

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor Patrocinante: Patricio Álvarez M. MSc. PhD.

**“ESTIMACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD
DE LA REDUCCIÓN DE CAPACIDAD VIAL
INCORPORANDO EFECTOS DE LLUVIA”**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de
Ingeniero Civil

Jorge Joaquín Lizama Núñez

Concepción, Abril de 2016

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	ii
ÍNDICE DE FIGURAS	iv
ÍNDICE DE TABLAS	v
RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1 Justificación del estudio	3
1.2 Alcances del estudio	3
1.3 Objetivos	3
2. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1 Revisión Bibliográfica	5
2.2 Capacidad Vial.....	6
2.3 Capacidad Vial en intersecciones semaforizadas.....	7
2.4 Flujo superficial y cuenca hidrográfica	10
2.4.1 Método Racional.....	12
2.4.2 Ecuación de Chézy-Manning.....	14
2.5 Funciones de frecuencia y probabilidad.....	16
2.5.1 Función de distribución exponencial	17
2.5.2 Función de distribución gamma.....	18
2.5.3 Función de distribución lognormal.....	18
3. METODOLOGÍA	19
3.1 Reducción de flujo de saturación	20

3.2	Intensidad de lluvia y reducción de flujo de saturación.....	20
3.3	Definición de la cuenca teórica.....	22
3.4	Series horarias de intensidad de lluvia.....	24
3.5	Ajuste de funciones de distribución de probabilidad.....	27
3.6	Distribución de probabilidad de reducción de flujo de saturación.....	27
4.	RESULTADOS.....	28
4.1	Funciones de distribución acumulada de intensidad de lluvia.....	28
4.2	Funciones de distribución de probabilidad de reducción de flujo de saturación	29
4.3	Análisis de sensibilidad.....	32
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	37
6.	REFERENCIAS.....	39
	ANEXOS.....	40
A.	Verificación de parámetros de la cuenca teórica	41
B.	Resultados de la prueba de chi cuadrado	46

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Reducción de capacidad vial bajo distintas intensidades de lluvia	6
Figura 2.2. Proceso de descarga en intersecciones semaforizadas.	8
Figura 2.3. Hidrograma de caudal para el Método Racional	14
Figura 2.4. Parámetros ecuación de Chézy-Manning.....	15
Figura 2.5. Función de Distribución Acumulada y de Densidad de Probabilidad.....	17
Figura 3.1. Representación esquemática de la metodología.....	19
Figura 3.2. Parámetros geométricos de la cuneta	21
Figura 3.3. Vistas de la cuenca teórica.....	23
Figura 4.1. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, temporada otoño-invierno.....	30
Figura 4.2. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, temporada primavera-verano	30
Figura 4.3. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, variando pendiente transversal.....	33
Figura 4.4. Densidad de probabilidad $\Delta S\%$, variando pendiente longitudinal	34
Figura 4.5. Densidad de probabilidad $\Delta S\%$, variando número de sumideros.....	34

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Coeficiente de escorrentía superficial para zonas urbanas.....	13
Tabla 2.2. Coeficiente de rugosidad de Manning para distintas superficies.....	15
Tabla 3.1. Parámetros de la cuenca teórica	23
Tabla 3.2. Estaciones meteorológicas utilizadas	26
Tabla 4.1. Parámetros k y θ por ciudad y temporada	29
Tabla 4.2. Media de $\Delta S\%$ por ciudad y temporada	31
Tabla 4.3. Probabilidad de ocurrencia por tramo de $\Delta S\%$	32
Tabla 4.4. Valores medios de $\Delta S\%$ en análisis de sensibilidad	35

ESTIMACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD DE LA REDUCCIÓN DE CAPACIDAD VIAL INCORPORANDO EFECTOS DE LLUVIA

Jorge Lizama Núñez

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

jjlizaman@gmail.com

Patricio Álvarez Mendoza M. MSc. PhD.

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

palvarez@ubiobio.cl

RESUMEN

La capacidad vial es un concepto fundamental en la evaluación de sistemas de transporte. La estimación de esta variable se lleva a cabo teniendo en cuenta múltiples condiciones geométricas y de tráfico (entre otras), pero típicamente se excluyen los efectos del clima. En particular, estudios realizados desde la década de 1950 en diferentes países, muestran el efecto reductor de la lluvia en la capacidad vial. En este estudio se encontraron distribuciones de probabilidad de reducción porcentual de capacidad vial para tres ciudades de la zona centro-sur y sur de Chile, considerando el efecto de la lluvia. Para ello fue necesario establecer una relación entre intensidad de lluvia y reducción de capacidad vial, basada en una relación encontrada por Henríquez (2002) entre el ancho de pista inundado por escorrentía superficial durante eventos de lluvia y la reducción de flujo de saturación, en intersecciones semaforizadas. Como resultado, se obtuvieron curvas de densidad de probabilidad, con valores medios de reducción de flujo de saturación entre 1,4 y 2,2% dependiendo de la ciudad y la temporada del año considerada. Además, se analizó el efecto de la variación de parámetros geométricos del diseño la calzada en la reducción de capacidad.

ESTIMATION OF THE PROBABILITY DISTRIBUTION OF THE HIGHWAY CAPACITY REDUCTION INCORPORATING RAINFALL EFFECTS

Jorge Lizama Núñez

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bio-Bio

jjlizaman@gmail.com

Patricio Álvarez M. MSc. PhD.

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bio-Bio

palvarez@ubiobio.cl

ABSTRACT

The highway capacity is a fundamental concept in evaluating transportation systems. The estimation of this variable is realized taking into account multiple geometrical and traffic conditions (between others), but typically the effects of weather are excluded. Particularly, studies since the 1950s show the reducing effect of rainfall on highway capacity. In this study, it were found probability distributions of percentage reduction of highway capacity for three cities from the center-south and south of Chile, considering the effect of rainfall. For that, it was necessary to establish a relationship between rainfall intensity and highway capacity, based on a relationship found by Henríquez (2002) between the track width flooded by surface runoff during rainfall events and the reduction in saturation flow at signalized intersections. As a result, it were obtained probability density curves, with mean values of saturation flow reduction between 1,4 and 2,2%, depending on the city and the season of the year considered. Also, it were analyzed the effect of the variation of geometrical parameters of the road design in the capacity reduction.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Justificación del estudio

En la evaluación de sistemas de transporte, la capacidad vial cumple un rol fundamental. Típicamente, en la estimación de esta variable no se consideran los efectos climáticos. Sin embargo este efecto es particularmente relevante en nuestro país, que debido a su geografía presenta una diversidad climática considerable entre ciudades. Debido esto, cobra sentido estimar el impacto que generan las variaciones climáticas en la capacidad de redes urbanas, de modo de obtener información útil para la planificación y operación de sistemas de transporte.

1.2 Alcances del estudio

En el presente estudio, se estimaron Funciones de Distribución de Probabilidad de reducción de flujo de saturación durante eventos de lluvia, en base a la relación encontrada por Henríquez (2002) entre el ancho de inundación, producto del flujo superficial en la cuneta, y reducción de flujo de saturación en intersecciones semaforizada. La relación utilizada se obtuvo en base a mediciones en pistas con circulación mayoritaria de vehículos livianos y taxibuses ocasionales. Los resultados son aplicables a pistas con características similares a las descritas.

1.3 Objetivos

Objetivo General: Estimar distribuciones de probabilidad de reducción de capacidad vial incorporando efectos de lluvia.

Objetivos Específicos:

- Resumir el estado del arte de los estudios del efecto del clima en el comportamiento de redes de transporte
- Relacionar la intensidad de lluvia con la pérdida de capacidad vial.

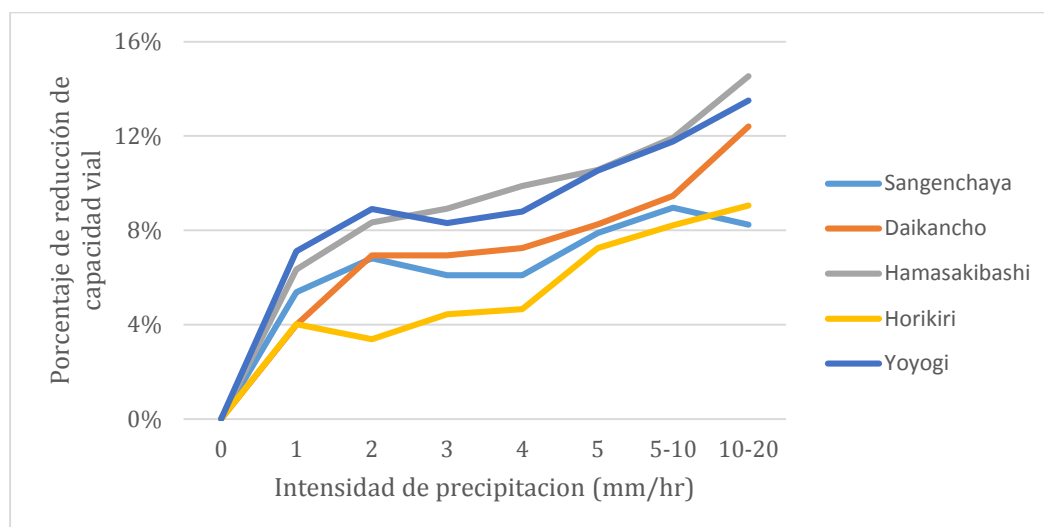
- Relacionar distribuciones de frecuencia de intensidad de lluvia y distribución de probabilidad de pérdida de capacidad.
- Analizar la influencia de la variación de parámetros geométricos de la calzada en la pérdida de capacidad.
- Aplicar la metodología a casos de estudio.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Revisión bibliográfica

Desde la década de 1950, diversos estudios realizados en distintos países han dado cuenta de los efectos del clima sobre las redes de transporte. Uno de los primeros autores en constatar el efecto reductor de la lluvia en el flujo de tráfico fue J. C. Tanner (1952), quien comparo los flujos en 21 puntos de Gran Bretaña durante una semana sin lluvia de agosto de 1949 y una semana lluviosa de agosto de 1950, observando una disminución de 1,3% y 3,1% para automóviles particulares y taxis respectivamente en el caso con lluvia. Más adelante, Jones & Goolsby (1969) encontraron reducciones de capacidad en torno al 15% para días lluviosos en un estudio desarrollado en la autopista interestatal I-45 en Houston, Texas, Estados Unidos. Sin embargo, estos autores no contaron con los medios suficientes para establecer una relación entre intensidad de lluvia y reducción de capacidad, por lo que se limitaron a clasificar la información en días lluviosos y secos. Ya en la década del 2000, con mucho mejores condiciones técnicas, un grupo de investigadores japoneses estudió la reducción de capacidad por efecto de lluvias en varios puntos de la Autopista Metropolitana de Tokio (Chung, Ohtani, Warita, Kuwahara, & Morita, 2006). Este equipo relacionó, para cada punto estudiado, intensidad de lluvia y porcentaje promedio de reducción de capacidad. Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 2.1.

Figura 2.1. Reducción de capacidad vial bajo distintas intensidades de lluvia



Fuente: Does Weather Affect Highway Capacity?, Chung, Ohtani, Warita, Kuwahara, & Morita, 2006

En el Gran Concepción, Henríquez (2002) realizó mediciones de flujo de saturación versus ancho de pista inundado por escorrentía superficial de aguas lluvias en intersecciones semaforizadas. Las mediciones se realizaron durante distintos eventos de lluvia y como resultado se encontró una relación inversamente proporcional entre ambas variables. Este resultado, que se detalla más adelante, constituye uno de los pilares fundamentales que posibilitan la realización del presente estudio.

2.2 Capacidad vial

Se entiende por capacidad vial, la máxima cantidad de vehículos que tienen una probabilidad razonable de atravesar una sección transversal de una pista o calzada durante un periodo definido de tiempo bajo las condiciones prevalecientes de infraestructura, tráfico y control (Asociación Técnica de Carreteras, 1987).

Las condiciones prevalecientes de infraestructura se refieren a las características geométricas de la calle o carretera, incluyendo el tipo de infraestructura y su entorno. Las condiciones de tráfico incluyen aspectos como la composición vehicular, la distribución del tráfico en las pistas existentes y los sentidos de circulación asignados a las mismas. Finalmente, las condiciones de control hacen referencia a sistemas de control y normativa

vigente, incluyendo la disposición de señales como Pare o Ceda el Paso, restricciones en uso de carriles, restricciones en giros y existencia de semáforos con su respectiva programación.

Un punto importante a considerar es que esta definición de capacidad vial es válida en ausencia de lluvias, nevadas, u otros eventos climáticos que pudiesen afectarla en alguna medida.

2.3 Capacidad vial en intersecciones semaforizadas

Generalmente, la infraestructura vial puede ser clasificada en dos grandes grupos: las estructuras de circulación continua, que no son afectadas por elementos fijos externos al tráfico (donde las condiciones de circulación son resultado únicamente de la interacción entre los vehículos circulantes y su relación con las características geométricas y ambientales de la vía) y las estructuras de circulación discontinua, que son reguladas por elementos fijos que producen interrupciones periódicas en la circulación vial. Dentro del segundo grupo descrito se ubican las intersecciones semaforizadas, en las cuales los movimientos están regulados por señales periódicas que permiten o impiden los distintos movimientos posibles. Se denomina ciclo a una secuencia completa de indicaciones que se repite continuamente en un tiempo definido. Un ciclo se compone de varias fases, que corresponden a la parte de un ciclo en que se da derecho de paso a una combinación determinada de movimientos. Para permitir la realización de un conjunto de movimientos se presenta una señal de color verde durante un tiempo denominado *tiempo de verde*.

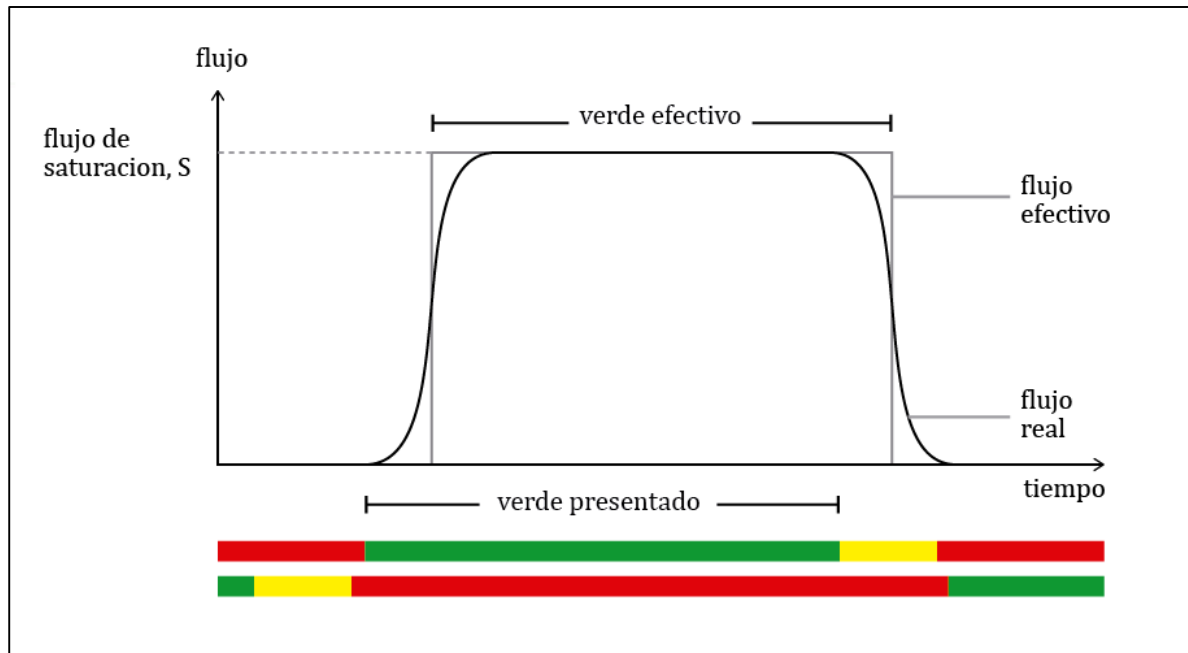


Figura 2.2. Proceso de descarga en intersecciones semaforizadas.
Fuente: Adaptado de Manual de Señalización de Tránsito, Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones, 2012.

En la Figura 2.2 se presenta en forma esquemática el modelo de descarga binaria de vehículos de una intersección semaforizada. El esquema está basado en el que se presenta en el Manual de Señalización de Tránsito (Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones, 2012). Según se observa en la curva de flujo real, al presentarse la señal verde el flujo vehicular que atraviesa la sección aumenta progresivamente hasta alcanzar un máximo. De forma análoga, al presentarse la señal amarilla el flujo disminuye progresivamente hasta hacerse cero. Sin embargo, para efectos prácticos, el proceso se discretiza a través de la curva de flujo efectivo, que tiene un valor uniforme igual al flujo máximo alcanzado. El intervalo de tiempo en que la curva de flujo efectivo iguala el volumen total descargado según la curva real se denomina verde efectivo.

El máximo flujo alcanzado por la curva de flujo real se denomina *flujo de saturación*, y se define como la máxima intensidad de circulación que puede pasar por un acceso de una intersección o grupo de carriles bajo condiciones prevalecientes de infraestructura y tráfico, asumiendo un cien por ciento de tiempo real disponible como tiempo de verde efectivo.

En general, en intersecciones, la capacidad es definida para cada acceso. También es posible evaluar la capacidad para cada pista, con el fin de aislar aquellas que dan servicio a múltiples movimientos diferentes. Para intersecciones semaforizadas la capacidad se basa en el concepto, anteriormente explicado, de flujo de saturación. Ambos conceptos se vinculan a través de la relación de verde, que se define como el cociente entre el tiempo de verde efectivo y la duración total del ciclo. De ésta forma, se puede establecer la siguiente relación:

$$c_i = s_i * \left(\frac{g}{C}\right)_i \quad (2.1)$$

Donde:

- c_i : Capacidad del grupo de pistas i
 s_i : Flujo de saturación del grupo de pistas i
 $(g/C)_i$: Relación de verde para el grupo de pistas i

Debido a las características de la Ecuación (2.1), una variación en el flujo de saturación altera directamente y en la misma proporción la capacidad de la pista o grupo de pistas en estudio.

De acuerdo a Henríquez (2002) el flujo de saturación de pistas adyacentes a cunetas se ve afectado por el escurrimiento superficial del agua lluvia, que inunda una porción variable de las pistas en esta condición. La metodología seguida por Henríquez consistió en medir el máximo flujo vehicular en éste tipo de pistas en tres intersecciones semaforizadas del Gran Concepción para condiciones secas y para eventos de lluvia con distintos anchos de inundación asociados. El cálculo de flujo de saturación se llevó a cabo utilizando el método definido por el Road Note 34, del Department of Transport británico (Henríquez, 2002). Los resultados fueron condensados en un factor de corrección f_L , que depende del ancho de inundación, y permite corregir el flujo de saturación de una pista considerando condiciones de lluvia. Éste factor debe ser agregado al factor f_k , mediante el cual se introducen eventuales reducciones por condiciones prevalecientes u a otros factores que pudiesen modificar el flujo de saturación.

De esta manera se tiene:

$$S_L = S_b * f_k * f_L \quad (2.2)$$

Donde:

S_L : Flujo de saturación en condiciones de lluvia

S_b : Flujo de saturación básico

f_k : Factor de reducción bajo las condiciones prevalecientes

f_L : Factor de reducción por ancho inundado

Para pistas con tránsito mayoritario de vehículos livianos y taxibuses ocasionales, la ecuación que define f_L está dada por:

$$f_L = 1 - 0,0646 * b \quad (2.3)$$

Donde $b \leq 3,5$ corresponde al valor del ancho inundado en metros.

El factor f_L , propuesto por Henríquez fue de gran utilidad para este trabajo, ya que a través de él fue posible vincular una variable que depende directamente de las lluvias, como el ancho de inundación, con la pérdida de flujo de saturación y, por ende, de capacidad.

Además de los conceptos teóricos relativos a capacidad vial, expuestos hasta ahora, es necesario abordar el fenómeno de flujo superficial de aguas lluvias con énfasis en el comportamiento de éste fenómeno en cuencas urbanas, con el fin de comprender la relación entre un evento de lluvia y el ancho de inundación generado.

2.4 Flujo superficial y cuenca hidrográfica

En 1933, Horton (citado en Chow, 1994) describió el flujo superficial como aquella parte de la lluvia no absorbida por el suelo mediante infiltración (despreciando la interceptación de parte de ésta por la vegetación). Es decir, si el suelo tiene una capacidad de infiltración f , expresada en unidades de volumen por unidad de tiempo y superficie, y la lluvia tiene una intensidad i , ocurrirá que si i es menor que f , la lluvia será absorbida

completamente y no existirá escorrentía superficial. En cambio, si i es mayor que f existirá escorrentía superficial a una tasa de $(i-f)$. Esta diferencia fue denominada por Horton como exceso de lluvia, y al proceso descrito anteriormente se le conoce como *flujo superficial hortoniano*.

Además del flujo superficial hortoniano, existen otros fenómenos que se producen en la superficie del suelo (o en las cercanías de ésta) durante lluvias, como son el *flujo subsuperficial* y el *flujo superficial de saturación* (Chow, 1994). Sin embargo, la influencia de éstos últimos es despreciable al analizar el escurrimiento de aguas lluvias en zonas urbanas debido a la alta impermeabilidad de sus superficies.

Según Chow (1994), una cuenca hidrográfica es un área de terreno que drena las aguas caídas sobre ella a través una corriente común. Dentro de una cuenca puede distinguirse una cantidad variable de cauces que conducen el agua desde zonas altas a zonas más bajas. El flujo superficial generado en toda la extensión de la superficie (exceptuando zonas muy permeables donde la totalidad de la precipitación se infiltra) converge hacia un cauce principal, que funciona como vía de salida de la cuenca. Durante un evento de lluvia, una porción del agua precipitada puede necesitar mayor o menor tiempo para llegar desde la zona en que cayó hasta la salida de la cuenca, dependiendo de factores como la pendiente, vegetación o distancia del camino que deba transitar. Por lo tanto si la lluvia se mantiene uniforme en el tiempo, el caudal en la sección de salida de la cuenca aumentará progresivamente a medida que comienza a recibir aportes de una superficie cada vez mayor. Llegado el momento en que la superficie completa de la cuenca se encuentra aportando flujo al punto de salida, el caudal se estabilizará. El tiempo transcurrido hasta que esto ocurre se denomina *tiempo de concentración* de la cuenca.

Si bien generalmente se asocia el concepto de cuenca a grandes extensiones de terreno que drenan hacia un río principal, también puede ser aplicado a extensiones menores. Para el caso de este trabajo, como se verá más adelante, la cuenca considerada no va más allá de la superficie que drena aguas hacia un mismo sumidero a través de una cuneta común.

Existen variados métodos, de mayor o menor complejidad, para estimar el caudal que será evacuado de una cuenca por su punto de salida debido a una lluvia de cierta

intensidad. Por su simplicidad, uno de los más utilizados actualmente es el *Método Racional*, que se describe a continuación.

2.4.1 Método Racional

En hidrología, se conoce como Método Racional a un método ampliamente utilizado para el cálculo del Caudal Máximo Instantáneo de descarga en una cuenca producto de una precipitación de cierta intensidad. Su fórmula básica es:

$$Q = \frac{c * I * A}{3,6 * 10^6} \quad (2.4)$$

Donde:

Q : Caudal máximo en m³/s

c : Coeficiente de escorrentía

I : Intensidad de la precipitación en mm/hr

A : Área de la cuenca en m²

Este método asume que la intensidad de la precipitación ingresada es uniforme en la superficie de la cuenca y no varía durante el tiempo de duración de la lluvia.

La utilización de este método está recomendada para cuencas de extensión no superior a 50 hectáreas, de características homogéneas, superficie mayormente impermeable, sin obras de almacenamiento y con tiempo de concentración inferiores a una hora (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005); lo que lo hace útil para zonas urbanas.

El coeficiente de escorrentía representa la porción del total de agua precipitada que efectivamente se convierte en flujo superficial, es decir, corresponde al cociente entre el volumen de agua no absorbido por el suelo y la precipitación total. La elección del coeficiente de escorrentía debe representar el grado de impermeabilidad ponderado de la superficie de la cuenca. Para éste propósito, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2005) propone la Tabla 2.1, que resume valores de c recomendados para distintos contextos urbanos.

Tabla 2.1. Coeficiente de escorrentía superficial para zonas urbanas

Tipo de zona	Coeficiente		
	Mínimo	Medio	Máximo
Áreas residenciales			
Suburbios semiurbanos	0,25	0,32	0,40
Casas aisladas	0,30	0,40	0,50
Condominios aislados	0,40	0,50	0,60
Condominios pareados o continuos	0,60	0,67	0,75
Departamentos en edificios aislados	0,50	0,60	0,70
Departamentos en edificios continuos	0,70	0,80	0,90
Áreas comerciales			
Comercio en alta densidad	0,70	0,82	0,95
Comercio en baja densidad	0,50	0,60	0,70
Áreas industriales			
Grandes industrias	0,50	0,65	0,80
Pequeñas industrias	0,60	0,75	0,90
Parques, plazas y jardines	0,10	0,17	0,25

Fuente: Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005

El caudal entregado por la fórmula corresponderá siempre al caudal evacuado de la cuenca una vez transcurrido, al menos, el tiempo de concentración de la cuenca. La Figura 2.3 muestra los hidrogramas producidos de acuerdo a la relación entre la duración de la lluvia utilizada y el tiempo de concentración de la cuenca. En caso de que la duración de la precipitación sea igual o mayor al tiempo de concentración se produce un hidrograma triangular (Figura 2.3a) o trapezoidal (Figura 2.3b) respectivamente, con idéntico caudal máximo. En el caso de lluvias de menor duración, el hidrograma también es triangular, pero el caudal máximo es menor al de los casos anteriores. Esto último se conoce como *Método Racional Modificado* (Figura 2.3c).

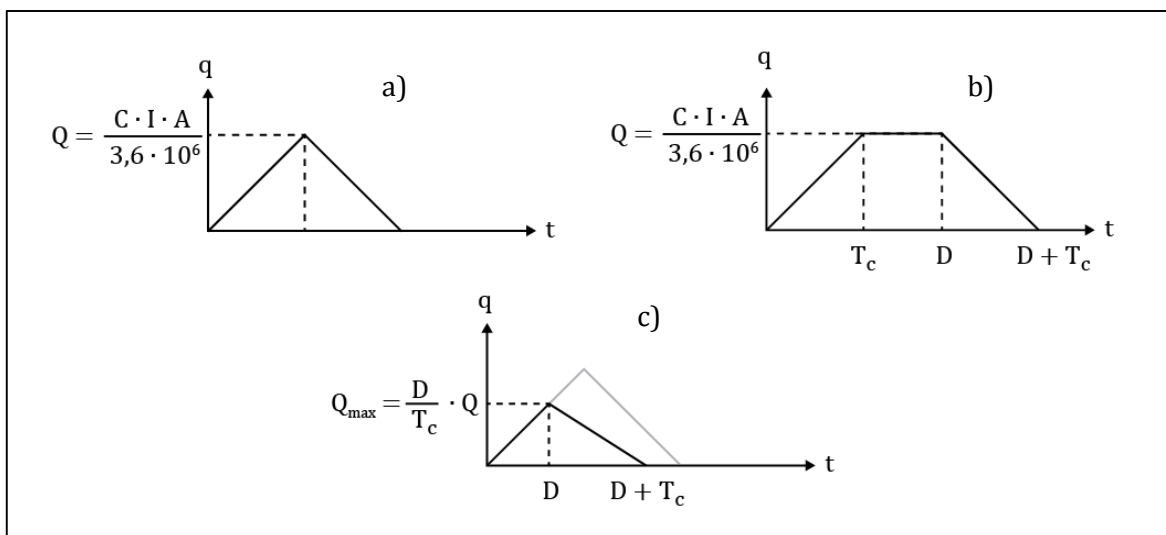


Figura 2.3. Hidrograma de caudal para el Método Racional
Fuente: Adaptado de Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de
Infraestructura de Aguas Lluvias, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005

Para el caso de escurrimiento en elementos de drenaje urbano, que presentan geometrías regulares, resulta fácil relacionar el caudal transportado con la geometría de la sección transversal del escurrimiento. Para esto se utiliza la ecuación de Chézy-Manning, que se presenta en a continuación.

2.4.2 Ecuación de Chézy-Manning

La ecuación de Chézy-Manning toma su nombre de los ingenieros Antoine de Chézy y Robert Manning. El primero de ellos presentó, en 1769, una fórmula para calcular la velocidad media del agua en la sección de un canal que depende de tres variables: el radio hidráulico de la sección, la pendiente longitudinal del fondo del canal y un coeficiente denominado Coeficiente de Chézy. De las múltiples fórmulas para calcular éste último coeficiente, la más divulgada hoy en día corresponde a la propuesta por Robert Manning en 1889. Al reemplazar la propuesta de Manning en la ecuación original de Chézy, se obtiene:

$$V = \frac{R^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.5)$$

Donde:

V : Velocidad media del agua en m/s

R : Radio hidráulico de la sección del canal

j : Pendiente de la línea de agua

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

El radio hidráulico de la sección se calcula dividiendo el área de la sección transversal por el *perímetro mojado* (P_m), ilustrado en la Figura 2.4 junto a los demás parámetros.

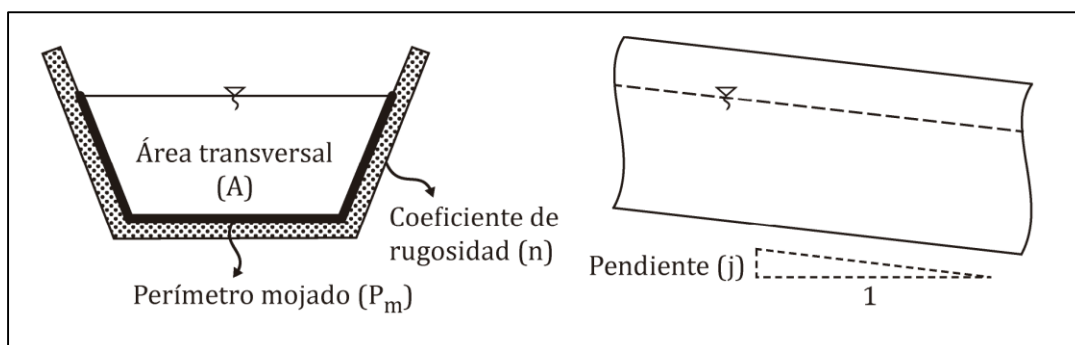


Figura 2.4. Parámetros ecuación de Chézy-Manning

Para estimar el valor de n , que representa la oposición de la superficie al escurrimiento del agua, existen tablas obtenidas de modo experimental. El Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2005) recomienda los valores que se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Coeficiente de rugosidad de Manning para distintas superficies

Tipo de superficie	Coeficiente n
Tubos de plástico	0,011
Tubos de cemento asbesto	0,012
Tubos de mortero comprimido	0,013
Calles de hormigón y asfalto	0,015
Techos	0,018
Jardines	0,025
Superficies de tierra	0,030
Superficies con vegetación	0,050

Fuente: Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005.

Para calcular el caudal que atraviesa por la sección basta con multiplicar por su área, obteniéndose:

$$Q = \frac{A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (2.6)$$

Donde A corresponde al área de la sección transversal del escurrimiento en metros cuadrados.

2.5 Funciones de frecuencia y probabilidad

Debido a la gran complejidad de las causas que los provocan, es difícil dar un tratamiento determinístico a los fenómenos hidrológicos. En la mayoría de los casos, el resultado de una observación de un fenómeno de este tipo no puede ser calculado mediante una relación funcional inequívoca con otras variables. De esta manera, la estadística, y particularmente los conceptos de *frecuencia* y *probabilidad*, cobran vital importancia como herramientas para la descripción de estos fenómenos.

Se entiende por frecuencia la cantidad de ocurrencias de un evento dentro de una muestra de una variable aleatoria. Por ejemplo, la cantidad de años en que la precipitación total anual de una ciudad cualquiera está entre 500 y 550 mm, dentro de una muestra de datos de 50 años. Al extender la noción de frecuencia más allá de una muestra concreta aparece el concepto de probabilidad, que cuantifica qué tan esperable es que se produzca un determinado evento en un fenómeno cuantificable cualquiera. Volviendo al ejemplo anterior, la probabilidad da respuesta a qué tan esperable es obtener una precipitación total entre 500 y 550 mm en esa ciudad durante un año cualquiera.

La probabilidad de ocurrencia de cada evento factible dentro de un fenómeno determinado puede ser modelada mediante funciones matemáticas. Una función que cumpla con este propósito se denomina Función de Distribución de Probabilidad. Las funciones de este tipo suelen presentarse en dos versiones, la Función de Distribución Acumulada o FDA (Figura 2.5a), que entrega la probabilidad de no excedencia para un determinado valor de la variable independiente; y la Función de Densidad de Probabilidad o FDP (Figura 2.5b), que es la derivada de la primera y cuya área bajo la curva entre dos valores de la variable independiente representa la probabilidad de obtener un valor

comprendido en ese rango. Comúnmente una FDA se denota como $F(x)$, y una FDP como $f(x)$.

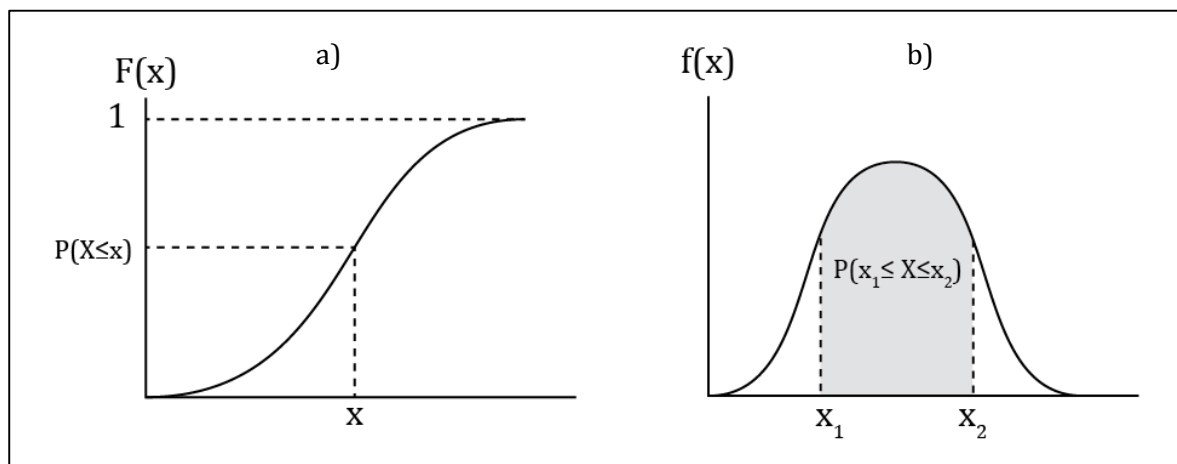


Figura 2.5. Función de Distribución Acumulada y de Densidad de Probabilidad

Existen funciones ampliamente reconocidas por su efectividad al modelar diversos fenómenos. Estas funciones dependen, además de la variable modelada, de parámetros particulares que pueden ser ajustados para representar lo más fielmente posible el comportamiento probabilístico del fenómeno en estudio. El ajuste de los parámetros se realiza, comúnmente a través del *método de los momentos* o del *método de máxima verosimilitud* (Chow, 1994).

A continuación se presentan brevemente tres funciones de distribución de probabilidad que típicamente se utilizan para variables hidrológicas, debido a que están definidas para variables no negativas (como es el caso de las variables hidrológicas) y han demostrado ajustarse satisfactoriamente en numerosos estudios a lo largo del tiempo (Chow, 1994)

2.5.1 Función de distribución exponencial

La FDA de la distribución exponencial está dada por:

$$F(x) = 1 - e^{-\lambda \cdot x} \quad (2.7)$$

Donde su único parámetro es $\lambda > 0$, denominado parámetro de proporción.

2.5.2 Función de distribución gamma

La FDA de la distribución gamma está dada por:

$$F(x) = \frac{\int_0^{x/\theta} (t^{k-1} e^{-t}) dt}{\int_0^{\infty} (t^{k-1} e^{-t}) dt} \quad (2.8)$$

La función gamma contempla dos parámetros, $k > 0$ es el parámetro de forma y $\theta > 0$ es el parámetro de escala.

2.5.3 Función de distribución lognormal

Finalmente, la distribución lognormal está descrita por la siguiente FDA:

$$F(x) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \operatorname{erf} \left[\frac{\ln(x) - \mu}{\sqrt{2} \cdot \sigma} \right] \quad (2.9)$$

Donde erf es la función error de Gauss. Los parámetros necesarios para esta ajustar esta distribución son $\mu \in \mathbb{R}$ y $\sigma > 0$, que corresponden respectivamente a la media y desviación estándar del logaritmo natural los datos.

3. METODOLOGÍA

La metodología de este trabajo se llevó a cabo en las siguientes etapas. En primer lugar, se definió $\Delta S_{\%}(b)$ como la reducción porcentual de flujo de saturación producto de un ancho de inundación b determinado. Posteriormente, utilizando la ecuación de Chézy-Manning y el Método Racional, se obtuvo una relación funcional entre las variables intensidad de lluvia y $\Delta S_{\%}$, que depende de las características geométricas e hidráulicas de la cuenca urbana que contiene a la pista afectada. Luego de esto, se definió una cuenca teórica en base a los parámetros que definen las características mencionadas anteriormente. A continuación, se obtuvo información de precipitaciones de estaciones meteorológicas de tres ciudades con lo que se buscó una FDA adecuada para ajustar la variable intensidad de lluvia. Finalmente, se reemplazó esta variable por su expresión en función de $\Delta S_{\%}$, con lo que se obtuvo la FDA de reducción de flujo de saturación que fue posteriormente derivada con respecto a $\Delta S_{\%}$ para obtener la FDP correspondiente.

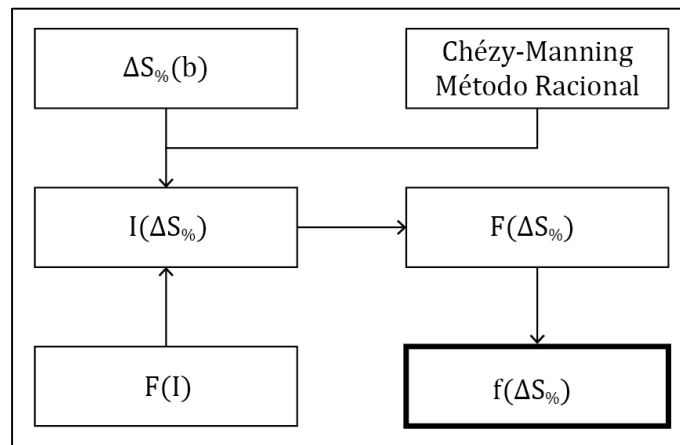


Figura 3.1. Representación esquemática de la metodología

Las etapas mencionadas en el párrafo anterior se presentan de forma esquemática en la Figura 3.1 y se describen en forma más detallada a continuación.

3.1 Reducción de flujo de saturación

Para comenzar, se definió $\Delta S_{\%}(b)$ como la pérdida porcentual de flujo de saturación en función del ancho de inundación b . Es fácil obtener una expresión para $\Delta S_{\%}(b)$, en base al factor de reducción por ancho de inundación encontrado por Henríquez (2002).

De acuerdo a la Ecuación (2.3), se tiene que:

$$f_L = 1 - 0,0646 \cdot b$$

Por lo tanto, puede expresarse $\Delta S_{\%}(b)$ de la siguiente manera:

$$\Delta S_{\%}(b) = (1 - f_L) = 0,0646 \cdot b \quad (3.1)$$

Donde b corresponde al ancho de inundación en metros.

3.2 Intensidad de lluvia y reducción de flujo de saturación

Para relacionar pérdida porcentual de capacidad e intensidad de lluvia se acudió a relaciones conocidas incluidas en el Marco Teórico. Como resultado se obtuvo una función $I(\Delta S_{\%})$ que si bien invierte el orden lógico del fenómeno en estudio (ya que en la práctica la reducción de flujo de saturación depende de la intensidad de lluvia y no al revés), es matemáticamente conveniente, como se verá más adelante.

Al invertir $\Delta S_{\%}(b)$ se obtiene $b(\Delta S_{\%})$, que representa el ancho de inundación necesario para una reducción de flujo de saturación determinada.

$$b(\Delta S_{\%}) = 15,4799 \cdot \Delta S_{\%} \quad (3.2)$$

Luego, acudiendo a la ecuación de Chézy-Manning (2.6), se escribió el caudal que escurre por la cuneta en función del ancho de inundación. Para esto, se definieron los parámetros geométricos de la cuneta típica según la vista transversal de la Figura 3.2. Sólo se dio independencia al ancho de inundación b y a la pendiente transversal p , quedando los demás parámetros en función de estos dos.

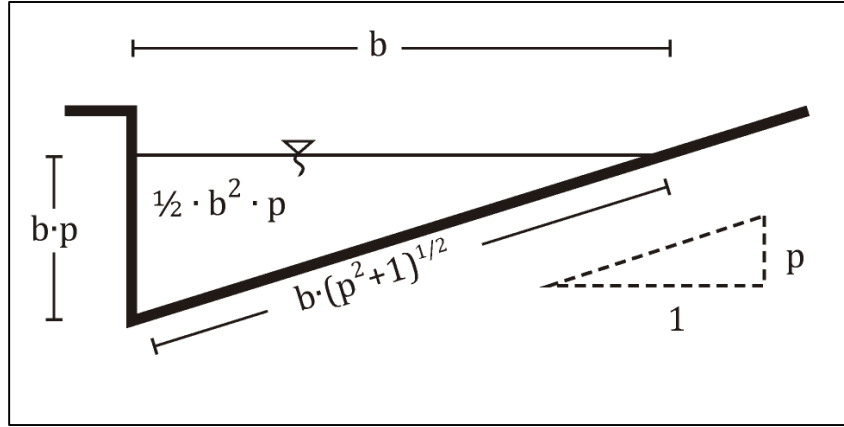


Figura 3.2. Parámetros geométricos de la cuneta

Simplificando, la expresión obtenida fue la siguiente:

$$Q(b(\Delta S_{\%})) = \frac{(15,4799 \cdot \Delta S_{\%})^{\frac{8}{3}} \cdot p}{2 \cdot n} \cdot \left(\frac{p}{2 \cdot (p + (p^2 + 1)^{\frac{1}{2}})} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}} \quad (3.3)$$

Finalmente, mediante la ecuación del método racional (2.4), se escribió la intensidad en función del caudal transportado, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$I(Q(b(\Delta S_{\%}))) = \frac{(15,4799 \cdot \Delta S_{\%})^{\frac{8}{3}} \cdot p \cdot 3,6 \cdot 10^6}{2 \cdot n \cdot c \cdot A} \cdot \left(\frac{p}{2 \cdot (p + (p^2 + 1)^{\frac{1}{2}})} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}} \quad (3.4)$$

Esta fórmula entrega la intensidad necesaria para producir un determinado porcentaje de pérdida de flujo de saturación. Para simplificar se escribió de la siguiente manera:

$$I(\Delta S_{\%}) = D \cdot \Delta S_{\%}^{\frac{8}{3}} \quad (3.5)$$

Donde el parámetro D condensa las operaciones matemáticas entre parámetros geométricos e hidráulicos heredadas de las ecuaciones de Chézy-Manning y del Método Racional.

$$D = \frac{15,4799^{\left(\frac{8}{3}\right)} \cdot p \cdot 3,6 \cdot 10^6}{2 \cdot n \cdot c \cdot A} \cdot \left(\frac{p}{2 \cdot \left(p + (p^2 + 1)^{\frac{1}{2}} \right)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}} \quad (3.6)$$

Luego de establecida esta relación, para obtener el valor de D , es necesario contar con valores para los parámetros de la Ecuación (3.6). Lo anterior requiere de la definición de una cuenca teórica que se presenta a continuación.

3.3 Definición de la cuenca teórica

De manera general, las actuales ciudades chilenas de mayor tamaño tienen su origen en poblados fundados por españoles durante el período de la colonia. Aún hoy en día estas ciudades conservan, al menos en las zonas más antiguas de su superficie, el trazado español clásico en forma de *damero* o *plan hipodámico*, formado por una red de calles rectas paralelas, equidistantes y con intersecciones ortogonales. La cuenca teórica utilizada en este estudio fue definida teniendo en cuenta lo señalado anteriormente, de modo de aproximarse a la realidad observada en los mayores centros urbanos de nuestro país.

De esta forma, esta cuenca está compuesta por la superficie resaltada en gris en la Figura 3.3, que drena aguas lluvias hacia el sumidero ubicado en el punto P , siguiendo la trayectoria indicada por las flechas, a través de una cuneta.

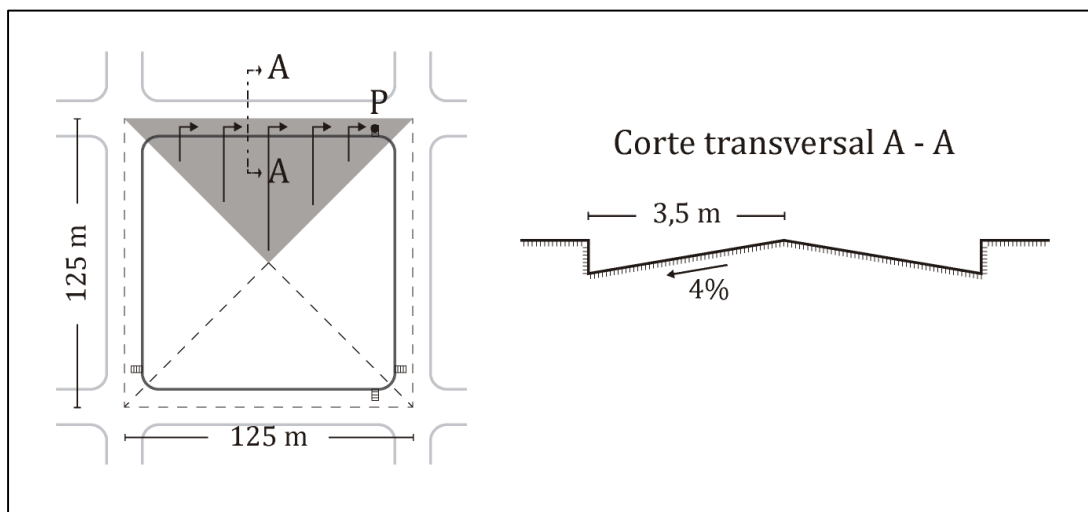


Figura 3.3. Vistas de la cuenca teórica.

La Tabla 3.1 resume los valores asignados a cada parámetro de la cuenca.

Tabla 3.1. Parámetros de la cuenca teórica

Parámetro	Abreviación	Valor
Área tributaria	A	3906,25 m ²
Coeficiente de escorrentía	c	0,7
Ancho de pista	B	3,5 m
Pendiente longitudinal	j	1,5 %
Pendiente transversal	p	4%
Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0,015

Fuente: Elaboración propia

El área de la cuenca se calculó dividiendo por 4 el área encerrada por los ejes de calzada de las cuatro calles que rodean la manzana, y que funcionan como línea divisoria de aguas. Los valores de los demás parámetros fueron tomados dentro de los rangos establecidos en la guía de diseño del Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2005). Para

corroborar la pertinencia de los valores asignados, se comprobó que se cumpliera el criterio de diseño de la misma guía, proceso que se detalla en el Anexo A.

Reemplazando estos valores en la Ecuación (3.6) se obtiene el valor de D para la cuenca analizada.

$$D = \frac{15,4799^{\left(\frac{8}{3}\right)} \cdot 0,04 \cdot 3,6 \cdot 10^6}{2 \cdot 0,015 \cdot 0,7 \cdot 3906,25} \cdot \left(\frac{0,04}{2 \cdot \left(0,04 + (0,04^2 + 1)^{\frac{1}{2}}\right)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,015^{\frac{1}{2}}$$

$$D = 22949,3$$

Una vez conocido el valor del parámetro D , es posible reemplazar en la Ecuación (3.5), con lo que la relación entre reducción de flujo de saturación e intensidad de lluvia queda de la siguiente manera:

$$I(\Delta S_{\%}) = 22949,3 \cdot \Delta S_{\%}^{\frac{8}{3}} \quad (3.7)$$

Teniendo la Ecuación (3.7) se procedió a recopilar datos de intensidad de lluvia que permitiesen encontrar funciones de distribución de probabilidad para esta variable.

3.4 Series horarias de intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia es una variable continua con variaciones instantáneas. Por lo tanto, se hace difícil obtener datos que reflejen fielmente su comportamiento. Una alternativa viable es recopilar datos de precipitación total en intervalos de tiempo lo más acotados posible y suponer intensidad uniforme dentro de cada uno de ellos. Para el caso de este estudio se acudió al registro de lluvia anual acumulada cada una hora proporcionado por la Dirección General de Aguas (DGA), al que se puede acceder públicamente en la dirección <http://dgasatel.mop.cl/>.

Por otro lado, el comportamiento de las precipitaciones varía de acuerdo a la zona geográfica. Particularmente, Chile presenta una geografía latitudinalmente alargada, lo que hace convivir dentro de su territorio a una gama diversa de zonas climáticas. Lo anterior hace necesario que un estudio como el actual considere datos de ciudades de varias

regiones del país, con énfasis en aquellas más afectadas por la lluvia, que corresponden a las ubicadas en la zona centro- sur y sur.

Previo a la recopilación de datos, se definieron criterios para seleccionar las ciudades que serían objeto de estudio. Los criterios utilizados fueron los siguientes:

- Ciudades de tamaño medio, es decir, ciudades con población entre 70 mil y 500 mil habitantes, de acuerdo a la clasificación de la Secretaría de Planificación de Transporte (SECTRA).
- Ciudades ubicadas en distintas regiones del país, de modo de representar la variación en el comportamiento de las precipitaciones en diferentes puntos de Chile.
- Existencia de cuencas geométrica e hidráulicamente similares a la cuenca teórica definida (lo que requiere una red de calles en forma de malla con intersecciones perpendiculares, separación uniforme entre calles paralelas adyacentes de aproximadamente 125 metros y superficie mayoritariamente impermeable).
- Información de precipitación suficiente, es decir, la existencia (en la ciudad o sus alrededores) de al menos una estación de medición con un registro de precipitación anual acumulada cada una hora mayoritariamente ininterrumpido, complementada por otras estaciones cercanas de las cuales se pudiesen obtener datos para relleno en caso de existir interrupciones en la estación principal.

En base a estos criterios, se eligieron tres ciudades: Los Ángeles (XVII Región del Biobío), Temuco (XIX Región de la Araucanía) y Punta Arenas (XII Región de Magallanes y Antártica Chilena).

Luego de esto, se obtuvo el registro de precipitación anual acumulada cada una hora desde el 1 de enero de 2014 al 31 de diciembre de 2015 de estaciones ubicadas dentro, o en los alrededores, de las ciudades escogidas. Restando datos consecutivos se obtuvo la precipitación total en cada hora y se asumió intensidad uniforme dentro de cada intervalo horario.

Para cada ciudad en estudio se escogió como estación principal aquella que tuviese los registros más completos. Sin embargo, en Temuco y Punta Arenas, fue necesario rellenar intervalos sin datos acudiendo a registros de estaciones cercanas. La Tabla 3.2 muestra el resumen de estaciones utilizadas.

Tabla 3.2. Estaciones meteorológicas utilizadas

Los Ángeles	
Estación principal: Río Duqueco en Cerrillos	Código: 08323001-0
Temuco	
Estación principal: Río Cautín en Cajón	Código: 09129002-2
Estación complementaria: Pueblo Nuevo (Temuco)	Código: 09129005-7
Fechas rellenadas: 17/05/2015	
Punta Arenas	
Estación principal: Punta Arenas	Código: 12586004-4
Estación Complementaria: Canal Trasvase Estero Llau Llau	Código: 12586009-5
Fechas rellenadas: 02/04/2015 y del 5/07/2015 al 28/07/2015	

Fuente: Elaboración propia

El procedimiento para rellenar consistió en obtener la precipitación total durante cada hora de los intervalos faltantes en la estación complementaria (restando datos adyacentes del registro acumulado), asumir intensidad uniforme dentro de cada hora y trasladar los valores obtenidos a la estación principal.

Una vez recopilada la información necesaria, los datos de cada ciudad se clasificaron en dos temporadas: otoño-invierno y primavera-verano. La primera temporada consideró los meses de abril, mayo, junio, julio, agosto y septiembre; y la segunda octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo.

3.5 Ajuste de funciones de distribución de probabilidad

Mediante el software EasyFit 5.6, que utiliza el *método de máxima verosimilitud*, se obtuvieron ajustes a funciones de distribución de probabilidad no negativas para cada serie de datos. Las funciones candidatas fueron: Exponencial, Gamma y Lognormal. Cada ajuste fue testeado con la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado, a través de la cual se probó que la hipótesis nula (H_0 : Los datos se ajustan a la distribución probada) no pudiera ser rechazada con un 95% de confianza. Esto se utilizó como criterio para seleccionar la función de distribución más adecuada.

3.6 Distribución de probabilidad de reducción de flujo de saturación.

Luego de ajustar la intensidad de lluvia, se reemplaza la Ecuación (3.7) en la función de distribución acumulada seleccionada, lo que entrega como resultado la función de distribución acumulada de reducción de flujo de saturación: $F(\Delta S_{\%})$. Finalmente, derivando con respecto a $\Delta S_{\%}$ se obtiene la función de densidad de probabilidad de esta variable.

$$\frac{d}{d(\Delta S_{\%})} F(\Delta S_{\%}) = f(\Delta S_{\%}) \quad (3.8)$$

4. RESULTADOS

La metodología planteada en el capítulo anterior se aplicó a las tres ciudades consideradas para el estudio. A continuación se presentan los resultados obtenidos.

4.1 Funciones de distribución acumulada de intensidad de lluvia

De acuerdo a la prueba de bondad de ajuste de Chi Cuadrado con un 95% de confianza, la función que en general mejor se ajustó a los datos fue la Función de Distribución Gamma, siendo la única en pasar la prueba de bondad para todos los grupos de datos. Esta función quedó en primer lugar en cinco de los seis grupos de datos y en segundo lugar en uno de ellos. Sin embargo, las tres funciones candidatas pasaron la prueba de bondad de ajuste para ese grupo. Por criterio de uniformidad, se optó por utilizar la distribución Gamma para todos los grupos de datos. Los resultados de la prueba de Chi Cuadrado se detallan en el Anexo B.

La forma de la FDA obtenida y los parámetros para cada grupo de datos se presentan en la Ecuación (4.1) y Tabla 4.1 respectivamente.

$$F(I) = \frac{\int_0^{I/\theta} t^{k-1} e^{-t} dt}{\int_0^{\infty} t^{k-1} e^{-t} dt} \quad (4.1)$$

Tabla 4.1. Parámetros k y θ por ciudad y temporada

	Temporada otoño-invierno		Temporada primavera-verano	
	k	θ	k	θ
Los Ángeles	0,4638	2,3657	0,4424	1,6009
Temuco	0,7605	1,6347	0,8575	1,2470
Punta Arenas	0,7238	0,8344	0,4967	0,9449

Fuente: Elaboración propia

4.2 Funciones de distribución de probabilidad de reducción de flujo de saturación

Reemplazando la Ecuación (3.5) en (4.1) se obtuvo la función de distribución acumulada de la reducción de flujo de saturación, que toma la siguiente forma:

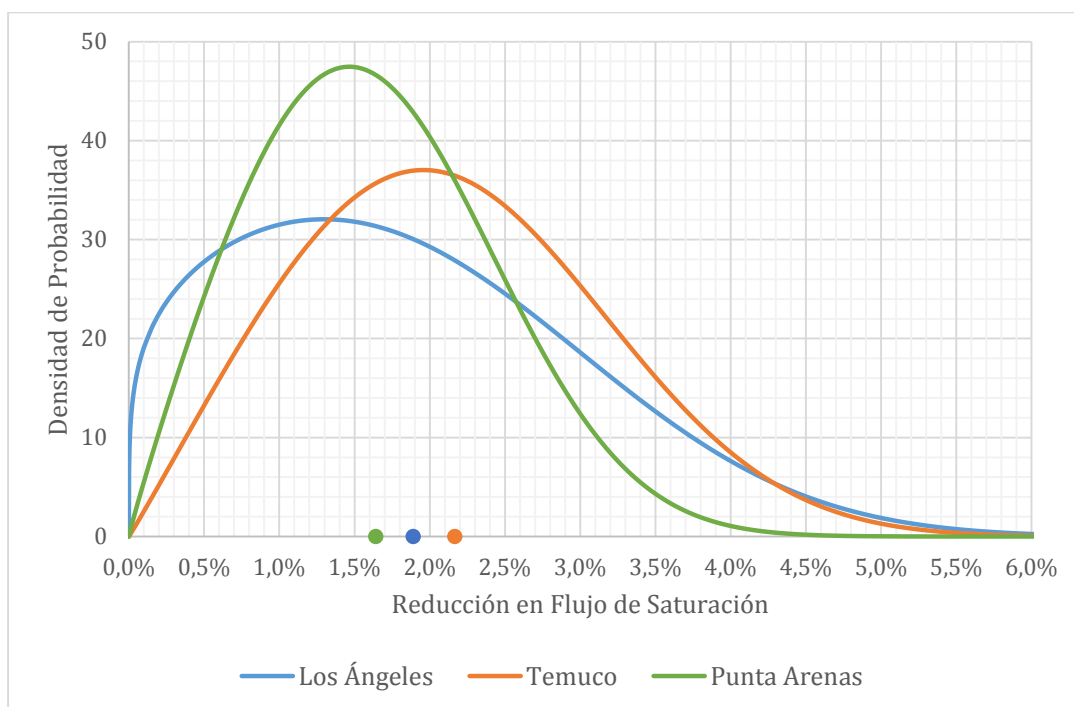
$$F(\Delta S_{\%}) = \frac{\int_0^{(22949,3/\theta) \cdot \Delta S_{\%}^{8/3}} (t^{k-1} e^{-t}) dt}{\int_0^{\infty} t^{k-1} e^{-t} dt} \quad (4.2)$$

Derivando respecto de $\Delta S_{\%}$, se llegó a la función de densidad de probabilidad de la reducción de flujo de saturación:

$$f(\Delta S_{\%}) = \left(\frac{8}{3}\right) \cdot \left(\frac{22949,3}{\theta}\right)^k \cdot \frac{\Delta S_{\%}^{((8/3) \cdot k - 1)} \cdot \exp(-(22949,3/\theta) \cdot \Delta S_{\%}^{8/3})}{\int_0^{\infty} (t^{k-1} e^{-t}) dt} \quad (4.3)$$

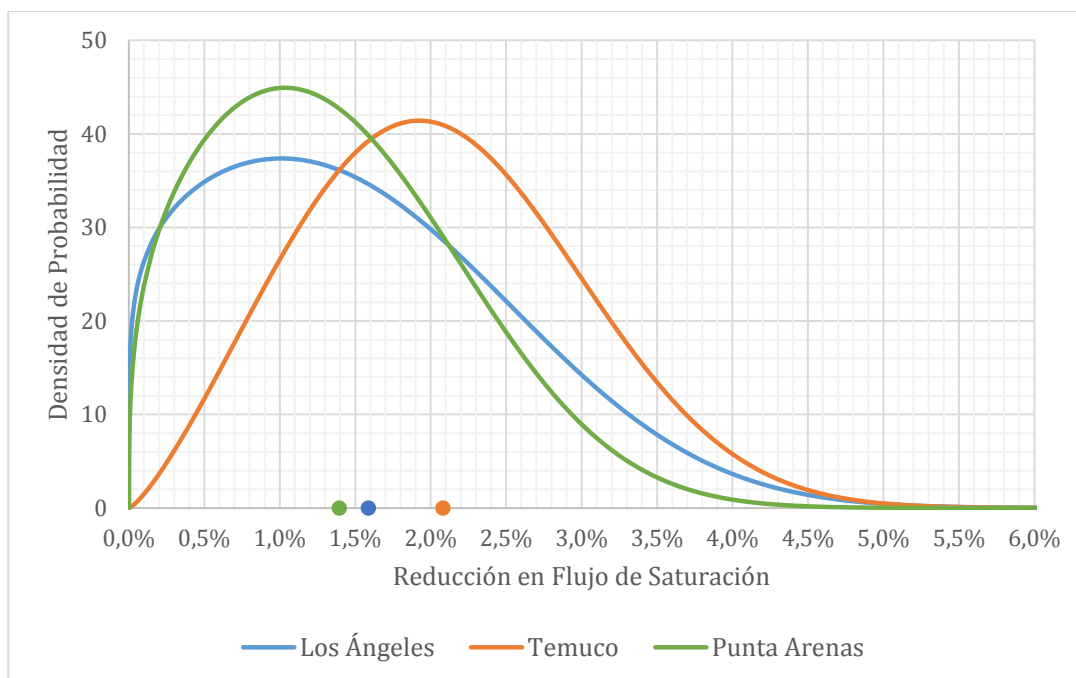
A continuación se presentan los gráficos de esta función, evaluada con los parámetros presentados en la Tabla 4.1. Se generaron curvas de densidad de probabilidad por ciudad y temporada. Estas curvas se presentan en las Figuras 4.1 y 4.2.

Figura 4.1. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, temporada otoño-invierno



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, temporada primavera-verano



Fuente: Elaboración propia

Las curvas de las Figuras 4.1 y 4.2 permiten identificar la forma en que se distribuyen los porcentajes de reducción de flujo de saturación en eventos de lluvia en cada ciudad y temporada. Los puntos sobre el eje horizontal de cada gráfico indican la media o valor esperado de reducción de cada ciudad de acuerdo a los colores correspondientes. Estos mismos valores son presentados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Media de $\Delta S\%$ por ciudad y temporada

	Temporada otoño-invierno	Temporada primavera-verano
Los Ángeles	1,89%	1,59%
Temuco	2,17%	2,08%
Punta Arenas	1,64%	1,40%

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 4.3 resume la probabilidad de ocurrencia de diferentes tramos de reducción porcentual de flujo de saturación.

Tabla 4.3. Probabilidad de ocurrencia por tramo de $\Delta S_{\%}$

Ciudad / $\Delta S_{\%}$	0% - 1%	1% - 2%	2% - 3%	3% - 4%	> 4%	
Temporada otoño-invierno						Total
Los Ángeles	25%	32%	25%	13%	5%	100%
Temuco	12%	33%	33%	17%	5%	100%
Punta Arenas	21%	45%	27%	6%	1%	100%
Temporada primavera-verano						Total
Los Ángeles	31%	35%	23%	9%	2%	100%
Temuco	11%	36%	36%	15%	2%	100%
Punta Arenas	35%	41%	20%	4%	0%	100%

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la Tabla 4.2, Tabla 4.2. Media de la ciudad con mayor reducción media de flujo de saturación durante eventos de lluvia corresponde a Temuco, seguida de Los Ángeles y Punta Arenas. Este orden se mantiene para las dos temporadas consideradas.

Por otro lado, la variación entre temporadas en una misma ciudad es baja (la mayor de ellas corresponde a Los Ángeles con un 0,3%), lo que indica que la reducción de flujo de saturación esperada durante eventos de lluvia es similar entre temporadas. Lo anterior no quita que puedan existir diferencias en la cantidad de eventos de lluvia entre temporadas.

Si bien los valores medios para cada ciudad y temporada oscilan por debajo o ligeramente sobre el 2%, la Tabla 4.3 muestra que pueden existir reducciones mayores de flujo de saturación durante ciertas fracciones de tiempo. El caso más notorio corresponde a la ciudad de Temuco en temporada otoño-invierno, donde se obtienen reducciones superiores al 3% para el 22% del tiempo total de los eventos de lluvia.

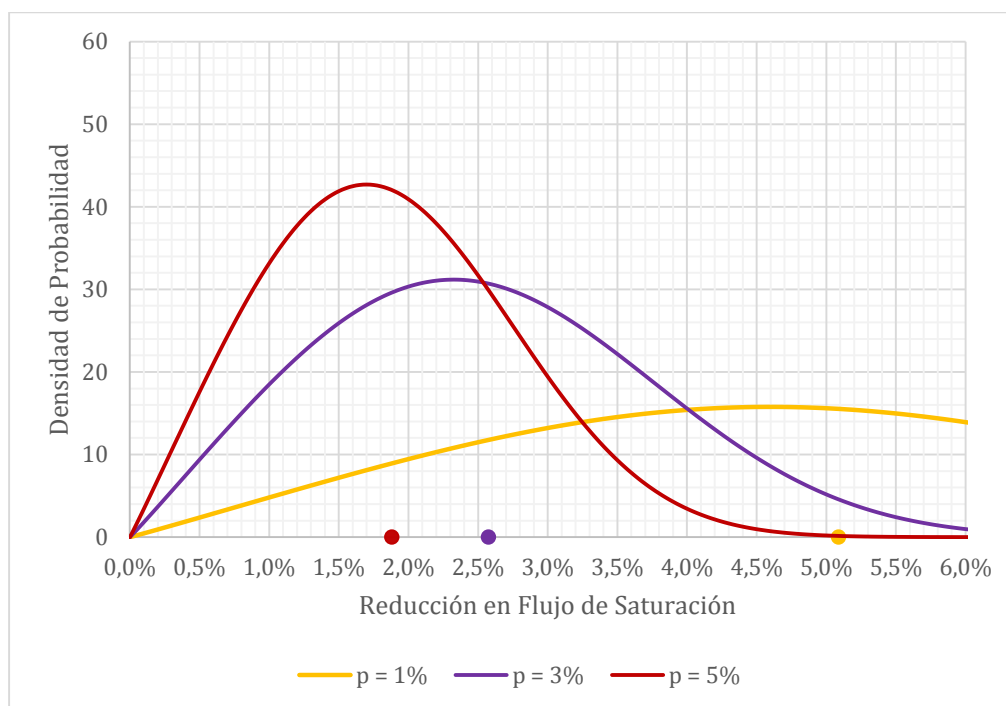
4.3 Análisis de sensibilidad

Luego de generar las curvas de distribución de probabilidad de $\Delta S_{\%}$ para cada ciudad y temporada, se tomó como base la curva obtenida para Temuco en temporada

otoño-invierno y se construyeron nuevos gráficos sensibilizando respecto de la pendiente longitudinal, pendiente transversal y número de sumideros (esto último dividiendo el área tributaria total de la cuenca en partes iguales de acuerdo a la nueva cantidad de sumideros). Esto tiene por objetivo visualizar impacto de distintas geometrías posibles de la calzada en la reducción del flujo de saturación. Sólo se modificó el valor de una de las variables a la vez mientras que el resto se mantuvieron constantes (*ceteris paribus*).

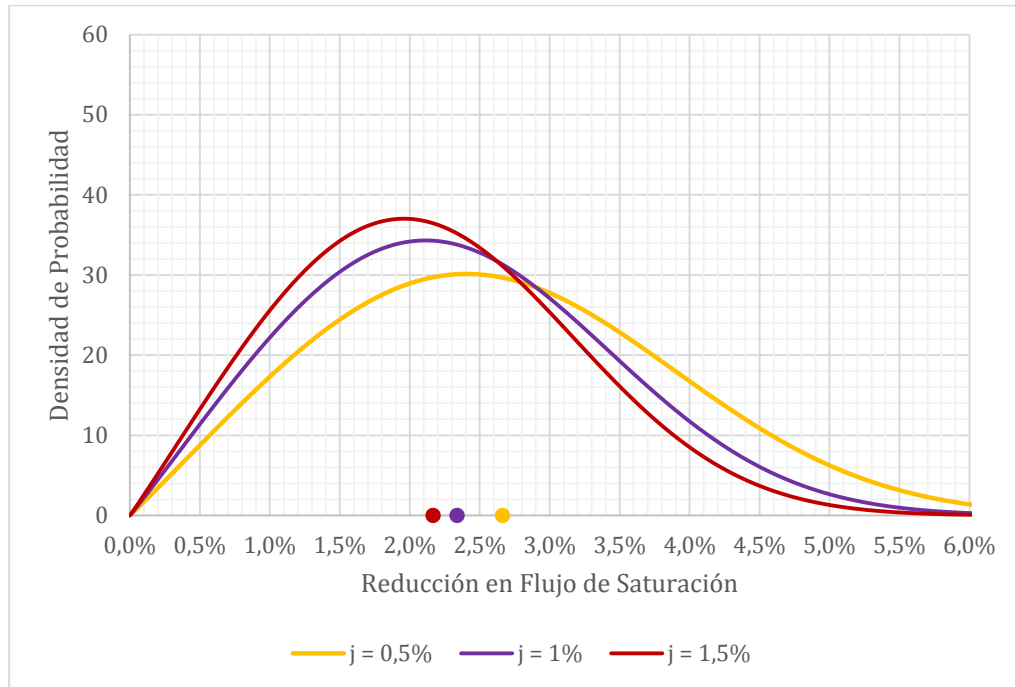
Las curvas obtenidas se muestran en la Figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

Figura 4.3. Densidad de probabilidad de $\Delta S\%$, variando pendiente transversal



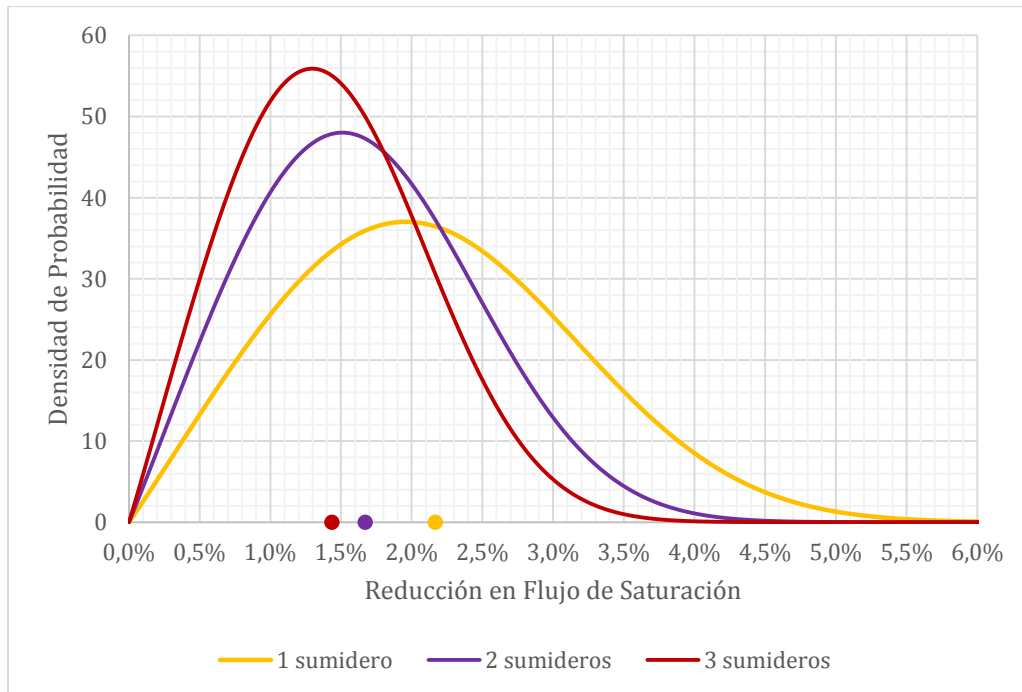
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.4. Densidad de probabilidad $\Delta S\%$, variando pendiente longitudinal



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.5. Densidad de probabilidad $\Delta S\%$, variando número de sumideros



Fuente: Elaboración propia

El valor de la reducción media de flujo de saturación para cada valor alternativo de las variables geométricas consideradas se presenta en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Valores medios de $\Delta S_{\%}$ en análisis de sensibilidad

Variación de pendiente transversal		Variación de pendiente longitudinal		Variación de número de sumideros	
Valor de p	Media $\Delta S_{\%}$	Valor de j	Media $\Delta S_{\%}$	Sumideros	Media $\Delta S_{\%}$
1%	5,12%	0,5%	2,66%	1	2,17%
3%	2,59%	1,0%	2,34%	2	1,67%
5%	1,89%	1,5%	2,17%	3	1,44%

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a estos resultados, es notoria la prevalencia de la pendiente transversal como parámetro más sensible para la reducción del flujo de saturación. Como se aprecia en la Tabla 4.4, una variación entre el 1 y 5% en la pendiente transversal genera variaciones de entre 1,89 y 5,12% en la reducción media de flujo de saturación. Esto se debe a que pequeñas variaciones en su valor provocan que el flujo que escurre por la cuneta deba acomodarse lateralmente, expandiendo su zona de influencia. Sin embargo, si bien es geométricamente cierto que a menor pendiente transversal se produce un mayor ancho de inundación para la misma intensidad de lluvia, la profundidad del escurrimiento será también menor. Por ésta razón, es probable que, en la práctica, el comportamiento del flujo vehicular sea alterado en una proporción menor que la estimada, que se basa en mediciones que no hacen diferencias respecto de la profundidad del escurrimiento.

Respecto de la variación de pendiente longitudinal, las reducciones medias obtenidas son cercanas entre sí. Además, este parámetro es el menos manejable al momento de diseñar, debido a que está condicionado por las cotas de terreno.

Finalmente, la variación de la media de $\Delta S_{\%}$ al modificar el número de sumideros es la segunda en orden de magnitud (luego de la pendiente transversal) con una diferencia de

0,73% entre los casos extremos, siendo más notoria al aumentar de uno a dos (diferencia de 0,5%), que de dos a tres (diferencia de 0,23%).

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo cumple con el objetivo general planteado de estimar distribuciones de probabilidad de la pérdida de capacidad vial (expresada a través de la variable reducción de flujo de saturación) en condiciones de lluvia, a través de una metodología que requiere de información de acceso relativamente fácil.

Respecto de la metodología utilizada, algunos aspectos son susceptibles de mejoras en eventuales futuras aplicaciones, de modo de obtener resultados más representativos. Por un lado, la información de precipitación utilizada consistió en el registro acumulado de precipitación anual cada una hora en estaciones meteorológicas de la DGA, con lo que se pudo calcular la precipitación total en cada hora del año. La información utilizada es la más detallada que se pudo conseguir desde los servicios de información pública de este organismo. No obstante, en la práctica, la intensidad de lluvia es una variable que puede sufrir variaciones dentro del intervalo de tiempo considerado, por lo que el supuesto asumido de intensidad de precipitación uniforme dentro de cada hora puede causar inexactitudes en la representación del fenómeno. Contar con un registro de mayor resolución resulta factible con los medios técnicos actuales, y aportaría exactitud a los resultados.

Otro aspecto perfectible es la cantidad de años de la cual se obtuvo información de precipitación. Si bien la cantidad de datos de precipitación horaria que se generan en 2 años no parece poca en términos numéricos absolutos, puede existir sesgo de acuerdo a las singularidades climáticas de esos años en particular. Actualmente el servicio de información hidrológica en tiempo real de la DGA, del cual se obtuvieron los datos, solo presenta información de precipitación horaria de años recientes. Con el tiempo esto debiera cambiar, aumentando progresivamente la información con acceso público disponible, lo que haría posible la obtención de curvas de probabilidad más representativas.

En cuanto a de las ciudades estudiadas, si bien corresponden a ciudades bastante afectadas por los efectos de las precipitaciones, existen otras aún más lluviosas. Ciudades

como Valdivia o Puerto Montt fueron excluidas por insuficiencia de información y geometría no compatible. En el futuro, con mayor información disponible, sería factible aplicar una metodología similar a la de este estudio adaptada para la geometría particular de cada caso.

Respecto de los resultados de reducción de flujo de saturación, debe tenerse en cuenta que fueron obtenidos suponiendo que la evacuación de aguas lluvias se produce de manera óptima. Esto quiere decir que la inundación de porciones de la calzada se produce sólo durante el momento en que llueve, y ésta queda seca minutos después de terminada la precipitación. En la práctica esto no siempre es así, debido a fallas en los elementos de conducción de aguas lluvias como sumideros tapados, o depresiones en el pavimento que permiten la formación de pozas donde el agua permanece durante más tiempo. Por lo tanto los resultados obtenidos deben entenderse como valores mínimos, que pueden ser excedidos de acuerdo a las condiciones reales de cada caso particular.

Finalmente, a pesar de las limitaciones expuestas en el párrafo anterior, cabe señalar que estos resultados constituyen un insumo importante para la futura modelación de redes urbanas de transporte considerando efectos de lluvia. Esto es factible a través de la utilización de programas de simulación de tráfico, combinados con técnicas de análisis de escenarios como la simulación de Montecarlo. Lo anterior puede arrojar resultados interesantes como el costo social del aumento global en los tiempos de viaje, u optimizaciones alternativas para la programación de sistemas semafóricos, que permitan a la ciudad estar mejor preparada ante posibles eventos de lluvia.

6. REFERENCIAS

- Asociación Técnica de Carreteras. (1987). *Manual de Capacidad de Carreteras*. Madrid: Asociación Técnica de Carreteras.
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M., & Morita, H. (2006). Does Weather Affect Highway Capacity? *5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service*. Yokohama.
- Henríquez, M. (2002). Efecto Del Escurrimiento Superficial Del Agua Lluvia Sobre La Capacidad Vial. Concepción: Universidad del Bío-Bío.
- Jones, E., & Goolsby, M. E. (1969). *Effect of Rain on Freeway Capacity*. Texas Transportation Institute, Texas.
- Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones. (2012). *Manual de Señalización de Tránsito*. Santiago.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2005). *Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias*. Santiago.
- Tanner, J. C. (1952). Effect of Weather on Traffic Flow. *Nature*.

ANEXOS

A. Verificación de parámetros de la cuenca teórica

Para verificar la pertinencia de los parámetros asignados a la pista contenida en la cuenca teórica, se comprobó que el ancho de inundación para un periodo de retorno de 2 años no superara la longitud de un metro, como establece el MINVU.

Para esto, en primer lugar, se obtuvieron datos de precipitación máxima anual en 24 horas durante los últimos 54 años en la estación Los Ángeles, 63 años en la estación Pueblo Nuevo (Temuco) y 43 años en la estación Punta Arenas. Las diferencias entre cantidad de datos se debe a que se tomó la totalidad existente en cada una de las estaciones.

Para cada estación, se graficó precipitación máxima anual en 24 horas ($PP_{máx}^{24}$) versus probabilidad de excedencia (P_{exc}) empírica y se ajustaron líneas de tendencia logarítmicas.

Tabla A.1. Ajuste logarítmico a probabilidad de excedencia de $PP_{máx}^{24}$

Estación	Línea de tendencia logarítmica
Los Ángeles	$PP_{máx}^{24} = -27,39 \cdot \ln(P_{exc}) + 45,306$
Pueblo Nuevo (Temuco)	$PP_{máx}^{24} = -20,12 \cdot \ln(P_{exc}) + 37,973$
Punta Arenas	$PP_{máx}^{24} = -9,70 \cdot \ln(P_{exc}) + 19,198$

Ya que el periodo de retorno T está dado por $(1/P_{exc})$, a un periodo de retorno de 2 años le corresponde una probabilidad de excedencia de 0,5. Evaluando las ecuaciones anteriores para ésta probabilidad de excedencia, se obtuvieron los valores de $PP_{máx}^{24}$ para 2 años de periodo de retorno.

Tabla A.2. $PP_{m\acute{a}x}^{24}$ para periodo de retorno de 2 años

Estación	$PP_{m\acute{a}x}^{24}$ con T=2 años
Los Ángeles	64,29 mm
Pueblo Nuevo (Temuco)	51,92 mm
Punta Arenas	26,64 mm

Posteriormente, del *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información pluviométrica*, se obtuvieron factores de equivalencia que permitieron estimar la precipitación máxima en una hora con periodo de retorno de 2 años ($PP_{m\acute{a}x}^1$), a partir de los datos de la tabla anterior. Los resultados se presentan a continuación.

Tabla A.3. $PP_{m\acute{a}x}^1$ para periodo de retorno de 2 años

Estación	Factor de equivalencia	$PP_{m\acute{a}x}^{24}$ T = 2 años	$PP_{m\acute{a}x}^1$ T = 2 años
Los Ángeles	0,164	64,29 mm	10,54 mm
Pueblo Nuevo (Temuco)	0,193	51,92 mm	10,02 mm
Punta Arenas	—	26,64 mm	—

Para la estación Los Ángeles se tomó el factor de equivalencia correspondiente a Quilaco, poblado que se encuentra aproximadamente a 25 km al sureste de Los Ángeles, ya que la guía no define un factor de equivalencia para esta localidad. Por otro lado, el manual de la DGA no entrega factores de equivalencia para Punta Arenas ni para localidades cercanas, por lo cual no se calculó $PP_{m\acute{a}x}^1$ en este caso. Sin embargo, es muy poco probable que represente una situación más desfavorable que los otros dos casos, ya que su correspondiente valor de $PP_{m\acute{a}x}^{24}$ es significativamente menor.

El caso más desfavorable de $PP_{m\acute{a}x}^1$, que corresponde a 10,54 mm, fue utilizado para corroborar el cumplimiento del criterio de diseño. Para esto, la precipitación se distribuyó en intervalos más cortos de acuerdo a la tormenta de diseño de 1 hora de duración definida en la guía de diseño del MINVU que se presenta en la siguiente tabla.

Tabla A.4. Tormenta de diseño MINVU

Duración acumulada, minutos	5	10	15	20	30	40	50	60
Precipitación acumulada, %	29	45	57	66	79	87	97	100
Duración parcial, minutos	5	5	5	5	10	10	10	10
Precipitación parcial, %	29	16	12	9	10	8	7	6

Fuente: Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas Lluvias, Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2005

Asumiendo intensidad de lluvia uniforme dentro de cada intervalo se generó la siguiente tabla:

Tabla A.5. Tormenta de diseño con $PP_{m\acute{a}x}^1$

Duración acumulada, minutos	5	10	15	20	30	40	50	60
Precipitación acumulada, mm	3,06	4,74	6,01	6,96	8,33	9,17	9,91	10,54
Duración parcial, minutos	5	5	5	5	10	10	10	10
Precipitación parcial, %	3,06	1,69	1,26	0,95	1,37	0,84	0,74	0,63
Intensidad, mm/hr	36,68	20,24	15,18	11,38	8,22	5,06	4,43	3,79

Para calcular el tiempo de concentración de la cuenca se utilizó la fórmula de la Federal Aviation Administration, que ha demostrado lograr buenas estimaciones en cuencas urbanas:

$$t_c = 0,7035 \cdot \frac{(1,1 - c) \cdot L^{0,5}}{S^{0,333}}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración en minutos.

c : Coeficiente de escorrentía.

L : Longitud del flujo superficial en metros.

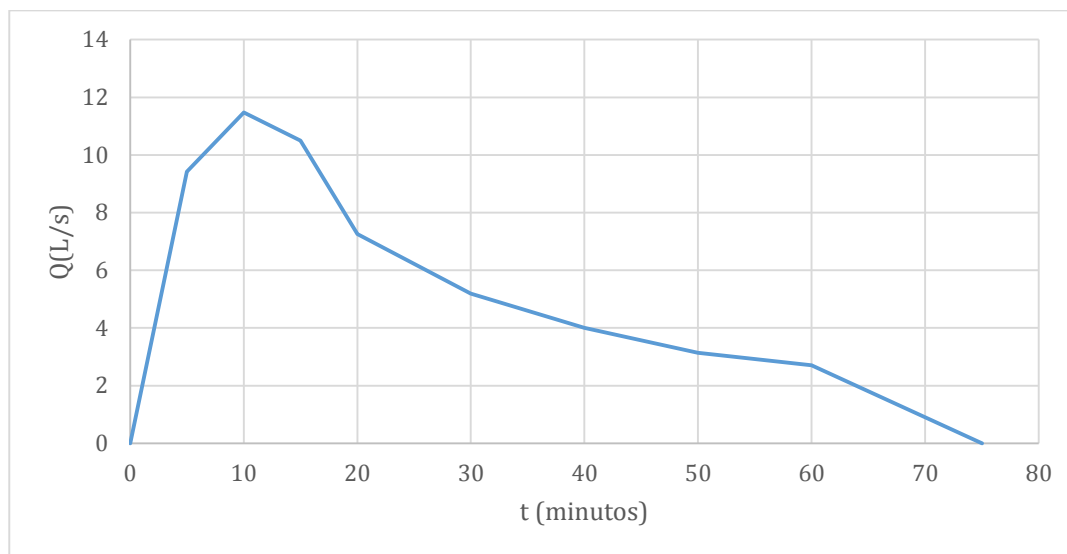
S : Pendiente de la superficie.

Reemplazando con los valores de la cuenca se tiene:

$$t_c = 0,7035 \cdot \frac{(1,1 - 0,7) \cdot 125^{0,5}}{0,015^{0,333}} = 12,74 \text{ minutos}$$

Ya que el tiempo de concentración es mayor a la duración de los intervalos, se utilizó método racional modificado, con un área tributaria de 3906,25 m² y coeficiente de escorrentía de 0,7. De esta forma, se obtuvieron los hidrogramas de caudal triangulares correspondientes a cada intervalo, que al superponerse generaron el hidrograma de caudal en la cuneta durante la tormenta de diseño.

Figura A.1. Hidrograma de caudal en la cuneta para tormenta de diseño



El máximo caudal alcanzado en el hidrograma corresponde a 11,48 L/s a los 10 minutos.

Una vez obtenida la máxima demanda de caudal, se procedió a calcular la capacidad hidráulica de la cuneta cuando el ancho de inundación es de 1 metro, mediante la ecuación de Chézy-Manning adaptada en función de los parámetros de su geometría.

$$Q(b, p, n, j) = \frac{b^{\frac{8}{3}} \cdot p}{2 \cdot n} \cdot \left(\frac{p}{2 \cdot \left(p + (p^2 + 1)^{\frac{1}{2}} \right)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot j^{\frac{1}{2}}$$

Reemplazando, se tiene:

$$Q_{1\text{ metro}} = \frac{1^{\frac{8}{3}} \cdot 0,04}{2 \cdot 0,015} \cdot \left(\frac{0,04}{2 \cdot \left(0,04 + (0,04^2 + 1)^{\frac{1}{2}} \right)} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,015^{\frac{1}{2}} = 0,01172 \frac{m^3}{s} = 11,72 \frac{L}{s}$$

Comparando, se verifica que:

$$Q_{1\text{ metro}} = 11,72 \frac{L}{s} > 11,48 \frac{L}{s}$$

Por lo tanto, los parámetros asignados a la pista contenida en la cuenca teórica cumplen con el criterio de diseño.

B. Resultados de la prueba de chi cuadrado

La elección de la función de distribución de probabilidad adecuada para modelar la variable intensidad de lluvia se realizó en base a los resultados de la prueba de bondad de ajuste de chi cuadrado, llevado a cabo con el programa EasyFit 5.6. De modo general, esta prueba consiste en agrupar los datos en intervalos más pequeños (denominados clases) y comparar la frecuencia obtenida empíricamente con la frecuencia modelada por la función de distribución candidata. El número de clases utilizado por este programa se basa en el valor entregado por la fórmula de Sturges: $k = 1 + \log_2 N$, donde N corresponde al total de datos. El programa requiere de clases con 5 o más datos, por lo que fusiona intervalos en caso de que no se cumpla esta condición. La diferencia entre frecuencias se cuantifica mediante un estadístico denominado X^2 (chi cuadrado) que se calcula de la siguiente forma:

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Donde:

O_i : Frecuencia observada empíricamente en el intervalo i

E_i : Frecuencia esperada de acuerdo a la función candidata en el intervalo i

k : Número de clases consideradas

Mientras menor es el valor de X^2 , el ajuste de la función candidata a los datos es mejor. El umbral para aprobar o desaprobar el ajuste de una función puede obtenerse de la Tabla B.7, en función del nivel de confianza elegido (típicamente 95%) y los grados de libertad (que se calculan como $k - 1$). Si el valor de X^2 es menor que el valor tabulado, se establece que la hipótesis nula (H_0 : La distribución candidata se ajusta a los datos) no puede ser rechazada para el nivel de confianza seleccionado.

A continuación se presentan los resultados de X^2 para cada grupo de datos. Las distribuciones candidatas se ordenan de menor a mayor (calidad de ajuste descendiente).

Éstos resultados se comparan con el valor tabulado correspondiente para un nivel de confianza de 95% y los grados de libertad correspondientes a cada grupo de datos.

Los Ángeles temporada otoño-invierno

Número de datos: 1479

Número de clases: 8

Grados de libertad: 7

Valor crítico tabulado: 14,07

Tabla B.1. Valores de X^2 , Los Ángeles, otoño-invierno

Distribución	X^2	H_0
Gamma	11,15	No se rechaza
Lognormal	76,66	Se rechaza
Exponencial	238,38	Se rechaza

Los Ángeles temporada primavera-verano

Número de datos: 317

Número de clases: 5

Grados de libertad: 4

Valor crítico tabulado: 9,49

Tabla B.2. Valores de X^2 , Los Ángeles, primavera-verano

Distribución	X^2	H_0
Gamma	6,28	No se rechaza
Lognormal	7,06	No se rechaza
Exponencial	65,60	Se rechaza

Temuco temporada otoño-invierno

Número de datos: 1383

Número de clases: 8

Grados de libertad: 7

Valor crítico tabulado: 14,07

Tabla B.3. Valores de X^2 , Temuco, otoño-invierno

Distribución	X^2	H_0
Gamma	7,64	No se rechaza
Exponencial	38,94	Se rechaza
Lognormal	44,32	Se rechaza

Temuco temporada primavera-verano

Número de datos: 332

Número de clases: 6

Grados de libertad: 5

Valor crítico tabulado: 11,07

Tabla B.4. Valores de X^2 , Temuco, primavera-verano

Distribución	X^2	H_0
Lognormal	2,10	No se rechaza
Gamma	3,04	No se rechaza
Exponencial	4,06	No se rechaza

Punta Arenas temporada otoño-invierno

Número de datos: 1139

Número de clases: 8

Grados de libertad: 7

Valor crítico tabulado: 14,07

Tabla B.5. Valores de χ^2 , Punta Arenas, otoño-invierno

Distribución	χ^2	H₀
Gamma	11,52	No se rechaza
Lognormal	14,95	No se rechaza
Exponencial	45,15	No se rechaza

Punta Arenas temporada primavera-verano

Número de datos: 623

Número de clases: 6

Grados de libertad: 5

Valor crítico tabulado: 11,07

Tabla B.6. Valores de χ^2 , Punta Arenas, primavera-verano

Distribución	χ^2	H₀
Gamma	3,81	No se rechaza
Lognormal	16,87	Se rechaza
Exponencial	85,39	Se rechaza

Tabla B.7. Valores críticos de X^2 , para el nivel de confianza correspondiente a la columna y los grados de libertad correspondientes a la fila.

	80%	90%	95%	99%
1	1,64	2,71	3,84	6,63
2	3,22	4,61	5,99	9,21
3	4,64	6,25	7,81	11,34
4	5,99	7,78	9,49	13,28
5	7,29	9,24	11,07	15,09
6	8,56	10,64	12,59	16,81
7	9,80	12,02	14,07	18,48
8	11,03	13,36	15,51	20,09
9	12,24	14,68	16,92	21,67
10	13,44	15,99	18,31	23,21