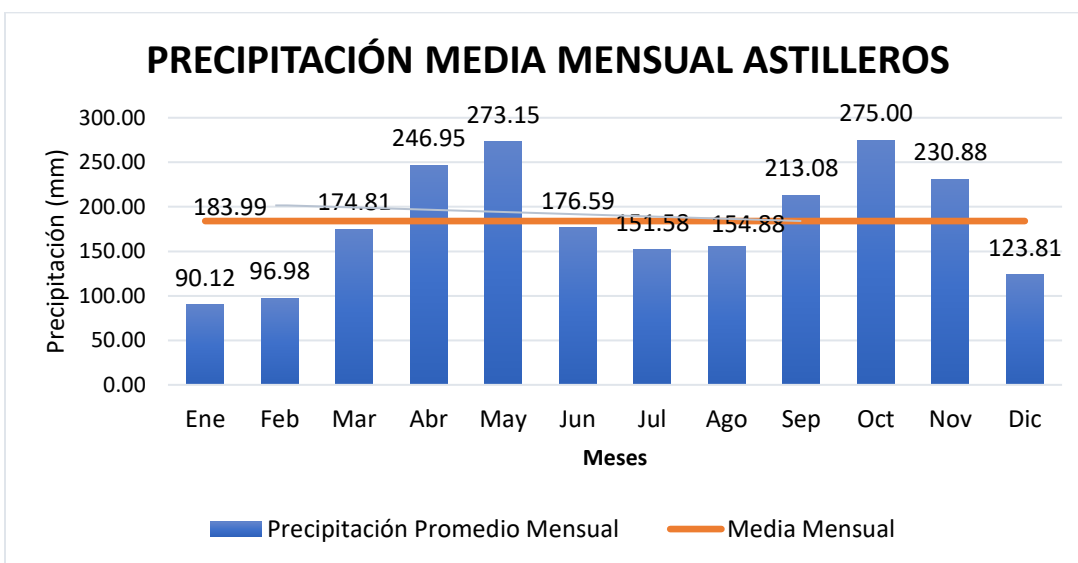
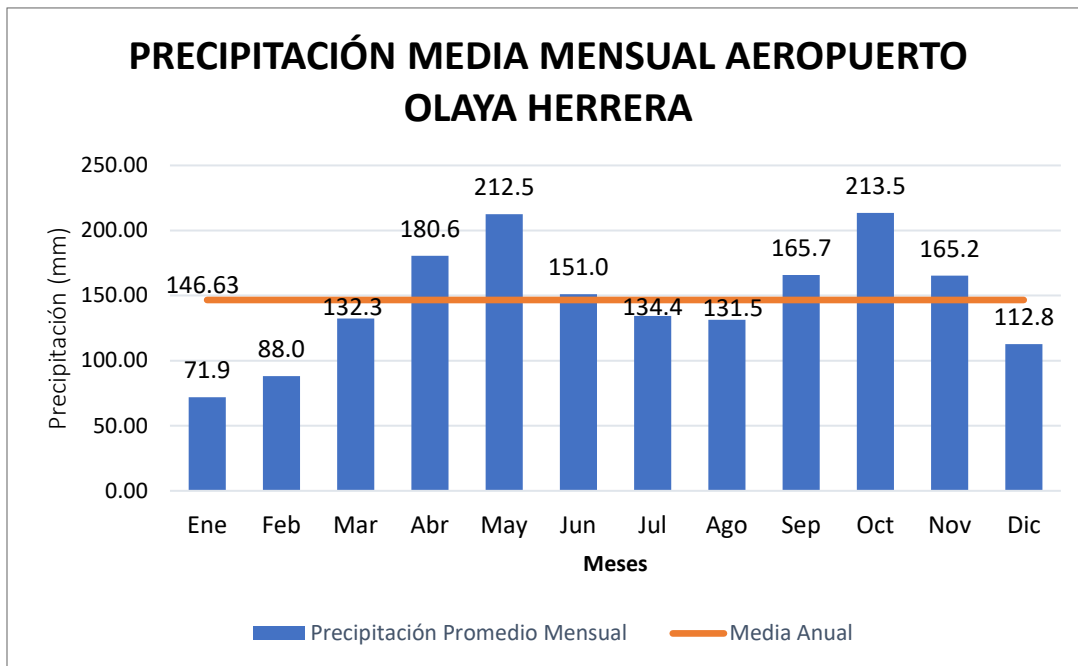


Gráfico 1. Distribución de Precipitación Mensual Promedio.

De los gráficos anteriores, se puede establecer que el régimen de precipitación en la cuenca es bimodal con dos períodos lluviosos que fluctúan entre los meses de abril a junio y de septiembre a noviembre, el resto del año posee lluvias medias menores al promedio anual multianual. La precipitación promedio anual es de 1759,53 mm y 2207,82 mm para las estaciones Aeropuerto Olaya Herrera y Astilleros respectivamente, el mes más lluvioso es octubre con valores de precipitación mensual máximas de 275 mm para la estación Astilleros y el mes más seco es enero con

precipitaciones promedio mensuales mínimas de 71.92 mm en la estación APTO Olaya Herrera.

La precipitación promedio multianual de la cuenca hasta el sitio de estudio corresponde a la ponderación de la precipitación media multianual de cada estación de incidencia mostrada en la Tabla 6 y el porcentaje de área incidente de cada estación mostrado en la Tabla 3, obteniendo un valor promedio de 1883.35 mm.

6.3. Tiempo de concentración

Tabla 7. Tiempo de concentración.

Tiempos de concentración		
Metodología	Horas	Minutos
Kirpich	0.72	43.19
Témez	2.10	126.07
Johnstone y Cross	2.18	130.54
Giandotti	0.99	59.57
V.T. Chow	1.98	118.92
Cuerpo de ingenieros	1.96	117.67
Media	1.66	99.33
Desviación estándar	0.58	34.50
Límite superior	2.23	133.83
Límite inferior	1.08	64.82
Tiempo seleccionado	2.05	123.30

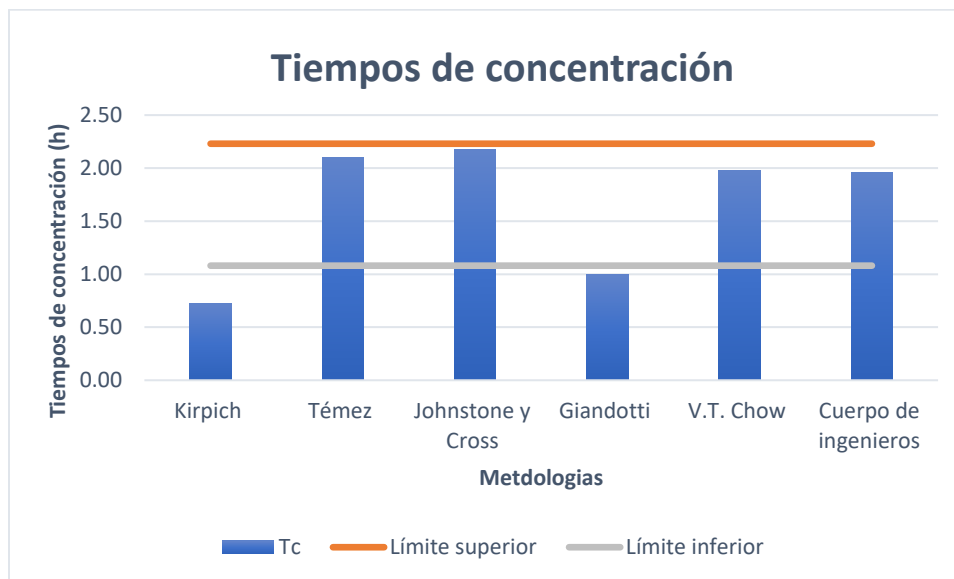


Gráfico 2. Tiempo de concentración obtenido por diferentes metodologías.

Para la selección del tiempo de concentración se calculó la desviación estándar y los límites superior e inferior, el tiempo de concentración definitivo fue adoptado como el promedio de los valores que están dentro de los límites, descartando los resultados obtenidos por Kirpich y Giandotti.

6.4. Precipitación máxima anual en 24 horas

Tabla 8. Series históricas de precipitación máxima anual en 24 horas de las estaciones Aeropuerto Olaya Herrera (27015070) y Astilleros (27011110).

Año	Pmáx (mm) APTO OLAYA	Año	Pmáx (mm) Astilleros
1990	45.6	1990	-----
1991	55.8	1991	55
1992	43.6	1992	54
1993	51.8	1993	53
1994	70.1	1994	56
1995	62	1995	124
1996	77.7	1996	49
1997	69.6	1997	76
1998	45	1998	100
1999	64.1	1999	79
2000	110.1	2000	62
2001	58.8	2001	78
2002	55.9	2002	72
2003	43.5	2003	66
2004	55.8	2004	104
2005	64.7	2005	60
2006	56.4	2006	58
2007	78.9	2007	83
2008	65.3	2008	56
2009	53.7	2009	109
2010	40.2	2010	59
2011	66.3	2011	104
2012	48.3	2012	46
2013	67.6	2013	59
2014	78.2	2014	62
2015	46	2015	56
2016	30.6	2016	69
Promedio	59.47	Promedio	71.12

6.5. Intensidad de diseño

El valor de M se calculó como el producto de los valores de precipitaciones máximas anuales en 24 horas, de las estaciones Olaya Herrera (27015070) y Astilleros (27011110) multiplicados por el % de área de incidencia sobre la cuenca encerados en los polígonos de Thiessen, la curva IDF obtenida es la siguiente:

$$M = (59.47 * 72.38\%) + (71.12 * 27.62\%) = 62.68mm$$

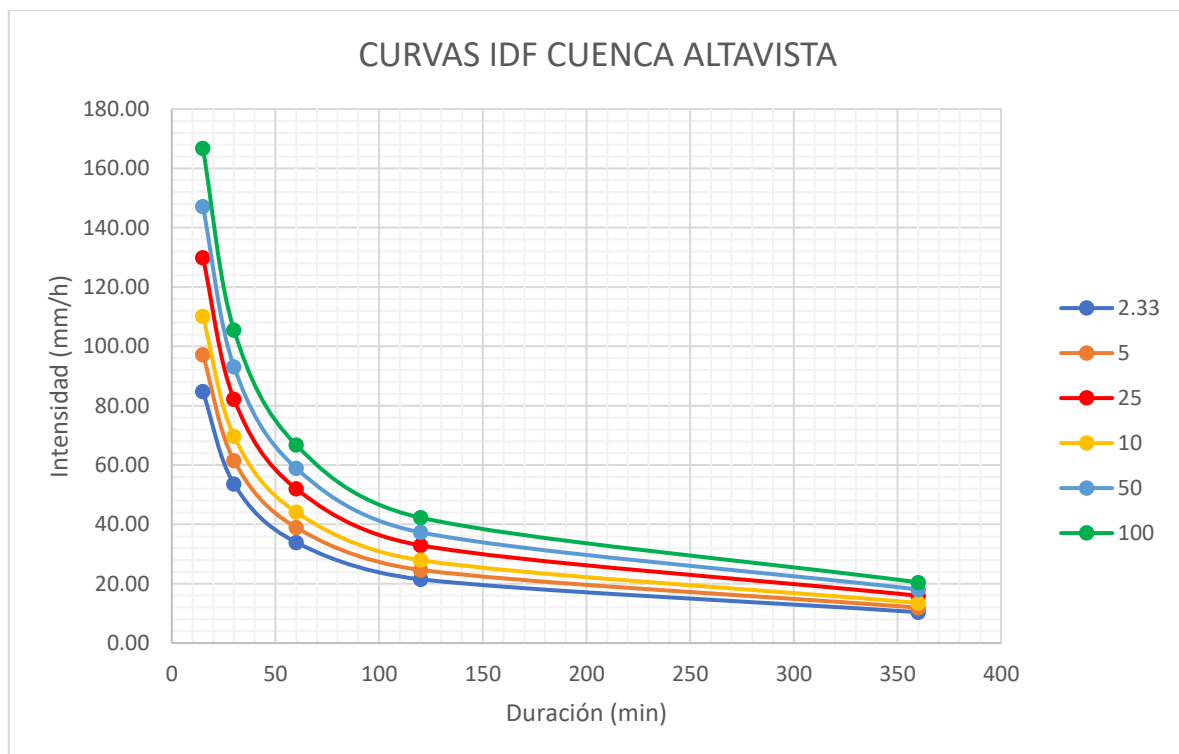


Gráfico 3. Curva IDF cuenca Altavista.

Tabla 9. Curva IDF cuenca Altavista.

Relaciones intensidad - Duración - Frecuencia						
Duración (Minutos)	Periodo de retorno (Años)					
	2.33	5	10	25	50	100
15	84.77	97.26	110.19	129.94	147.21	166.77
30	53.65	61.55	69.73	82.24	93.17	105.55
60	33.95	38.96	44.13	52.05	58.96	66.80
120	21.49	24.65	27.93	32.94	37.32	42.28
360	10.41	11.94	13.53	15.95	18.07	20.47

Los valores de la intensidad de precipitación para los diferentes períodos de retorno se muestran en la Tabla 10. La intensidad se calculó mediante la ecuación típica descrita en el apartado 4.3. La precipitación total corresponde a los valores de la intensidad de diseño multiplicados por el tiempo de concentración.

Tabla 10. Intensidades de precipitación y precipitación total.

Período de retorno Tr (Años)	Intensidad I (mm/h)	Precipitación Total P (mm)
2.33	21.11	43.38
5	24.22	49.77
10	27.44	56.38
25	32.36	66.49
50	36.65	75.32
100	41.53	85.33

6.6. Distribución temporal de la lluvia

Tabla 11. Distribución temporal de la lluvia.

T acum. (min)	t acum. %	Lluvia acum. (%)
9.48	7.7	6.2
18.97	15.4	32.0
28.45	23.1	52.0
37.94	30.8	72.0
47.42	38.5	77.0
56.91	46.2	82.0
66.39	53.8	88.0
75.88	61.5	90.0
85.36	69.2	91.0
94.84	76.9	93.0
104.33	84.6	95.0
113.81	92.3	98.0
123.30	100.0	100.0

6.7. Pérdidas hidrológicas y número de curva CN

De acuerdo con el plan de ordenación y manejo de la cuenca del Río Aburrá [10] la unidad geológica de la cuenca Altavista presenta suelos limosos a arenosos, por tal motivo se clasifico en el grupo B, debido a que en la cuenca se han presentado precipitaciones acumuladas en 24 horas

mayores a 52.5mm se selecciona la condición de humedad antecedente AMC-III.

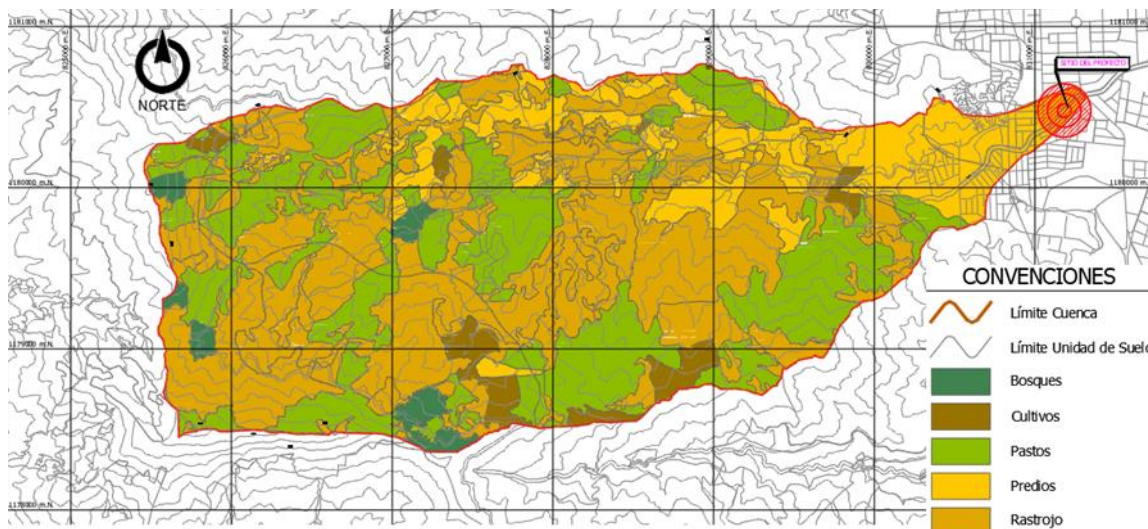


Imagen 5. Usos del suelo – Cuenca de la quebrada hasta el sitio de estudio.

Con los usos del suelo de la cuenca y el grupo hidrológico se selecciona el número de curva en las tablas 2.15 y 2.16 del manual de drenaje de INVIAS (Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e $Ia=0.2S$), posteriormente en la tabla 2.17 del manual de drenaje de INVIAS (Números de curva CN para condiciones de humedad antecedente tipos I y III), se selecciona el número de curva asociado a la condición de humedad III (AMC III). Para el cálculo del número de curva la cuenca es necesario un coeficiente de ponderación el cual corresponde al área de uso del suelo sobre el área total, después se multiplica este coeficiente por el número de curva asociado y la suma de estos resultados es el número de curva de la cuenca.

Tabla 12. Número de curva.

Uso	Área (km ²)	Suelo	CN III	Coeficiente ponderación	CN
Bosques	0.205	B	82	0.0217	1.781
Cultivos	0.323	B	91	0.0342	3.114
Pastos	2.916	B	91	0.3089	28.110
Predios	1.539	B	88	0.1630	14.347
Rastrojo	4.457	B	94	0.4721	44.381
Total	9.440	-	-	1	91.732

Tabla 13. Precipitación efectiva.

Periodo de retorno (Años)	Intensidad (mm/h)	Precipitación total (mm)	Precipitación efectiva(mm)
2.33	21.11	43.38	24.40
5	24.22	49.77	29.99
10	27.44	56.38	35.92
25	32.36	66.49	45.20
50	36.65	75.32	53.45
100	41.53	85.33	62.92

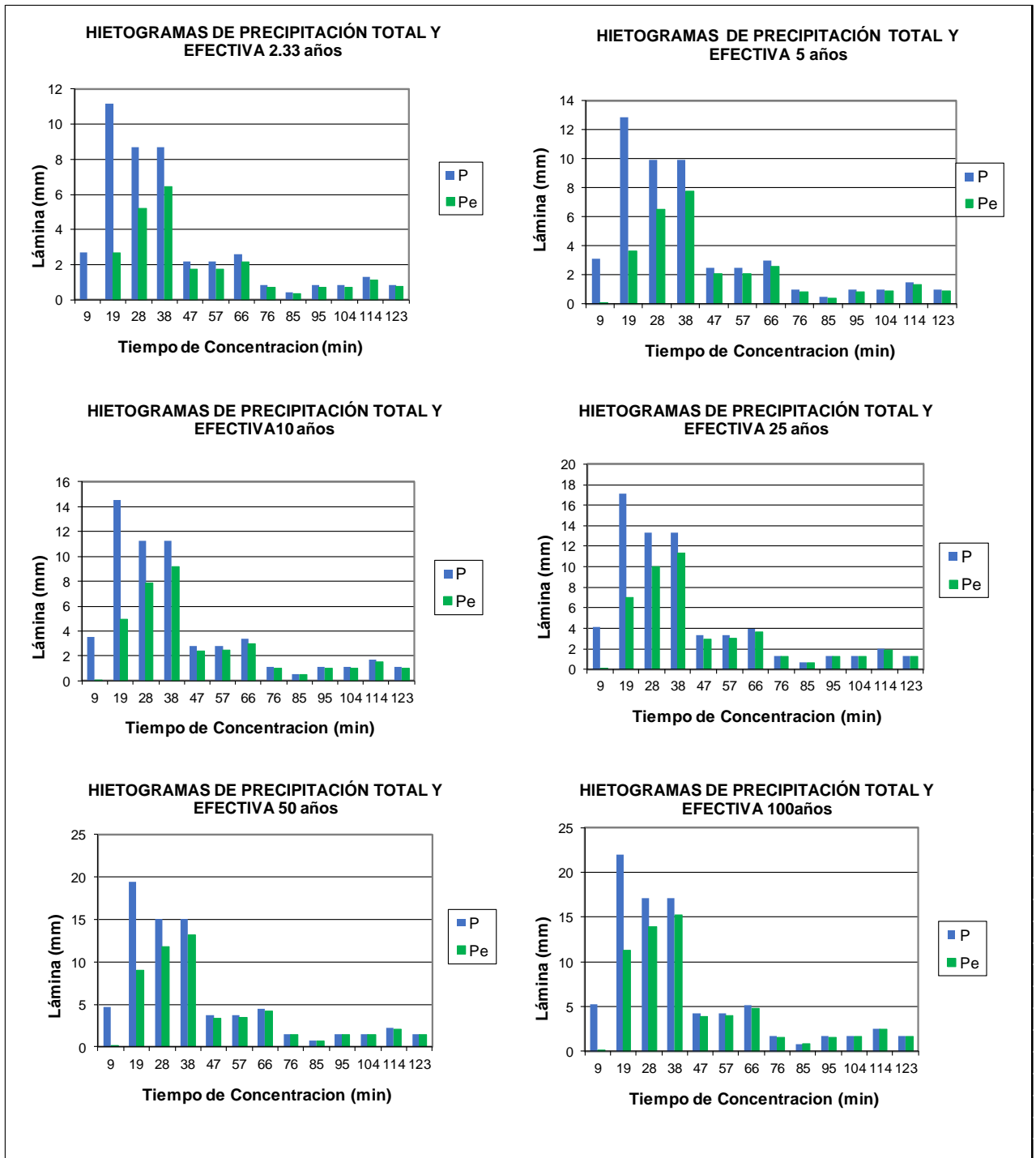


Gráfico 4. Hietogramas de precipitación total y efectiva cuenca en la quebrada Altavista.

6.8. Método racional modificado Témez.

Tabla 14. Cálculo coeficiente de escorrentía (c).

Tr (Años)	P0 (mm)	Pd (mm)	Pd' (mm)	C
2.33	4.579	43.38	41.46	0.642
5	4.579	49.77	47.57	0.685
10	4.579	56.38	53.90	0.722
25	4.579	66.49	63.56	0.767
50	4.579	75.32	72.01	0.798
100	4.579	85.33	81.58	0.827

Tabla 15. Caudales calculados.

Quebrada Altavista	Q _{2,33} m3/s	Q ₅ m3/s	Q ₁₀ m3/s	Q ₂₅ m3/s	Q ₅₀ m3/s	Q ₁₀₀ m3/s
Racional Modificado Témez	40.8	50.0	59.7	74.8	88.2	103.5

6.9. Método de regionalización del HIMAT

Tabla 16. Caudales calculados.

Quebrada Altavista	Q _{2,33} m3/s	Q ₅ m3/s	Q ₁₀ m3/s	Q ₂₅ m3/s	Q ₅₀ m3/s	Q ₁₀₀ m3/s
	20.37	25.18	29.11	34.06	37.76	41.39

6.10. Método hidrograma unitario sintético SCS

Para la aplicación de este modelo se usó el software HEC-HMS, se requiere estimar el tiempo de rezago, el cual se calculó como el 60% del tiempo de concentración, para este caso 73.98 minutos.

Tabla 17. Parámetros del modelo SCS.

Área (km ²)	9.44
Número de curva (CN)	91.732
Abstracción inicial (mm)	4.58
Tiempo de rezago (Tr) (min)	73.98

Tabla 18. Caudales calculados.

Quebrada Altavista	Q _{2,33} m3/s	Q ₅ m3/s	Q ₁₀ m3/s	Q ₂₅ m3/s	Q ₅₀ m3/s	Q ₁₀₀ m3/s
SCS	29.0	35.7	42.9	54.3	64.4	76.1

6.11. Método hidrograma unitario sintético Snyder

Para la aplicación de este modelo se usó el software HEC-HMS, Se tomo un coeficiente pico C_p igual a 0.80 recomendado para cuencas de alta pendiente.

Tabla 19. Parámetros del modelo Snyder.

Área (km ²)	9.44
Número de curva (CN)	91.732
Abstracción inicial (mm)	4.58
Tiempo de rezago (Tr) (h)	1.23
Coeficiente pico	0.8

Tabla 20. Caudales calculados.

Quebrada	Q _{2,33}	Q ₅	Q ₁₀	Q ₂₅	Q ₅₀	Q ₁₀₀
Altavista	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Snyder	33.30	41.20	49.50	62.60	74.30	87.70

6.12. Método hidrograma unitario sintético Clark

Para la aplicación de este modelo se usó el software HEC-HMS, se requiere estimar el coeficiente de almacenamiento R el cual dio un valor de 0.33h.

Tabla 21. Parámetros del modelo Clark.

Área (km ²)	9.44
Número de curva (CN)	91.732
Abstracción inicial (mm)	4.58
Tiempo de concentración (Tr) (h)	2.05
Coeficiente de almacenamiento (R) (h)	0.33
Pendiente (S) (ft/millas)	273.89
L (millas)	4.68
Cotal al 10% (ft)	1559.3
Cota al 85% (ft)	1950

Tabla 22. Caudales calculados.

Quebrada	Q _{2,33}	Q ₅	Q ₁₀	Q ₂₅	Q ₅₀	Q ₁₀₀
Altavista	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s
Clark	33.10	40.80	49.00	61.80	73.30	86.40

6.13. Caudal de diseño.

Tabla 23. Caudales Máximos por las diferentes metodologías.

Período de retorno (años)	Racional modificado de Témez	HIMAT	Clark HEC HMS	Snyder HEC HMS	SCS HEC HMS
2.33	40.85	20.37	33.10	33.30	29.00
5	50.02	25.18	40.80	41.20	35.70
10	59.73	29.11	49.00	49.50	42.90
25	74.84	34.06	61.80	62.60	54.30
50	88.21	37.76	73.30	74.30	64.40
100	103.46	41.39	86.40	87.70	76.10

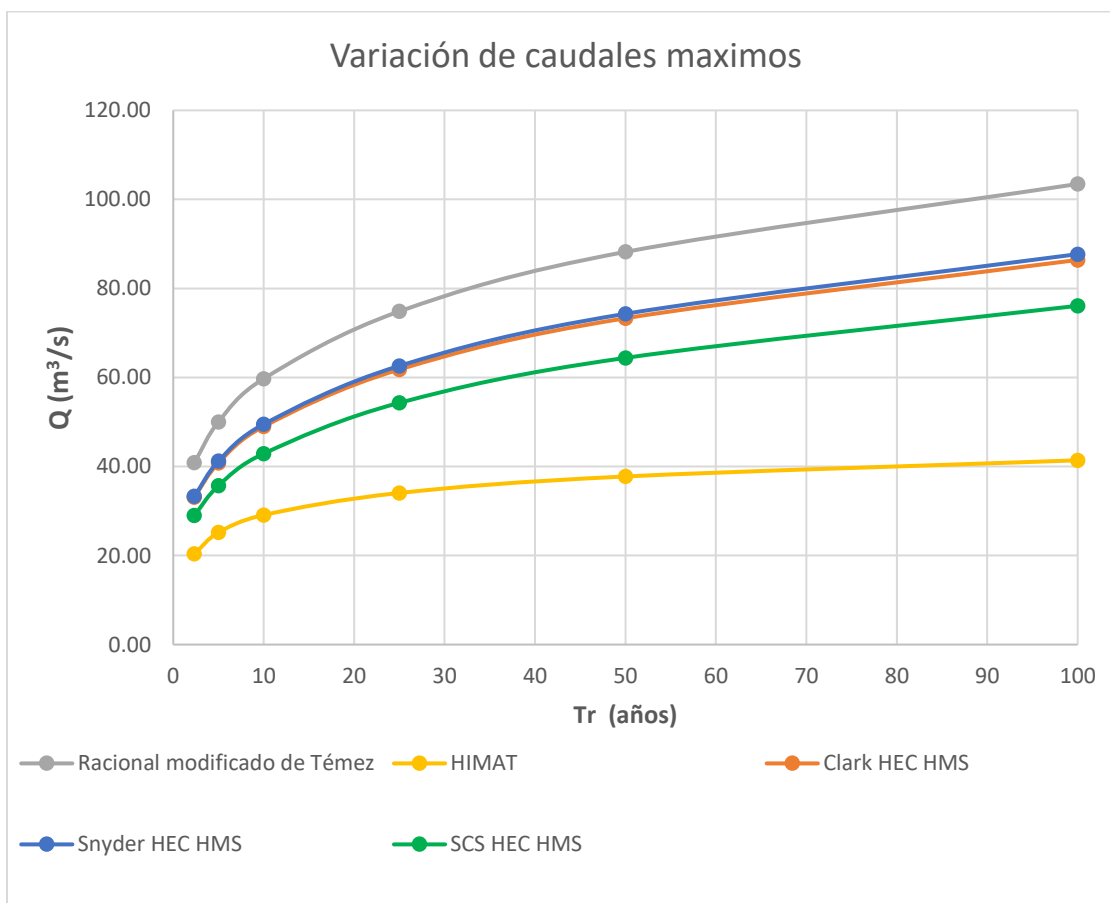


Gráfico 5. Caudales máximos cuenca Altavista.

Debido a que los valores de caudales obtenidos por la metodología racional modificado de Témez y la metodología regionalizada del HIMAT tienen una alta dispersión se descartan. Es por esto por lo que para la selección del caudal de diseño se tuvo en cuenta los valores obtenidos por las metodologías de los hidrogramas unitarios los cuales están dentro de un mismo rango.

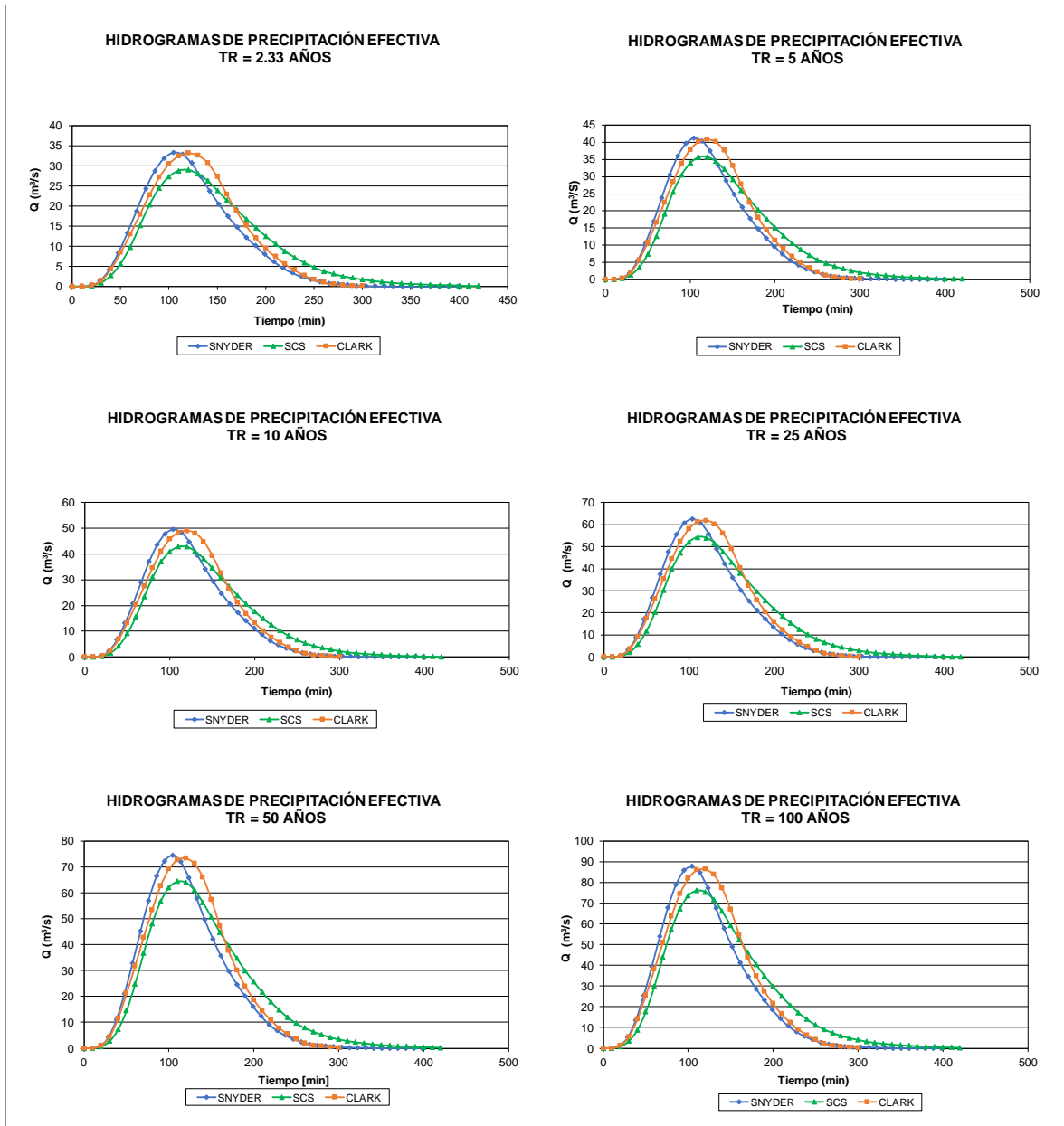


Gráfico 6. Hietogramas de precipitación efectiva. (Snyder-SCS-Clark).

Tabla 24. Caudales máximos cuenca Altavista.

Período de retorno (años)	Clark HEC HMS	Snyder HEC HMS	SCS HEC HMS	Promedio	Desviación estándar	Límite superior	Límite inferior
2.33	33.10	33.30	29.00	31.80	2.43	34.23	29.37
5	40.80	41.20	35.70	39.23	3.07	42.30	36.17
10	49.00	49.50	42.90	47.13	3.67	50.81	43.46
25	61.80	62.60	54.30	59.57	4.58	64.15	54.99
50	73.30	74.30	64.40	70.67	5.45	76.12	65.22
100	86.40	87.70	76.10	83.40	6.36	89.76	77.04

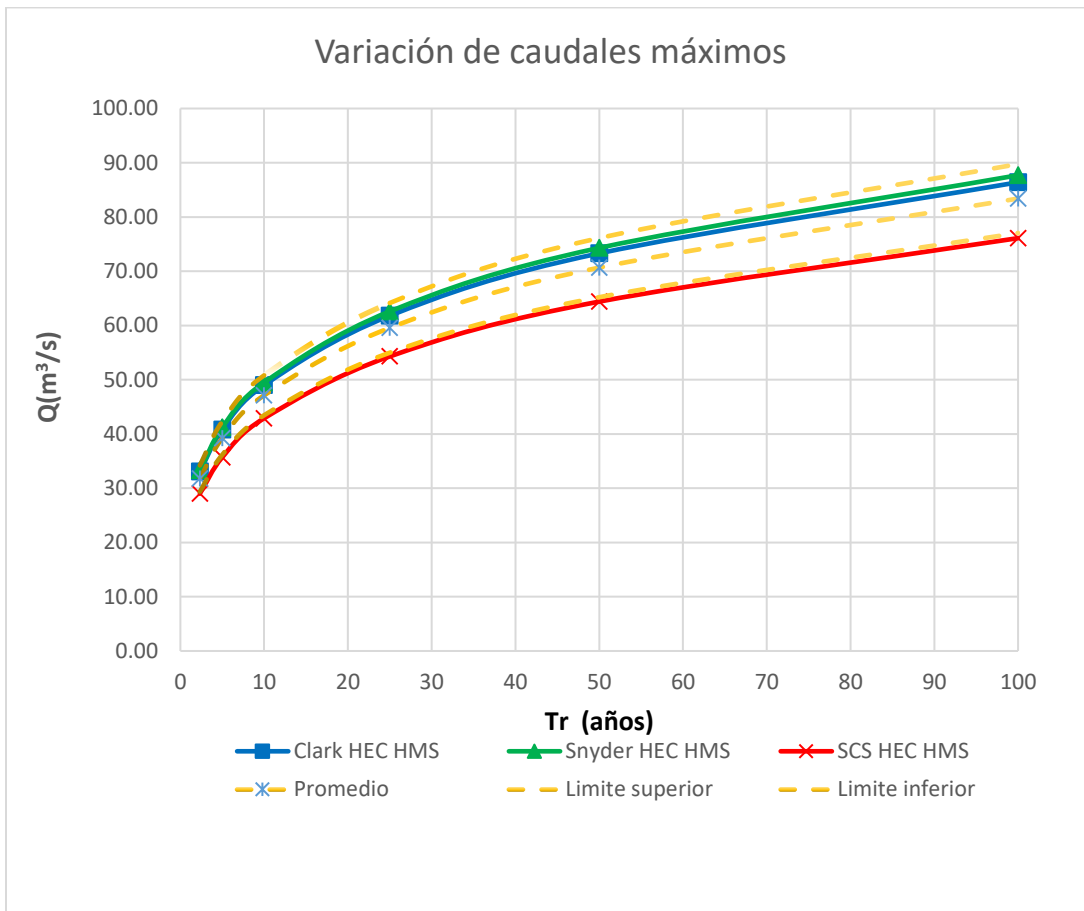


Gráfico 7. Variación de los caudales máximos.

Para la selección del caudal de diseño se realizó el cálculo del valor promedio de las metodologías de Snyder, SCS Y Clark, esto con el fin de

hallar la desviación estándar, los límites superior e inferior de los resultados obtenidos. Como se puede observar en la tabla 24 y en el gráfico 7, los valores obtenidos por el método SCS están por debajo del límite inferior por tal motivo se descartan. Se eligen como caudales de diseño aquellos valores máximos que se encuentran por entre el valor promedio y el límite superior, por tal motivo se toman como caudales de diseño los obtenidos por el método del hidrograma unitario de Snyder para todos los periodos de retorno.

La quebrada Altavista presenta riesgo de inundación o de avenida torrencial según el Plan de Ordenamiento Territorial (POT), el caudal de diseño seleccionado se aumentó en un 40% según lo establecido en las directrices del Área Metropolitana del Valle de Aburrá [9].

Tabla 25. Caudales de diseño.

Quebrada Altavista	Q_{2,33} m³/s	Q₅ m³/s	Q₁₀ m³/s	Q₂₅ m³/s	Q₅₀ m³/s	Q₁₀₀ m³/s
Caudal de diseño	46.62	57.68	69.3	87.64	104.02	122.78

7. Conclusiones.

- Según el trazado de polígonos de Thiessen, sobre la cuenca Altavista incide en un 72.38% del área la estación aeropuerto Olaya Herrera y 27.62% del área la estación Astilleros.
- El régimen de precipitación en la cuenca es bimodal con dos períodos lluviosos que fluctúan entre los meses de abril a junio y de septiembre a noviembre, el resto del año posee lluvias medias menores al promedio anual multianual. La precipitación promedio anual es de 1759,53 mm y 2207,82 mm para las estaciones Aeropuerto Olaya Herrera y Astilleros respectivamente, el mes más lluvioso es octubre con valores de precipitación mensual máximas de 275 mm para la estación Astilleros y el mes más seco es enero con precipitaciones promedio mensuales mínimas de 71.92 mm en la estación APTO Olaya Herrera.
- El tiempo de concentración de la cuenca Altavista hasta el sitio de interés es de 2.05 horas
- El potencial de escorrentía de los suelos pertenece a la clasificación B, es decir suelos con tasas de infiltración moderadas, a su vez la condición de humedad es AMC III debido a que en la cuenca en 5

días seguidos presenta precipitaciones acumuladas mayores a 52.5mm.

- Los valores obtenidos de caudales máximos por la metodología racional modificado de Témex y la metodología HIMAT, arrojaron valores con alta dispersión en comparación con los valores obtenidos por las metodologías de hidrogramas unitarios sintéticos.
- Los valores obtenidos para la cuenca Altavista hasta el sitio de interés mediante las metodologías de hidrogramas unitarios sintéticos de Snyder, SCS, y Clark tienen un rango similar.
- Los caudales de diseño fueron los obtenidos por el método del hidrograma unitario sintético de Snyder, y se mayoraron en un 40% debido a que la quebrada Altavista presenta riesgo de inundación o de avenida torrencial según el Plan de Ordenamiento Territorial

8. Referencias Bibliográficas.

[1]. INVIAS. Manual de Drenaje para Carreteras, (2009). Disponible en: <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras>

[2]. VARGAS M.R., DÍAZ-GRANADOS O.M. Universidad de los Andes, "Curvas Sintéticas Regionalizadas de Intensidad-Duración-Frecuencia para Colombia", Santafé de Bogotá, (1998). Disponible en: <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras>.

[3]. V. Te Chow, Hidrología Aplicada. México: Editorial Mc Graw-Hill, (1994).

[4]. Ministerio de transportes, movilidad y agenda urbana. Norma 5.2-IC Drenaje Superficial, de la Instrucción de Carreteras, (2016). Disponible en: https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/ordenfom_298_2016.pdf

[5]. IDEAM. Regionalización de crecientes máximas, (1995). Disponible en: http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/012471/Regionalizacion_crecientes_maximas.pdf

[6]. VÉLEZ, María Victoria y SMITH, Ricardo. Hidrología de Antioquia. Medellín: Secretaría de Obras Públicas del departamento de Antioquia (1997).

[7]. Clark, C.O. Storage and the unit hydrograph. Transactions, ASCE, (1945).

[8]. Timothy D. Straub, Charles S. Melching, and Kyle E. Kocher. Equations for Estimating Clark Unit-Hydrograph Parameters for Small Rural Watersheds in Illinois. USGS science for a changing world Transactions, (2000).

[9]. Área Metropolitana del Valle de Aburrá, "Procedimientos técnicos y metodológicos de los estudios para intervenciones en zonas de ladera en el Valle de Aburrá", (2012). Disponible en: <https://www.metropol.gov.co/planeacion/Laderas/directrices-amva.pdf>.

[10]. Área Metropolitana del Valle de Aburrá, Cornare, Corantioquia y Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Plan de ordenación y manejo de la cuenca del río Aburrá (POMCA), (2005). Disponible en: http://cornare.gov.co/documentos/POMCA_ABURRA.pdf

9. Visto bueno asesor interno y externo.

Derly Estefanny Gómez García
Nombre del asesor interno
C.C. 1.098.676.683



Firma del asesor interno

Alejandro Ospina Trujillo
Nombre del asesor externo
C.C. 70.878.834



Firma del asesor externo