

3. ESTIMACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO

El agua que constituye el caudal de un río puede recorrer diferentes caminos, desde el momento en que se precipita y alcanza la superficie terrestre, hasta el momento que llega al cauce del río. Cualquiera que sea su trayecto hasta la salida de la cuenca, ésta agua constituye el escurrimiento.

Es importante conocer cuáles son los componentes del escurrimiento para elaborar cualquier estudio hidrológico que involucre el caudal de un río. Asimismo se requiere identificar los elementos que forman un hidrograma, antes de analizar la relación existente entre la precipitación y el escurrimiento ocurridos en la cuenca objeto de estudio.

La importancia de la relación entre estos fenómenos radica en que es normal que se carezca de suficientes datos de escurrimiento del sitio de interés, es decir, suelen abundar más los registros de precipitación. Dado que el flujo de un río es afectado principalmente por las variaciones de la precipitación, las relaciones lluvia-escurrimiento son una herramienta valiosa para suplir esta carencia de información, pues permiten determinar el escurrimiento utilizando las características de la cuenca y los datos de precipitación. Es por ello que existen numerosos métodos para relacionar la precipitación en una cuenca con el escurrimiento de la misma.

3.1. Conceptos básicos sobre el escurrimiento

3.1.1. *Escurrecimiento*

El escurrimiento se define como el agua de precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca. Según el curso que sigue el agua después de llegar a la superficie terrestre, el escurrimiento puede ser: subterráneo, subsuperficial o superficial.

El *escurrimiento subterráneo* se constituye por la parte del agua de lluvia que se infiltra en el suelo hasta niveles inferiores al freático. El agua que se infiltra pero no llega al nivel freático, escurre cerca de la superficie del suelo y prácticamente paralela a ella, formando el *escurrimiento subsuperficial* (Aparicio, 2007).

Después, cuando las capas superiores del suelo se saturan, el agua llena las depresiones del terreno hasta adquirir la profundidad suficiente para sobrepasar la fuerza

de retención superficial, momento en el cual empieza a fluir; a este tipo de escurrimiento se le conoce como *escurrimiento superficial* (Chow, 2004).

El escurrimiento superficial se clasifica en dos tipos: el flujo en la superficie del terreno y el escurrimiento en corrientes. El primero es el agua que fluye en una capa delgada a lo largo de una superficie ancha; sólo puede persistir en distancias cortas, antes de que las irregularidades en la superficie de la cuenca concentren el flujo en canales¹. Cuando el agua llega a un cauce bien definido forma el *escurrimiento en corrientes*, en el que fluye a través de una trayectoria confinada, mucho más angosta que la del flujo en la superficie (Chow, 2004).

La figura 1.3 esquematiza la clasificación del escurrimiento a partir del curso del agua sobre la superficie terrestre.

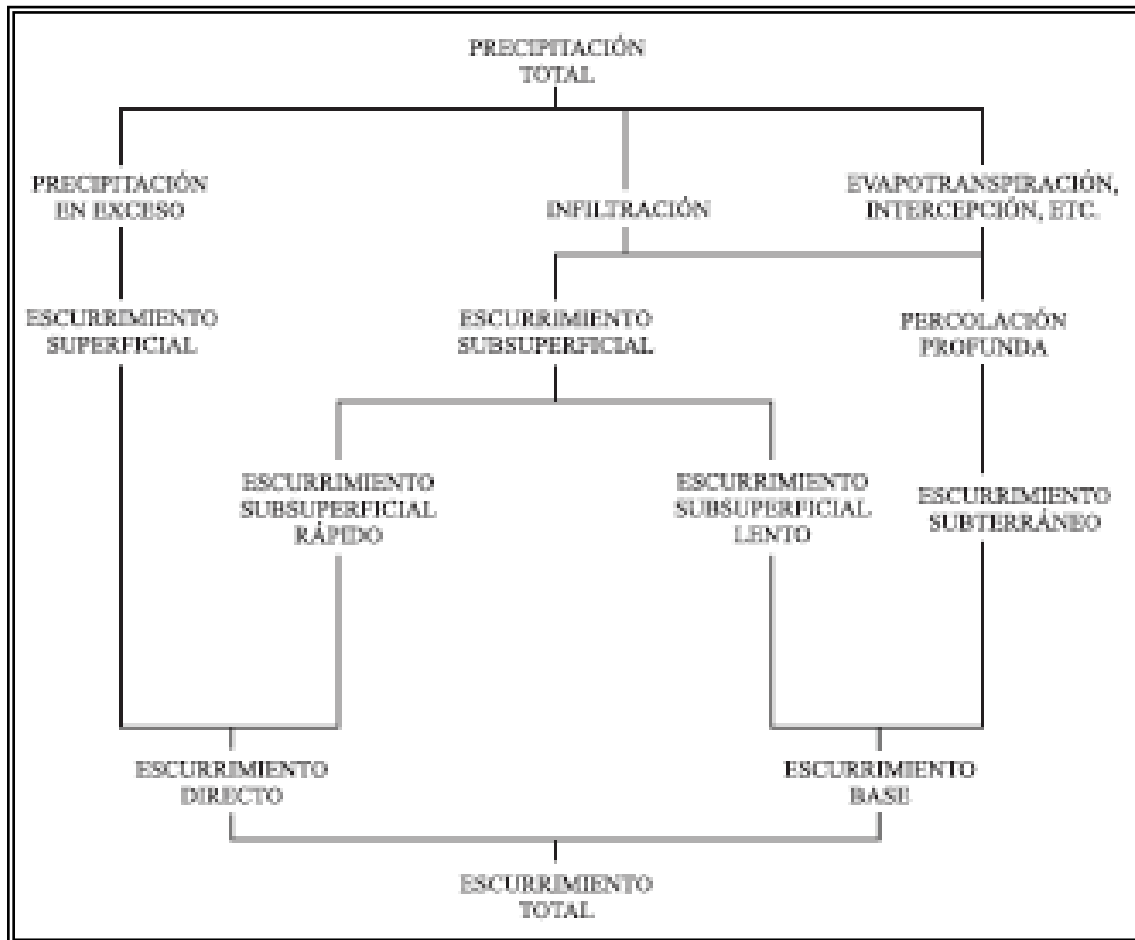


Figura 3.1. Clasificación del escurrimiento

¹ En este caso, el término *canal* designa a cualquier depresión que pueda transportar una pequeña corriente de agua, durante la lluvia y durante un breve periodo después de ella (Linsley, 1988).

Si el flujo en la superficie ocurre en cantidad suficiente, es un elemento importante en la formación de las avenidas. Aunque, por lo general, el caudal de flujo en la superficie suele ser pequeño, dado que en un suelo permeable sólo se presenta cuando la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración.

Las cuencas con suelos superficiales permeables presentan pocas variaciones en su caudal a lo largo del año, en otras palabras, la relación entre los gastos máximos y los medios suele ser baja. Por el contrario, en las cuencas con suelos poco permeables, dicha relación suele ser más alta, pues los gastos que se presentan entre dos avenidas son pequeños o incluso nulos (Linsley, 1988).

3.1.2. Análisis de hidrogramas

El escurrimiento subterráneo es tan lento que incluso puede tardar años en llegar a la salida de la cuenca, por lo que es difícil relacionarlo con una tormenta particular. Conforman la única fuente de alimentación de las corrientes cuando no hay lluvias, por lo que se le denomina *escurrimiento base*. Mientras que el escurrimiento superficial es el primero en alcanzar la salida de la cuenca, de forma que se asocia a la *precipitación en exceso*² de una tormenta particular y determina el *escurrimiento directo*. El escurrimiento subsuperficial puede ser tan lento como el subterráneo o tan rápido como el superficial, lo que ocasiona que sea difícil distinguirlo de los otros dos; de acuerdo con su velocidad, puede ser tratado junto con uno o con otro (Aparicio, 2007). Se denomina *análisis de hidrograma* a la división de un hidrograma en escurrimiento directo y escurrimiento base.

Un *hidrograma* es una gráfica que representa el gasto contra el tiempo. Chow (1959, en Chow, 1994) lo definió como «una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca». Por ejemplo, un hidrograma anual muestra el balance a largo plazo de la precipitación, la evaporación y el caudal en una cuenca. La figura 3.2 muestra un hidrograma anual.

²El agua que al llegar a la superficie terrestre, ni es retenida por ella, ni se infiltra en el suelo, se denomina *precipitación en exceso o efectiva* (Chow, 1994).

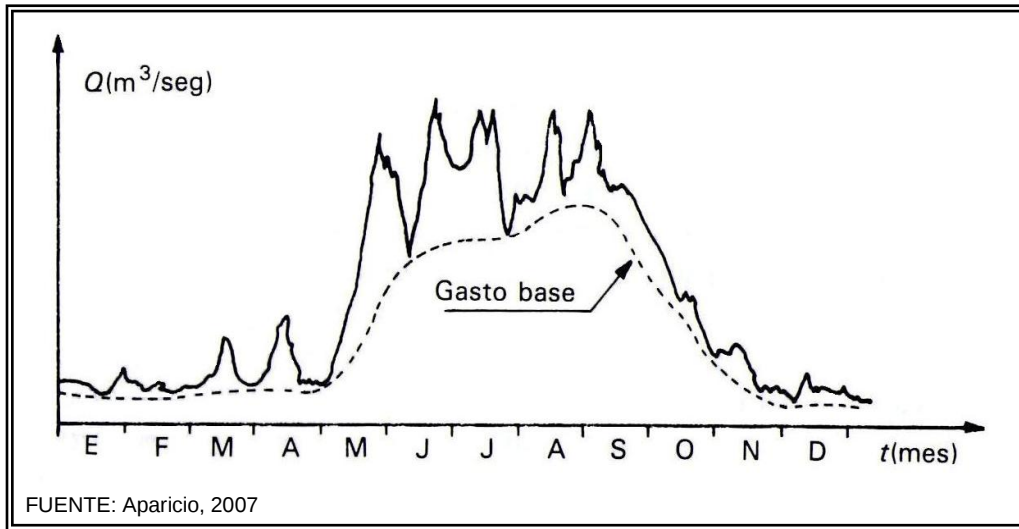


Figura 3.2. Hidrograma anual

Al estudiar un hidrograma anual, se puede observar que los picos son producto sólo de la lluvia, o bien de la lluvia y el deshielo. La figura 3.3 ilustra el hidrograma aislado de una tormenta; aun cuando los hidrogramas producidos por tormentas varían no sólo de una cuenca a otra, sino también de una tormenta a otra, la figura ilustra la forma general de tales hidrogramas, así como sus componentes.

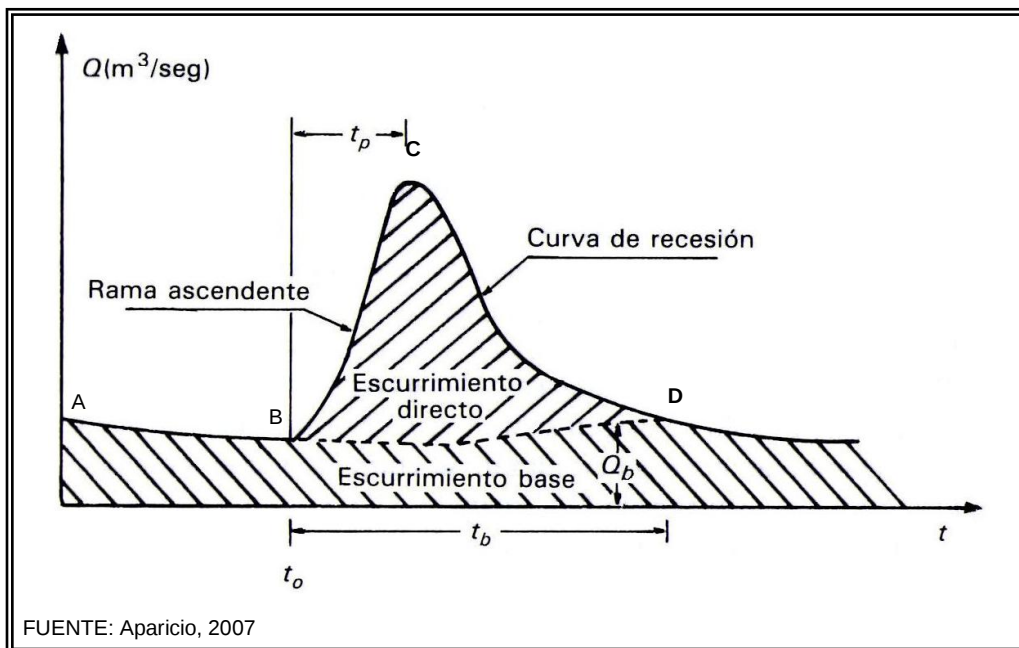


Figura 3.3. Componentes de un hidrograma de una tormenta

Como se observa en la figura, en un inicio el flujo base disminuye gradualmente (segmento AB) hasta llegar al *punto de levantamiento* (B), donde inicia el escurrimiento directo, debido a que el agua de la tormenta empieza a llegar a la salida de la cuenca. El agua puede alcanzar la salida de la cuenca inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante ella o después de que ha terminado de llover. El escurrimiento alcanza el *pico* en el punto C, momento en el que se presenta el gasto máximo de la tormenta. La curva entre B y C se denomina *rama ascendente*. Después de alcanzar el pico, el escurrimiento disminuye, el *punto de inflexión* se presenta cuando termina el flujo sobre el terreno y toda el agua fluye por canales o subterráneamente. El punto E representa el fin del escurrimiento directo, a partir de él, el escurrimiento es sólo subterráneo. La *curva de recesión* es la curva entre el pico y el final del escurrimiento directo. La curva de recesión, después del punto de inflexión, es la curva de vaciado de la cuenca (Aparicio, 2007; Chow, 1994).

En el hidrograma se pueden observar dos tiempos importantes: el pico y el base. El *tiempo pico* es el que transcurre desde el punto en el que inicia el escurrimiento directo hasta que se presenta el gasto máximo. El *tiempo base* es el tiempo que dura el escurrimiento directo (Aparicio, 2007).

El *tiempo de concentración* es el tiempo que tarda una gota de agua en salir de la cuenca, desde el punto más alejado hasta el punto de salida. Si en una cuenca impermeable cayera uniformemente una lluvia de intensidad constante durante un largo periodo, el gasto que saldría de la cuenca sería creciente hasta alcanzar el *punto de equilibrio*, en el cual el volumen de agua entrante (a causa de la lluvia) por unidad de tiempo es igual al gasto de salida de la cuenca (Aparicio, 2007).

El tiempo que tardaría en establecerse el gasto de equilibrio, a partir del inicio de la tormenta, se denomina *tiempo de concentración*. Por lo tanto, el tiempo de concentración depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua y de la velocidad que adquiere en el trayecto, la cual está en función tanto de la pendiente del terreno y del cauce, como de la rugosidad de la superficie del cauce. Una forma de calcularlo es la fórmula de Kirpich (1940, en Chow, 1994):

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde:

t_c , tiempo de concentración, en h

L , longitud del cauce principal de la cuenca, en m

S , pendiente del cauce principal

El *tiempo de retraso* es el tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma. Se puede calcular:

$$t_r = 0.6 t_c \quad (\text{ec. 3.2})$$

Donde:

t_r , tiempo de retraso, en h

t_c , tiempo de concentración, en h

3.1.3. Relaciones lluvia-escurrimiento

Los métodos para calcular las relaciones lluvia-escurrimiento son tan numerosos y diversos que se pueden clasificar de acuerdo con la información que utilizan para el cálculo del escurrimiento (Domínguez, et. al.), de tal forma que se agrupan en tres grandes grupos:

- *Modelos empíricos.* Sólo utilizan las principales características físicas promedio y proporcionan el gasto pico. Este grupo incluye las fórmulas empíricas que se han obtenido relacionando mediciones simultáneas de lluvia y de escurrimiento con las características de las cuencas. Entre este tipo de métodos están los de envolventes y el método racional.
- *Modelos de caja negra.* Requieren de registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, pues se calibran con los datos de ingreso y salida de la cuenca, sin considerar explícitamente las características físicas de la cuenca. Se basan en el concepto de hidrograma unitario, y permiten predecir la forma del hidrograma de la avenida, no sólo el gasto máximo.

- *Modelos conceptuales*. también denominados *matemáticos* o *de parámetros distribuidos*. Para su aplicación se debe de disponer, además de los registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, de las características detalladas de la cuenca.

Por supuesto, los métodos son más complejos conforme más parámetros requieren para su uso, lo que implica que la precisión es mayor; sin embargo, requieren más datos y de mejor calidad.

MÉTODO RACIONAL

El *método racional* empezó a utilizarse alrededor de la mitad del siglo XIX y continúa siendo uno de los métodos más utilizados para el cálculo del escurrimiento, debido a su simplicidad, y a pesar de que han surgido críticas válidas acerca de lo adecuado de este método.

El método racional se fundamenta en la siguiente idea: si una lluvia con intensidad i empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, el escurrimiento continuará hasta que llegar al tiempo de concentración, en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia por el área de la cuenca es el caudal de entrada al sistema, y la relación entre este y el caudal pico se conoce como *coeficiente de escurrimiento*, cuyo valor siempre se encuentra entre 0 y 1 (Chow, 1994). Lo anterior se expresa en la fórmula del método racional:

$$Q = 0.278 CiA \quad (\text{ec. 3.3})$$

Donde:

Q_p , gasto pico, en m^3/s

0.278, coeficiente para conversión de unidades

C, coeficiente de escurrimiento

i , intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/h

A, área de la cuenca, en km^2

En cuencas urbanas el área de drenaje usualmente está compuesta de subáreas de diferentes características superficiales. Las subáreas se denominan A_j y los coeficientes de escurrimiento para cada una de ellas se denominan como C_j . El gasto pico para m subcuencas se calcula de la siguiente forma:

$$Q = 0.278 i \sum_{j=1}^m C_j A_j \quad (\text{ec. 3.4})$$

El método racional se basa en la suposición de que la intensidad de lluvia es constante durante toda la tormenta.

HIDROGRAMA UNITARIO

A diferencia del método racional, el *método del hidrograma unitario* considera de forma implícita las características físicas de la cuenca, como topografía, vegetación, forma, etc., y no sólo el área de la cuenca y la intensidad de precipitación. Dado que, aun cuando se presentara la misma tormenta en dos cuencas con la misma área, las características particulares de cada una provocan que sus hidrogramas sean diferentes.

El *hidrograma unitario*, propuesto por primera vez por Sherman en 1932, es el hidrograma de escurrimiento directo que resulta de 1 mm (o de 1 cm, 1 pulgada, etc.) de precipitación en exceso, ocurrida de manera uniforme sobre una cuenca, con una intensidad constante en una duración igual a la efectiva (Chow, 1994).

El hidrograma unitario puede utilizarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier precipitación en exceso, basándose en las siguientes suposiciones (Chow, 1994; Aparicio, 2007):

- *Tiempo base constante.* En una cuenca, el tiempo base es el mismo para todas las tormentas con la misma duración en exceso, independientemente del volumen escurrido. El hidrograma unitario se asocia a una determinada duración en exceso.
- *Proporcionalidad.* Las ordenadas de todos los hidrogramas con tiempo base común, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo. Por lo tanto, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

- *Superposición de causas y efectos.* Para una determinada cuenca, el hidrograma que resulta de cierto periodo de lluvia, puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos de lluvia precedentes.

Tales suposiciones no se cumplen perfectamente bajo condiciones naturales; sin embargo, cuando la información hidrológica cumple aproximadamente tales suposiciones, los resultados obtenidos son aceptables para propósitos prácticos (Heerdegen, 1974, en Chow, 1994).

El método del hidrograma unitario se ha usado ampliamente en casi todo el mundo desde su publicación. Entre sus principales aplicaciones están: el hidrograma unitario tradicional, la curva S, el hidrograma unitario instantáneo y los hidrogramas unitarios sintéticos.

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR

Los métodos que se basan en *hidrogramas unitarios sintéticos* permiten obtener hidrogramas unitarios a partir de las características generales de la cuenca. Uno de estos métodos es el *hidrograma unitario triangular*, desarrollado por Mockus (1957, en Aparicio, 2007). La figura 3.4 esquematiza este tipo de hidrograma.

En un hidrograma triangular, el gasto pico se calcula:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad (\text{ec. 3.5})$$

Donde:

q_p , gasto pico unitario, en $\text{m}^3/\text{s} / \text{mm}$

A , área de la cuenca, en km^2

t_b , tiempo base, en h

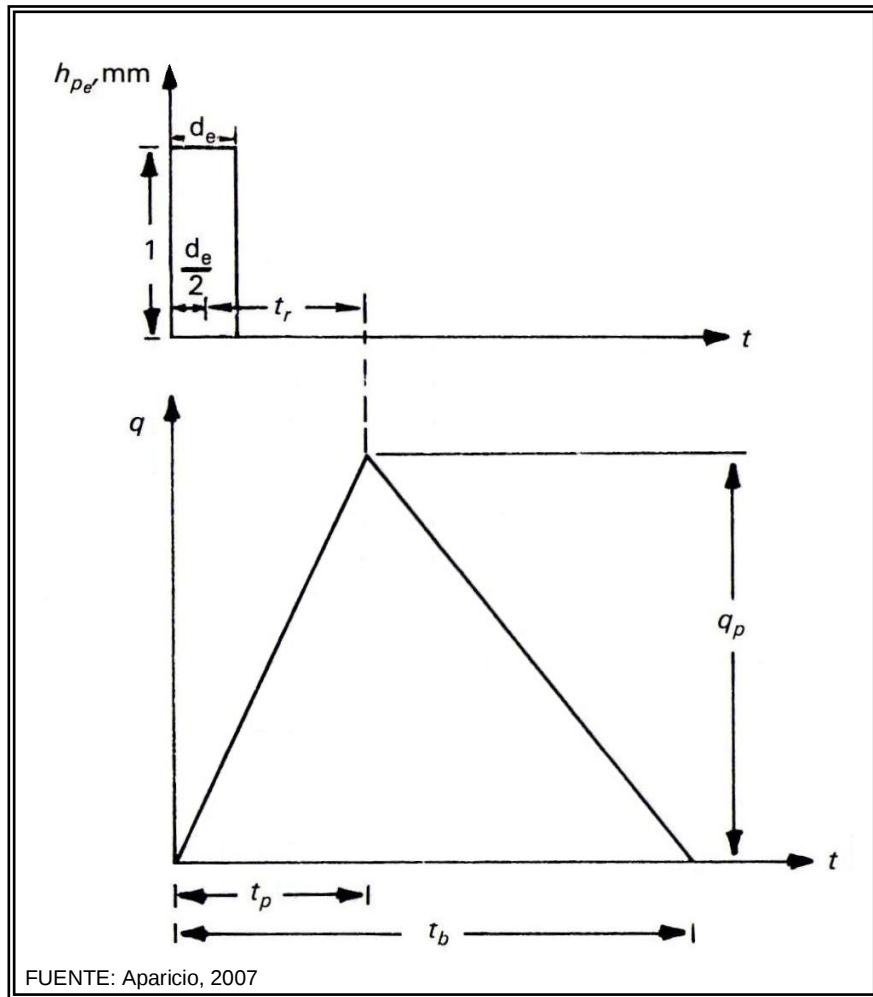


Figura 3.4. Hidrograma unitario triangular

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus determinó que el tiempo base puede calcularse en función del tiempo pico:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (\text{ec. 3.6})$$

El tiempo pico es:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde:

d_e , duración en exceso, en h

t_r , tiempo de retraso, en h

El tiempo pico se calcula con la ec. 3.5 y la duración en exceso se asigna de acuerdo con la información disponible.

3.1.4. Coeficiente de escurrimiento

Chow (1994) definió el *coeficiente de escurrimiento* como la relación entre el escurrimiento directo y la intensidad promedio de la precipitación en una tormenta. Sin embargo, a causa de la variabilidad de la intensidad de precipitación, este valor es difícil de determinar utilizando la información observada, por lo que también puede definirse como la relación entre el volumen de escurrimiento directo y el volumen de precipitación en la cuenca, en un periodo de tiempo dado:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (\text{ec. 3.8})$$

El coeficiente de escurrimiento es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre el escurrimiento y la precipitación de la cuenca, lo cual no se cumple en realidad. La proporción de lluvia total que fluirá como escurrimiento superficial depende de la permeabilidad del suelo y de la pendiente. Como se ha mencionado con anterioridad, depende también de las características y condiciones del suelo. La capacidad de infiltración varía por las condiciones de humedad precedentes a la tormenta, además disminuye a medida que la lluvia continúa. Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento son la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión.

Para representar lo mejor posible a los factores que afectan al coeficiente de escurrimiento, es necesario elegir un coeficiente razonable que considere dichos factores. La figura 3.5 indica los coeficientes de escurrimiento que recomienda el Manual de Hidráulica Urbana para suelos no urbanizados, obtenidos de un análisis regional hecho en varias cuencas experimentales en distintas partes del Valle de México.

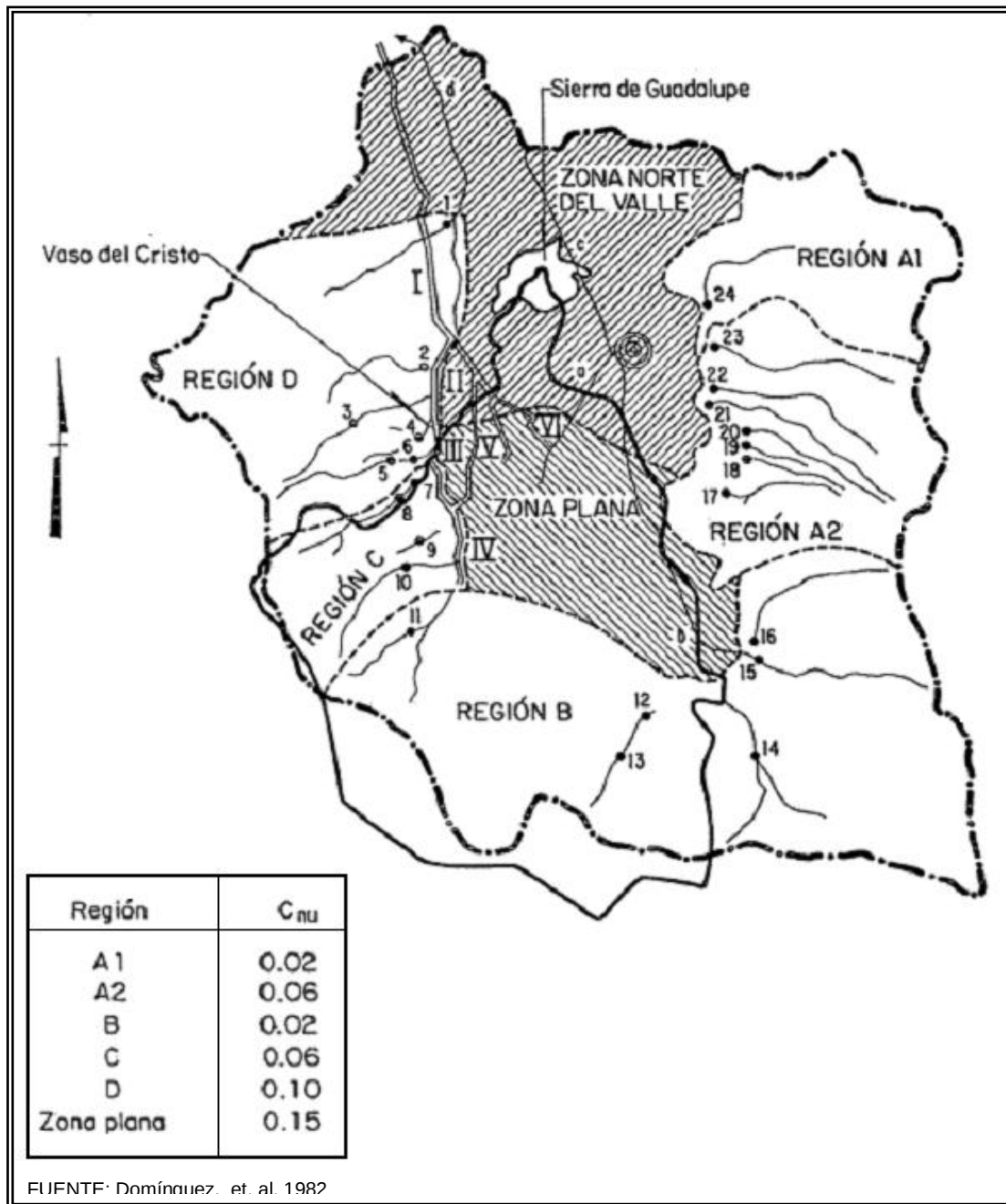


Figura 3.5. Coeficientes de escurrimiento para el Valle de México

Por otro lado, Aparicio (2007) propone los coeficientes que aparecen en la tabla 3.1, que dependen de, si es una zona urbana, del tipo de urbanización que tenga; si es una zona no urbana, del tipo de suelo y pendiente de la cuenca.

Tabla 3.1. Valores del coeficiente de escurrimiento

TIPO DE ÁREA		COEF. DE ESCURRIMIENTO	
DRENADA		MÍNIMO	MÁXIMO
ZONAS COMERCIALES	Zona Comercial	0.70	0.95
	Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES	Unifamiliares	0.30	0.50
	Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
	Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
	Semiurbanas	0.25	0.40
	Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES	Espaciada	0.50	0.80
	Compacta	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES		0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO		0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL		0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS		0.10	0.30
CALLES	Asfaltadas	0.70	0.95
ESTACIONAMIENTOS	De concreto hidráulico	0.70	0.95
	Adoquinadas	0.70	0.85
		0.75	0.85
TECHADOS		0.75	0.95
PRADERAS	Suelos arenosos planos ($S \leq 0.02$)	0.05	0.10
	Suelos arenosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.10	0.15
	Suelos arenosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.15	0.20
	Suelos arcillosos planos ($S \leq 0.02$)	0.13	0.17
	Suelos arcillosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.18	0.22
	Suelos arcillosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.25	0.35

Referencia: Aparicio (2007)

3.1.5. Factores que afectan al escurrimiento

Es evidente que el proceso lluvia-escurrimiento es complejo, pues la evidencia estadística, la experiencia y el sentido común sugieren que el escurrimiento rara vez se genera de manera uniforme sobre una cuenca. Las variaciones en la cantidad e intensidad de la precipitación, las características del suelo, la cobertura vegetal, la humedad antecedente y la topografía, son factores que influyen simultáneamente en el comportamiento de la cuenca, aunados a que el escurrimiento de la mayoría de las tormentas se deriva de un área relativamente pequeña de la cuenca (Linsley, 1988).

Por otro lado, los efectos de la urbanización en los hidrogramas de avenidas incluyen incrementos en los volúmenes totales de escurrimiento, debido al incremento de las zonas impermeables, producto de los estacionamientos, las calles y los techos, los cuales reducen la capacidad de infiltración de la cuenca. Además, los cambios en la eficiencia hidráulica, asociados con canales artificiales, cunetas y sistemas de recolección de drenaje de tormentas, aumentan la velocidad del flujo y la magnitud de los gastos pico (Chow, 1994). Lo anterior ocasiona que en las superficies urbanizadas el volumen de escurrimiento sea mucho mayor que en las no urbanizadas.

3.2. Cálculo de los coeficientes de escurrimiento

3.2.1. Recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana

En la figura 3.4 se indican los coeficientes de escurrimiento recomendados en el Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez, et. al., 1982) para suelos no urbanizados, los cuales fueron determinados a partir de un análisis regional de distintas cuencas del Valle de México. El área de estudio se encuentra al sur de la región A2 y al norte de la B, para las cuales el coeficiente de escurrimiento recomendado es de 0.06 y 0.02, respectivamente.

La figura 3.6 es una fotografía satelital que muestra la urbanización del área de estudio. En la figura se puede observar que las subcuencas Chihuahua, Texcahuey, Las Jícaras, Zoquiapan y Xaltocan prácticamente carecen de zonas urbanas. Mientras que las cuencas de Santo Domingo y el Olivar presentan una mayor urbanización, aproximadamente del 10 y el 15 %, respectivamente. Lo anterior implica que el coeficiente de escurrimiento es un poco mayor en estas dos últimas cuencas.

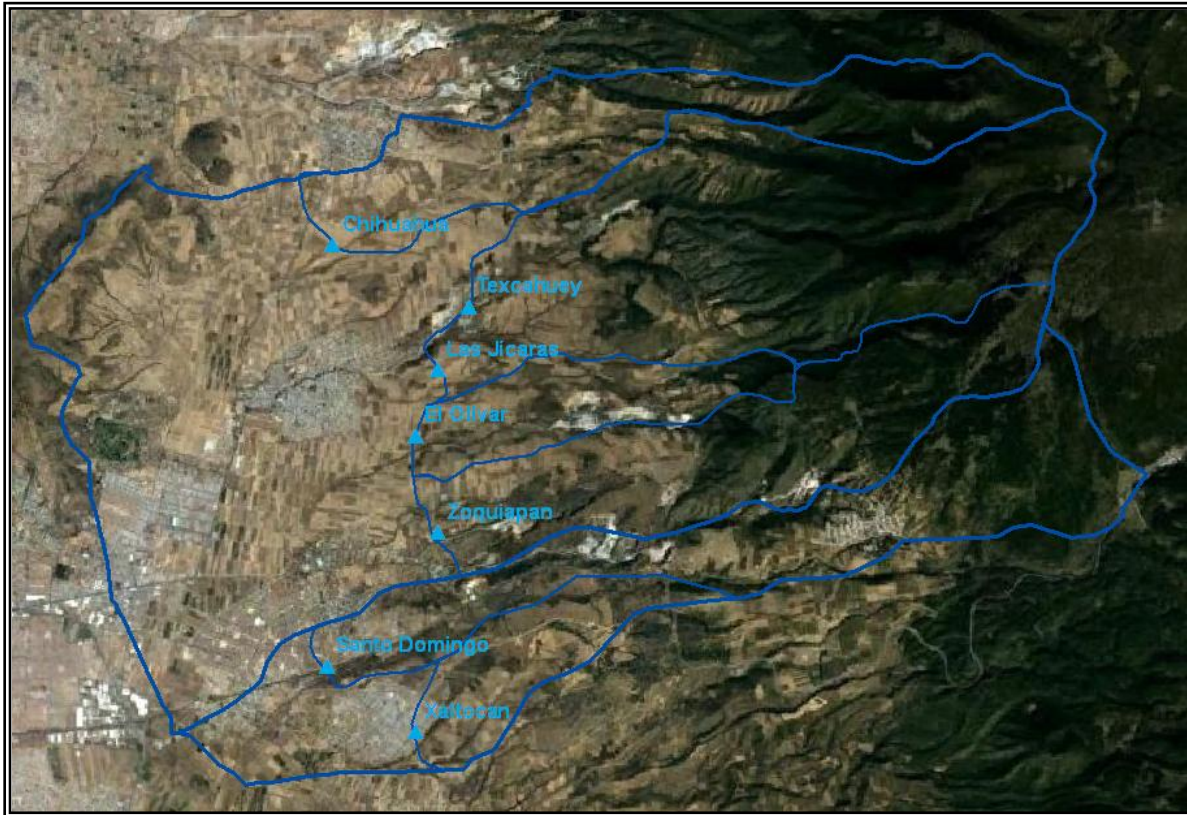


Figura 3.6. Urbanización de las cuencas en estudio

3.2.2. Coeficientes propuestos por Aparicio

Otra forma de determinar el coeficiente de escurrimiento es considerar los valores propuestos por Aparicio (2007). Dado que se trata de cuencas no urbanas, el valor del coeficiente de escurrimiento se haya entre los propuestos para praderas, dependiendo del tipo de suelo y de la pendiente.

De acuerdo a figura 1.5, los tipos de suelo predominantes en las subcuencas de interés son cambisol y feozem, los cuales tienen una textura media, por lo que se consideró como coeficiente de escurrimiento el valor promedio entre los valores medios de suelos arcillosos y suelos arenosos, según la pendiente de la subcuenca.

La tabla 3.3 concentra la pendiente de cada subcuenca, el coeficiente de escurrimiento correspondiente, tanto para suelos arcillosos, como para suelos arenosos, y el valor promedio entre estos.

Tabla 3.3. Coeficientes de escurrimiento, considerando los propuestos por Aparicio (2007)

CUENCA	SUBCUENCA	PENDIENTE	SUELOS ARENOSOS	SUELOS ARCILLOSOS	VALOR MEDIO
Santo Domingo	Sto. Domingo	0.06079	0.13	0.20	0.16
	Xaltocan	0.05012	0.13	0.20	0.16
San Francisco	La Cruz	0.07875	0.18	0.30	0.24
	Texcahuey	0.06799	0.13	0.20	0.16
	Las Jícaras	0.07043	0.18	0.30	0.24
	El Olivar	0.08047	0.18	0.30	0.24
	Zoquiapan	0.07930	0.18	0.30	0.24

Los valores obtenidos considerando los propuestos por Aparicio, son mucho mayores que los recomendados en el Manual de Hidráulica Urbana. Sin embargo, es importante mencionar que estos valores suelen ser muy conservadores.

3.2.3. Coeficiente determinado a partir del volumen de escurrimiento y del volumen de precipitación

Debido a la diferencia entre los valores obtenidos bajo las recomendaciones del Manual de Hidráulica Urbana y los obtenidos a partir de los coeficientes propuestos por Aparicio, se consideró necesario tener otro punto de comparación. Para ello se empleó la ecuación 3.3, dividiendo el volumen de escurrimiento originado por un gasto medio diario máximo de la estación San Marcos para un periodo de retorno de 10 años, entre el volumen de precipitación máximo para el mismo periodo de retorno.

Se utilizó el gasto de la estación San Marcos para las siete subcuencas, dada la similitud entre la cuenca del río San Francisco y la del río Santo Domingo. El método para calcular dicho gasto fue descrito en la sección 2.4.4, donde se determinó que es de 3.92 m³/s. Por lo tanto, el volumen de escurrimiento directo es:

$$V_{ED} = 86\,400 (3.92) = 338\,688 \text{ m}^3$$

Para calcular el volumen de precipitación se consideró la altura de precipitación máxima de todas las estaciones analizadas en la sección 2.4.3. Para el periodo de retorno de 10 años el valor máximo es de 72.26 mm, y corresponde a la estación San Rafael, Tlalmanalco. El volumen de precipitación se calcula:

$$V_{LL} = A h_p \quad (\text{ec. 3.10})$$

Donde:

V_{LL} , volumen de precipitación, en m^3

A , área de la cuenca, en m

h_p , altura de precipitación, en m

El área que se sustituyó en la ecuación 3.10 fue la de la cuenca del río San Francisco, dado que la estación San Marcos se encuentra a la salida de ésta. Entonces, el volumen de precipitación es:

$$V_{LL} = 131.42 (0.07226) = 9.496 \times 10^6 m^3$$

Al sustituir el volumen de escurrimiento directo y el de precipitación en la ecuación 3.8, el coeficiente de escurrimiento es:

$$C = \frac{0.338688}{9.496} = 0.036$$

3.2.4. Coeficientes empleados en el cálculo del escurrimiento

Considerando las tres formas en las que se calculó el coeficiente de escurrimiento, la pendiente y la urbanización de cada una de las subcuencas, para los cálculos posteriores se utilizarán los valores de C que se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Coeficientes de escurrimiento determinados para cada subcuenca

CUENCA	SUBCUENCA	C
Sto. Domingo	Sto. Domingo	0.12
	Xaltocan	0.10
San Francisco	Chihuahua 2	0.15
	Texcahuey	0.10
	Las Jícaras	0.15
	El Olivar	0.18
	Zoquiapan	0.15