

Elementos de la teoría del tráfico vehicular

Rodrigo Fernández A.

Juan Carlos Dextre, **editor**



FONDO
EDITORIAL

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Elementos de la teoría del tráfico vehicular

Rodrigo Fernández A.

Juan Carlos Dextre, editor



**FONDO
EDITORIAL**

PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Elementos de la teoría del tráfico vehicular

Rodrigo Fernández A.

Juan Carlos Dextre, editor

© Rodrigo Fernández A. y Juan Carlos Dextre, 2011

De esta edición:

© Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011

Av. Universitaria 1801, Lima 32, Perú

Teléfono: (51 1) 626-2650

Fax: (51 1) 626-2913

feditor@pucp.edu.pe

www.pucp.edu.pe/publicaciones

Diseño, diagramación, corrección de estilo
y cuidado de la edición: Fondo Editorial PUCP

Primera edición: febrero de 2011

Tiraje: 1000 ejemplares

Prohibida la reproducción de este libro por cualquier medio, total o parcialmente, sin permiso expreso de los editores.

Hecho el Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú N° 2011-02811

ISBN: 978-9972-42-953-8

Registro del Proyecto Editorial: 31501361100879

Impreso en Tarea Asociación Gráfica Educativa

Pasaje María Auxiliadora 156, Lima 5, Perú

A María Cristina y a mis hijos Juan Cristóbal y Sofía

Contenido

1. Introducción a la teoría de tráfico	14
1.1. Definiciones y presentación del problema	14
1.2. Conflictos de tráfico	17
1.3. Modelos de circulación continua	19
1.3.1. Modelo fluidodinámico	20
1.3.2. Teoría del seguimiento vehicular	35
1.3.3. Estabilidad e inestabilidad del tráfico	42
Referencias	46
<hr/>	
2. Capacidad de dispositivos viales	50
2.1. Concepto de capacidad y grado de saturación	50
2.2. Capacidad de vías	52
2.3. Capacidad de intersecciones	58
2.3.1. Capacidad de intersecciones semaforizadas	59
2.3.2. Capacidad de intersecciones con señal de prioridad	77
2.3.3. Capacidad de rotondas	88
2.4. Capacidad de transferencia	91
2.4.1. Estaciones de transferencia	91
2.4.2. Estaciones de transporte público	93
2.5. Capacidad de cruces peatonales	100
2.5.1. Capacidad vehicular en cruces de cebras	100
2.5.2. Capacidad del cruce de peatones	102
Referencias	105

3. Detenciones, colas y demoras	110
3.1. Conceptos básicos de teoría de colas	110
3.2. Función transformada	114
3.3. Indicadores de estado de una cola	117
3.4. Demoras, colas y detenciones en intersecciones	120
3.4.1. Intersecciones con semáforos	120
3.4.2. Intersecciones no semaforizadas	129
3.4.3. Demora geométrica en intersecciones	132
3.5. Demoras y colas en estaciones de transporte público	134
Referencias	140

4. Modelación de redes de tráfico urbano	144
4.1. Perspectiva de la modelación de redes viales	144
4.2. Modelación de elementos de redes urbanas	148
4.3. Modelación del tráfico en redes urbanas	153
4.3.1. Histogramas cíclicos de flujo	154
4.3.2. Modelo de dispersión de tráfico	161
4.4. Índice de rendimiento de una red urbana	168
4.5. Optimización del rendimiento de una red urbana	174
Referencias	175
Preguntas teóricas	180
Problemas resueltos	192

Prefacio

El tránsito o tráfico es la circulación de personas, algunas de ellas en vehículos, por el espacio público. Se trata de un fenómeno físico y, a la vez, social. Estamos convencidos de que cualquier análisis de los problemas del tránsito urbano parte del reconocimiento de las bases conceptuales de este fenómeno. A estas bases conceptuales las llamaremos teoría del tráfico vehicular.

Una vez entendidos los elementos de la teoría del tráfico vehicular los podemos aplicar a lo que se denomina la ingeniería de tránsito, que es la aplicación de técnicas de la ingeniería para aminorar los impactos sociales, urbanos y ambientales derivados del tráfico. Los diseños conceptuales propuestos por la ingeniería de tránsito deben ser traducidos a planos de ingeniería que realizan los diseñadores viales. Son estos planos los que, finalmente, se materializan en las calles. En consecuencia, ningún dispositivo vial o medida de gestión de tráfico será acabado si no se conocen los principios aportados por la teoría que aquí se esboza.

Este texto presenta los principios para el estudio de la circulación de vehículos. Está concebido para estudiantes de habla hispana de cursos avanzados de ingeniería civil o de posgrado en ingeniería de transporte.

En el primer capítulo se muestra la génesis del problema desde la perspectiva del análisis de sistemas de transporte. Se propone una definición del tránsito o tráfico y se muestra su inserción como fenómeno físico en el sistema de transporte. Posteriormente, se definen y caracterizan los conflictos que tienen lugar en la circulación. Luego, se presentan dos categorías de modelos para entender la circulación en tramos de vía de circulación continua: el modelo fluidodinámico y la teoría del seguimiento vehicular. Para cada categoría de modelo se establecen sus variables y relaciones. Se cierra la exposición con la descripción del uso combinado de ambos tipos de modelos para el análisis de la inestabilidad del tráfico,

cuando el flujo se aproxima a la capacidad. Esto deja abierta la discusión para continuar con el estudio de la capacidad de dispositivos viales.

El segundo capítulo trata de la capacidad de diversos dispositivos viales. Primero, se presenta una discusión sobre la relación entre capacidad y el nivel de congestión o grado de saturación. Luego, se estudia la capacidad de tramos de vías mediante un modelo empírico. El problema de la capacidad de cruces o intersecciones es analizado en detalle, y se separan los casos de intersecciones reguladas con semáforo, señal de prioridad y rotonda. En el tema de capacidad de intersecciones semaforizadas se trata el problema de expresar la capacidad en unidades de tráfico homogéneas: los vehículos equivalentes. La capacidad de intersecciones reguladas con señal de prioridad y rotondas se aborda mediante modelos estocásticos (de brechas) y de regresión lineal. Posteriormente, se aborda el problema de capacidad de estaciones de transporte público y se muestran dos tipos de modelación: analítica y mediante simulación microscópica. Finalmente, se discute la capacidad de cruces peatonales tanto desde la perspectiva de los vehículos como de los peatones.

El tercer capítulo presenta el tema de cómo medir la eficiencia de dispositivos viales. Los índices de rendimiento tratados son longitudes de colas, magnitud de demoras y número de detenciones. En primer término, se presentan algunos conceptos básicos de la teoría de colas clásica, para asimilarla a lo que ocurre en la vialidad. Luego, se introduce una aproximación al tema de colas en dispositivos viales: la función transformada. A partir de ella, se definen los indicadores de rendimiento comúnmente usados en intersecciones y estrangulamientos, las tasas de demoras y detenciones, y las demoras y detenciones promedio. Con esta definición, se trata posteriormente el cálculo de estos indicadores en intersecciones reguladas con semáforos, así como las no semaforizadas. A continuación, el cálculo de la demora geométrica en intersecciones se aborda brevemente. Por último, se trata el tema de demoras y colas en estaciones de transporte público, con énfasis en lo que ocurre en paraderos de buses, usando resultados de investigaciones chilenas al respecto.

En el capítulo final se aborda el problema de modelación de redes de tráfico urbano. La característica de este tipo de red es su densidad en nodos (cruces de calles) y arcos (pistas de circulación). Esto hace que la forma tradicional de modelación de redes de transporte, basada en curvas flujo-velocidad, tenga que ser acomodada a la realidad urbana. En el documento, se presenta primero un resumen de los modelos de redes de transporte y se concluye que la perspectiva para redes urbanas es usar una aproximación como la utilizada en el programa computacional TRANSYT. Posteriormente, se muestra la forma de

modelar elementos de redes urbanas densas: arcos, nodos y líneas de detención. Luego, se expone cómo modelar el tráfico a través de dos componentes: los histogramas cíclicos de flujo y el modelo de dispersión de tráfico. La modelación de una red urbana permite calcular la cantidad de recursos consumidos por los usuarios que circulan por ella. Esto se conoce como el índice de rendimiento. La forma de cálculo del índice de rendimiento de una red y su optimización para coordinar semáforos concluyen el texto.

Las fuentes de este libro son principalmente recopilaciones de textos, artículos y apuntes de clases. Entre estas últimas destacan las de los profesores Tristán Gálvez y Jaime Gibson, de la Universidad de Chile, así como las de Richard Allsop y Ben Heydecker, del University College London. No obstante, todos los errores son responsabilidad única del autor.

El autor agradece a la Universidad de los Andes (Santiago-Chile) por la motivación para la redacción de los manuscritos, así como el apoyo para su transformación en un texto de estudio. Asimismo, agradezco a Juan Carlos Dextre por la elaboración de esta nueva edición y al Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú por su publicación.

Rodrigo Fernández A.

Lima, 2011



1. Introducción a la teoría del tráfico



1. Introducción a la teoría de tráfico

1.1. Definiciones y presentación del problema

El “problema del transporte” ha sido enfocado desde diversas perspectivas. Manheim (1984) ofrece una en la cual se puede reconocer la importancia del estudio del tráfico como fenómeno físico. El enfoque clásico de Manheim para entender la dinámica del transporte se resume en la figura 1.1.

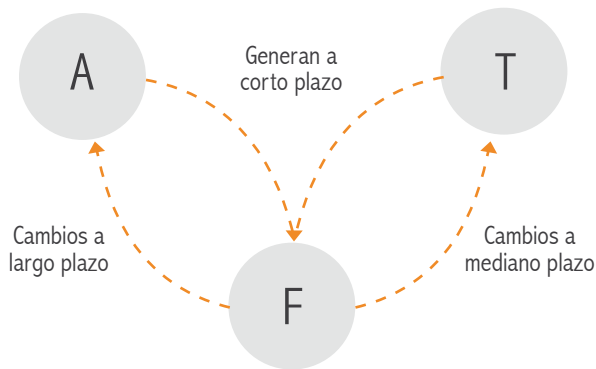


Figura 1.1. Esquema de Manheim

Donde:

A = sistema de actividades en un área geográfica (país, región, ciudad, comuna, etcétera):

- residencia;
- trabajo y estudio;
- servicios; y,
- esparcimiento.

T = sistema de transporte en el área geográfica compuesto por:

- vías;
- vehículos;
- terminales (estaciones, paraderos, estacionamientos), y;
- forma de operar el sistema (sentidos de calles, frecuencia de los buses, etcétera).

F = patrón de viajes en el área, es decir, la cantidad de viajes de personas y cosas:

- entre distintos pares origen – destino;
- en diversos medios o modos de transporte (auto, bus, metro, a pie, etcétera);
- por variadas rutas (conjuntos conexos de vías); y,
- durante diferentes períodos (punta mañana, tarde, fuera de punta, etcétera).

De acuerdo con este enfoque, la interacción entre el sistema de actividades (A) y el sistema de transporte (T) genera, en el corto plazo, un determinado patrón de viajes (F). Según las características de F, se producirán cambios sobre T en un mediano plazo (e.g., aumento de frecuencias del transporte público, nuevas conexiones viales) o sobre A en un plazo más largo (e.g., creación de centros comerciales, cambio de lugar de residencia).

El esquema de Manheim de la figura 1.1 es un avance para entender la dinámica del problema de transporte, pero se puede detallar un poco más. Según su definición, F puede ser descrito por una matriz origen-destino $\{T_{ij}\}$ por modo y período, en la que las celdas son el número de viajes entre zonas orígenes (i) y zonas destinos (j).

No obstante, la manifestación física de esos viajes es el tránsito o tráfico; es decir, la circulación de personas por el espacio público en diversos modos de transporte. Según la calidad de esa circulación, se generarán impactos sobre los usuarios del sistema —y sobre su entorno— que producirán los cambios de mediano y largo plazo sobre T y A. Consecuentemente, el esquema de Manheim se puede extender como se muestra en la figura 1.2.

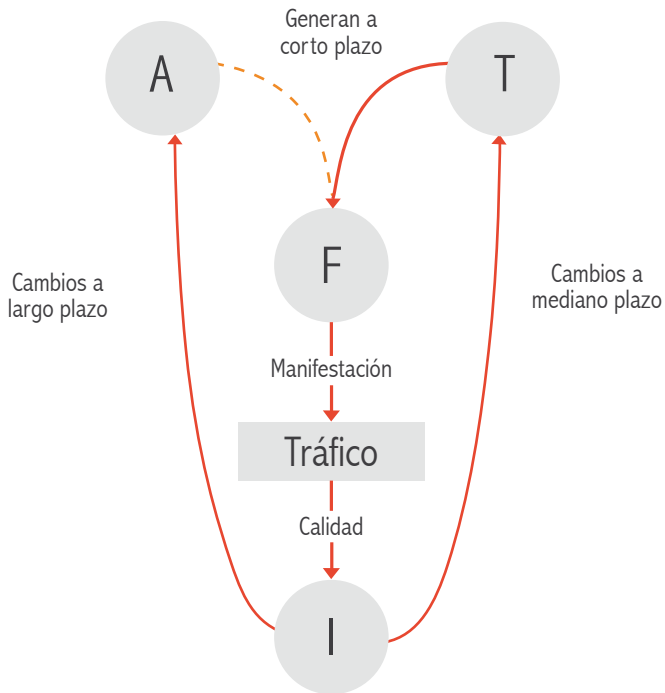


Figura 1.2. Importancia del tráfico en la dinámica del sistema de transporte

Donde:

I = conjunto de impactos derivados del tráfico:

- congestión: demoras a usuarios, formación de colas y detenciones de vehículos;
- polución: emisión de contaminantes atmosféricos;
- riesgo: aumento en la gravedad y número de accidentes;
- ruido: emisión de vibraciones sonoras y físicas;
- segregación: aumento del tiempo y distancia de cruce de cauces vehiculares;
- intimidación: disminución del uso del espacio público para otros fines; y,
- intrusión visual: reducción del campo visual por vehículos o infraestructuras.

En lo que sigue, nos concentraremos en uno de los impactos mencionados —la congestión—, no porque los otros impactos no sean relevantes, sino porque la congestión es un efecto directo y primario sobre los usuarios del sistema de transporte.

Hay que hacer notar, sin embargo, que, aunque la “congestión” es un concepto vago, tiene una manifestación física: demoras, colas y detenciones. Estas son susceptibles de medirse en la calle o predecirse con modelos matemáticos. Por lo tanto, decir que “hay congestión” en una calle o que cierta intersección de calles está “congestionada” solo tiene sentido si las demoras, colas y detenciones que allí se producen exceden un cierto umbral. Más adelante, veremos cómo definir este umbral.

1.2. Conflictos de tráfico

Si el tráfico es la circulación de gente por el espacio público, entonces generará interacciones entre personas: en algún instante, se encontrarán dos personas que están circulando. Estas interacciones darán origen a “conflictos” durante la circulación.

Se producirá un conflicto de tráfico cuando dos o más personas pretendan usar simultáneamente un mismo recurso del sistema de transporte. Se entenderá como recurso del sistema de transporte a una porción de vía, un área dentro de una intersección, un lugar en un terminal o un espacio en el interior de un vehículo.

Respecto de la forma y la razón por la cual se producen los conflictos de tráfico, estos se pueden clasificar en tres tipos: concurrenciales, direccionales y funcionales. Veamos cada uno de ellos:

a) Los conflictos concurrenciales se producen en una misma porción de vía, circulando en la misma dirección, pero con distintas velocidades. Esquemáticamente, se muestran en la figura 1.3. El vehículo 1 lleva una velocidad $v_1 > v_2$, velocidad del vehículo 2. Por lo tanto, ambos se encuentran en el punto P en un cierto instante. Las posibilidades de solución de este conflicto son tres:

- El vehículo 1 adelanta al vehículo 2;
- El vehículo 1 ajusta su velocidad a la del vehículo 2; y,
- Accidente: el vehículo 1 colisiona con el vehículo 2.

b) Los conflictos direccionales se producen en una misma área de una intersección, debido a las distintas maniobras que realizan los vehículos (ver figura 1.3). Sus soluciones son también tres:

- El vehículo 2 siempre le cede el paso al 1 (señal de prioridad);
- El derecho de paso se alterna en el tiempo (semáforo); y,
- Accidente: los vehículos colisionan.

c) Los conflictos funcionales se producen en un mismo lugar de un terminal —formal o informal— por distintos objetivos de los vehículos. En la figura 1.3, el vehículo 1 quiere circular y el vehículo 2 detenerse para tomar o dejar pasajeros o carga. Las soluciones son parecidas a la de los conflictos concurrentes:

- El vehículo 1 adelanta al vehículo 2.
- El vehículo 1 se detiene tras el vehículo, mientras este carga y descarga.
- Accidente: el vehículo 1 colisiona con el vehículo 2.

Obviamente, la peor solución a los conflictos es el accidente. Aunque se elimina el conflicto, sus efectos son trágicos (daños y víctimas). Aunque las otras soluciones tienen efectos negativos —como demoras, detenciones y colas indeseables— no son catastróficos.

La solución a los conflictos requiere una buena regulación. Es decir, bajo qué reglas operará un determinado dispositivo vial. Por ejemplo, qué movimiento tendrá prioridad en una intersección o cuánto tiempo de verde se le asignará a cada movimiento. El diseño de esta regulación debe ser eficiente y seguro. Para ello, es necesario, en primer lugar, estudiar el desarrollo de los conflictos.

En lo que sigue, se estudiará el tráfico en función de los conflictos. Se puede, entonces, abordar el estudio desde dos perspectivas:

- estudio de la circulación continua (conflictos concurrentes); y,
- estudio de la circulación interrumpida (conflictos direccionales y funcionales)

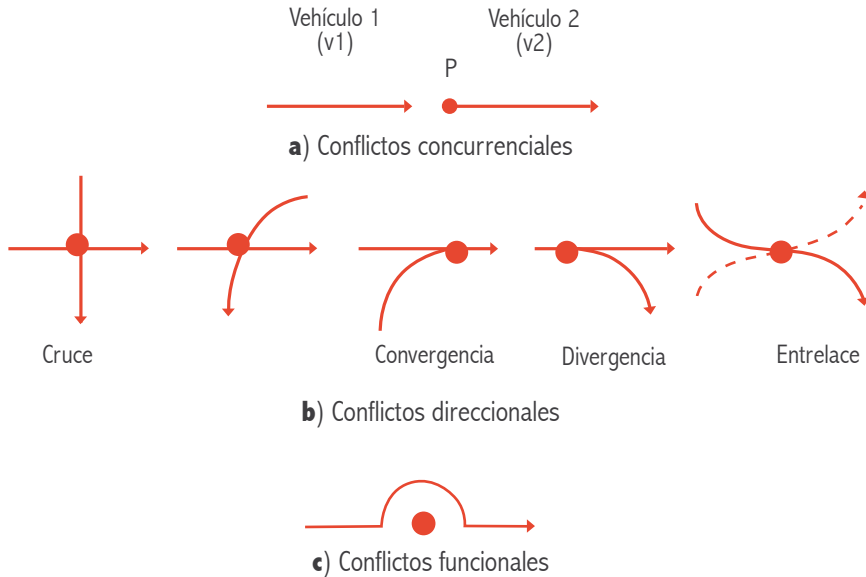


Figura 1.3. Clasificación de los conflictos de tráfico

1.3. Modelos de circulación continua

La circulación continua se caracteriza por la ausencia de detenciones obligadas a lo largo de un tramo de vía, que puedan deberse a la presencia de dispositivos viales como intersecciones. No obstante, se pueden producir detenciones por efectos de interacciones entre vehículos que circulan en el mismo sentido, pero con diferentes velocidades; es decir, producto de conflictos concurrentes. Es lo que sucede, por ejemplo, a lo largo de una pista, de un camino, de una autopista, de túnel o un puente. El estudio de la circulación en estas condiciones es el más fácil de formalizar. Por lo mismo, históricamente, fue el primero que se llevó a cabo.

Estudiaremos dos aproximaciones al problema de la circulación continua:

- El modelo fluidodinámico. El tráfico es considerado como un flujo continuo de partículas idénticas. Por lo tanto, su representación se hace sobre la base de variables de estado promedio.
- La teoría del seguimiento vehicular. A diferencia del enfoque anterior, no se estudia el comportamiento promedio, sino las interacciones entre un par de vehículos: el antecesor y el sucesor. Sin embargo, se mantiene el supuesto de que los vehículos son idénticos.

1.3.1. Modelo fluidodinámico

La vía donde se produce la circulación continua no es necesariamente recta. Puede tener curvatura horizontal y vertical; además, las pistas de circulación tienen anchos distintos a cero. Sin embargo, desde un punto de vista que abarque unos kilómetros, se puede representar la circulación a lo largo de un solo eje espacial.

Para “ver” la circulación (movimiento) se requiere, además, del eje temporal. Entonces, el tráfico se verificará en una “ventana” espacio-temporal. La figura 1.4 muestra cómo observar el tráfico de un conjunto de vehículos que circulan a distintas velocidades en un tramo de longitud L y durante un período T .

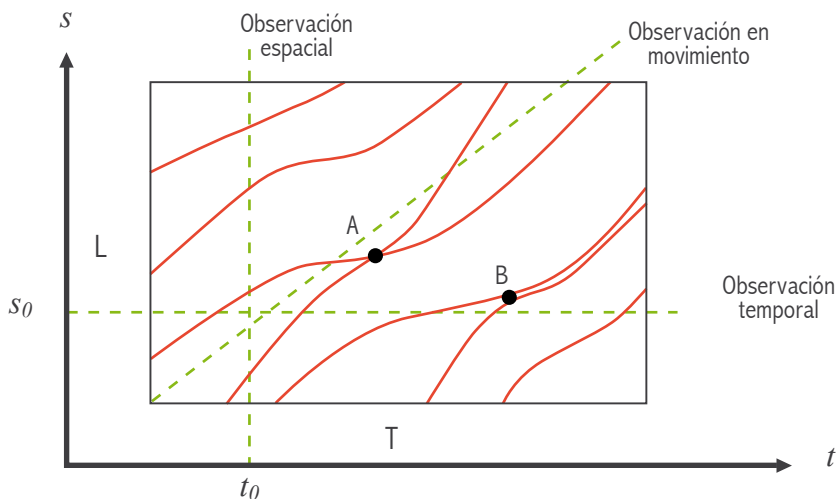


Figura 1.4. Representación del tráfico en el espacio (s) y el tiempo (t)

En la figura, la pendiente de las trayectorias espacio-tiempo ($s-t$) de los vehículos es su velocidad. Cuanto más vertical la curva, mayor es la velocidad. También se pueden ver dos puntos donde se producen conflictos concurrentes, que se solucionan de formas distintas. El punto A representa un adelantamiento. El punto B es un alcance (el vehículo más rápido ajusta su velocidad a la del más lento). Si en B se hubiese producido una colisión por alcance, las curvas se habrían transformado en dos rectas horizontales a partir de ese instante.

Como se muestra en la figura, el tráfico puede ser observado desde tres puntos de vista:

- *Observación temporal.* El observador se para en un punto s_0 del tramo y observa lo que ocurre durante todo el período T . En la figura, observará $n = 5$ vehículos.
- *Observación espacial.* En un instante t_0 , el observador da un vistazo global a todo el tramo L ; por ejemplo, toma una foto aérea. Capta $n' = 4$ vehículos.
- *Observación en movimiento.* El observador entra a la corriente vehicular y, circulando a velocidad constante, obtiene información (ejemplo, método del “vehículo flotante” para medir velocidades). En la figura, alcanza a examinar $n'' = 2$ vehículos.

Se obtienen distintas variables de estado de la corriente de tráfico según el tipo de observación. En este texto, nos concentraremos en las dos primeras.

a) Variables obtenidas de una observación temporal

- Flujo (q). También se suele referir como volumen. Es la cantidad n de vehículos que pasan por el punto s_0 durante el período T . Usualmente, se expresa en vehículos por hora [veh/h], lo que no implica necesariamente medir durante una hora.

$$q = \frac{n}{T} \quad (1.1)$$

- Velocidad media temporal (v_t). Es el promedio aritmético de las velocidades instantáneas (pendientes de las trayectorias $s-t$) de los n vehículos que pasaron por s_0 durante el período T . Se suele expresar en kilómetros por hora [km/h].

$$v_t = \frac{1}{n} \sum_i v_i \quad (1.2)$$

- Intervalo medio (h). También se conoce como *headway*. Es el promedio de los intervalos de tiempo h_i entre pasadas de puntos homólogos de los vehículos (v.g., parachoques traseros). Por lo general, se mide en segundos [s] (ver figura 1.5).

$$h = \frac{1}{n} \sum_i h_i = \frac{T}{n} = \frac{1}{q} \quad (1.3)$$

Por consiguiente, el intervalo medio equivale al inverso del flujo que pasa por un punto de la vía en un período T .

b) Variables obtenidas de una observación espacial

- Concentración (k). También se le denomina densidad. Es el equivalente espacial del flujo. Corresponde a la cantidad n' de vehículos observados en el instante t_0 en todo el tramo L . Se mide en número de vehículos por kilómetro [veh/km].

$$k = \frac{n'}{L} \quad (1.4)$$

- Velocidad media espacial (v_s). Se calcula a partir del promedio de los tiempos t_i de viaje que le toma a cada vehículo recorrer un tramo L , en [km/h].

$$v_s = \frac{L}{\bar{t}} = \frac{L}{\frac{1}{n'} \sum_i t_i} = \frac{1}{\frac{1}{n'} \sum_i \left(\frac{t_i}{L} \right)} = \frac{1}{\frac{1}{n'} \sum_i \left(\frac{1}{v_i} \right)} \quad (1.5)$$

En consecuencia, la velocidad media espacial corresponde a la media armónica de las velocidades instantáneas de los vehículos en el tramo (pendientes de las trayectorias s - t en t_0).

- Espaciamiento promedio (s). Corresponde al promedio de los espaciamientos s_i observados entre puntos homólogos de los vehículos. Se mide en metros [m] (figura 1.5).

$$s = \frac{1}{n'} \sum_i s_i = \frac{L}{n'} = \frac{1}{k} \quad (1.6)$$

O sea, el espaciamiento promedio es el inverso de la concentración de vehículos en un tramo L .

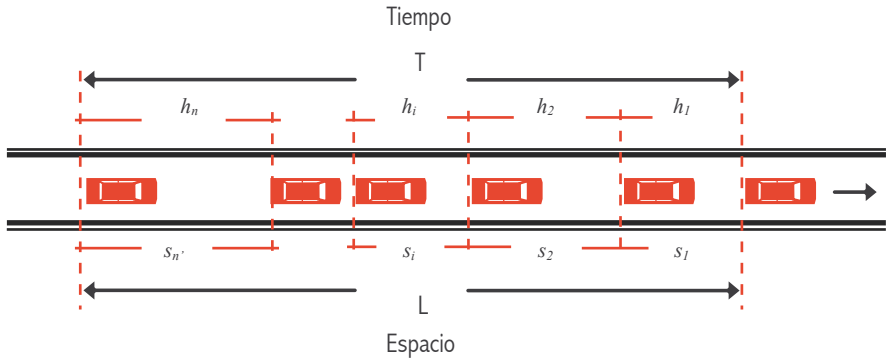


Figura 1.5. Intervalos y espaciamientos en una corriente de tráfico

En la figura 1.5, las dimensiones espaciales (L , s_i) y temporales (T , h_i) no son coincidentes. Se ha forzado el dibujo para resumir ambas en una sola figura. La figura 1.6 esquematiza otras definiciones.

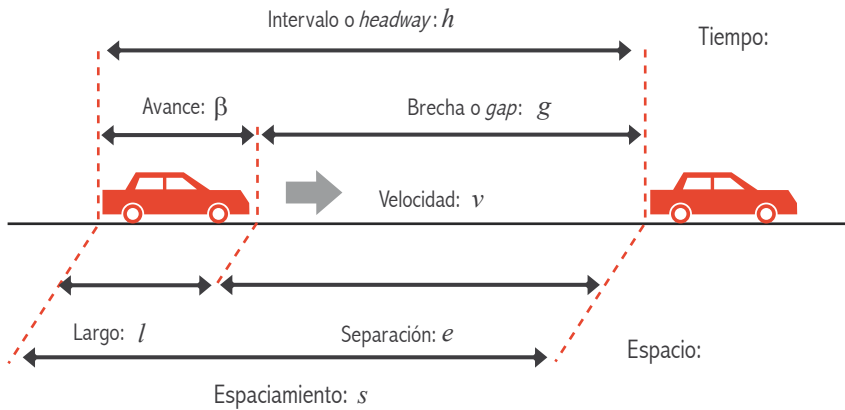


Figura 1.6. Definiciones de variables entre vehículos

c) Ecuación fundamental del tráfico

Resulta obvio que en una corriente de tráfico no todos los vehículos circulen a una misma velocidad. Existirán, por lo tanto, distribuciones de velocidades (figura 1.7).

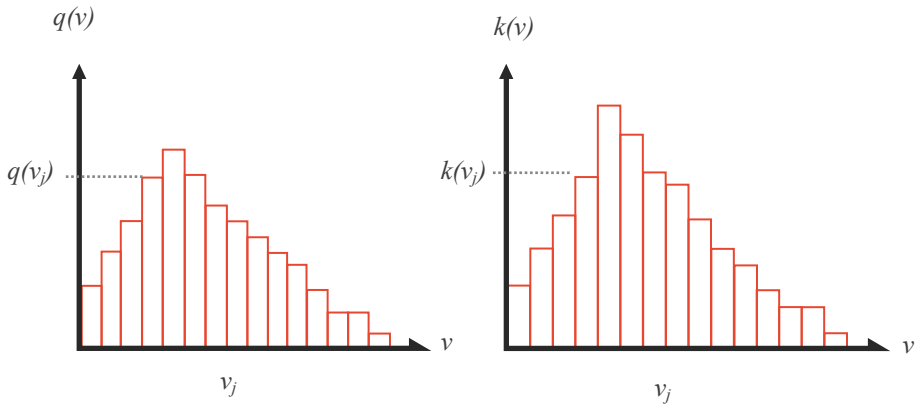


Figura 1.7. Distribuciones de velocidades

En la figura, $k(v_j)$ es el número de vehículos avistados a lo largo de un tramo que tienen velocidad v_j . Del mismo modo, $q(v_j)$ es la cantidad de vehículos observados en un período que llevan velocidad v_j . Luego:

$$\begin{aligned}
 q &= \sum_j q(v_j) \Rightarrow \sum_j \frac{q(v_j)}{q} = 1 \\
 k &= \sum_j k(v_j) \Rightarrow \sum_j \frac{k(v_j)}{k} = 1
 \end{aligned}
 \tag{1.7}$$

Sea $p(v_j)$ la proporción de vehículos observados con velocidad v_j . Entonces:

$$\begin{aligned}
 p_t(v_j) &= \frac{q(v_j)}{q} \Rightarrow \sum_j p_t(v_j) = 1 \quad ; \quad p_t(v_j) \geq 0, \forall j \\
 p_s(v_j) &= \frac{k(v_j)}{k} \Rightarrow \sum_j p_s(v_j) = 1 \quad ; \quad p_s(v_j) \geq 0, \forall j
 \end{aligned}
 \tag{1.8}$$

Es decir, $p_t(v)$ es la distribución temporal de velocidades y $p_s(v)$ es la distribución espacial de velocidades, ya que cumplen las condiciones de una función de distribución de probabilidades. En consecuencia, la velocidad media espacial y temporal se pueden estimar como la esperanza de las respectivas distribuciones:

$$\begin{aligned} v_t &= \sum_j v_j p_t(v_j) \\ v_s &= \sum_j v_j p_s(v_j) \end{aligned} \quad (1.9)$$

Por su parte, la velocidad de un vehículo cualquiera es:

$$v_j = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}} = \frac{s_j}{h_j} \quad (1.10)$$

Como el espaciamiento es el inverso del flujo y el intervalo es el inverso de la concentración, entonces:

$$v_j = \frac{q(v_j)}{k(v_j)} \Rightarrow k(v_j) = \frac{q(v_j)}{v_j} \quad (1.11)$$

Reemplazando esta última expresión en la esperanza de la distribución espacial de velocidades y aplicando las definiciones anteriores:

$$v_s = \sum_j v_j p_s(v_j) = \sum_j v_j \frac{k(v_j)}{k} = \frac{1}{k} \sum_j v_j \frac{q(v_j)}{v_j} = \frac{1}{k} \sum_j q(v_j) = \frac{q}{k} \quad (1.12)$$

Se obtiene así la denominada *Ecuación Fundamental del Tráfico*, que se expresa como:

$$q = kv_s \quad (1.13)$$

Esta ecuación explica, macroscópicamente, el comportamiento del tráfico como si se tratase de un fluido continuo. De allí, el nombre de modelo fluidodinámico.

Existe cierta tentación a usar la ecuación fundamental —y sus derivaciones— para describir el tráfico urbano. Esto no es aconsejable, ya que la presencia de intersecciones cercanas genera pelotones de vehículos que se desplazan por las vías urbanas. Estos

pelotones pueden dispersarse en alguna medida a lo largo de las vías, pero no llegan a configurar un fenómeno de tráfico continuo, que es el supuesto subyacente a este modelo.

d) Relación entre la velocidad media espacial y temporal

Aprovechando el concepto de distribuciones espaciales y temporales de velocidades, es posible establecer una relación entre sus esperanzas. De las ecuaciones anteriores se puede escribir:

$$\left. \begin{aligned} k(v_j) &= \frac{q(v_j)}{v_j} \Rightarrow q(v_j) = v_j k(v_j) \\ p_t(v_j) &= \frac{q(v_j)}{q} \Rightarrow q(v_j) = q p_t(v_j) \\ p_s(v_j) &= \frac{k(v_j)}{k} \Rightarrow k(v_j) = k p_s(v_j) \end{aligned} \right\} \Rightarrow q p_t(v_j) = v_j k p_s(v_j) \Rightarrow p_t(v_j) = \frac{k}{q} v_j p_s(v_j) \quad (1.14)$$

Es decir, existe una relación entre la distribución temporal y espacial de velocidades, la que, por la ecuación fundamental, se puede escribir:

$$p_t(v_j) = \frac{1}{v_s} v_j p_s(v_j) \quad (1.15)$$

Por lo tanto, la velocidad media espacial se puede calcular como:

$$v_t = \sum_j v_j p_t(v_j) = \frac{1}{v_s} \sum_j v_j^2 p_s(v_j) = \frac{1}{v_s} E_s(v^2) \quad (1.16)$$

De propiedades de la esperanza, si x es una variable aleatoria cualquiera, entonces $Var(x) = E(x^2) - [E(x)]^2$; luego: $E(x^2) = \mu_x^2 + \sigma_x^2$; donde, μ_x es la media de x y σ_x^2 su varianza. Por lo tanto:

$$v_t = \frac{1}{v_s} (v_s^2 + \sigma_s^2) = v_s + \frac{\sigma_s^2}{v_s} \quad (1.17)$$

Es decir, en general, la velocidad media temporal será mayor que la espacial. Para que sean iguales, la varianza de las velocidades espaciales debería tender a cero. De allí, la importancia de saber cómo se midió la velocidad para calcular el valor promedio de la forma apropiada. No da lo mismo medir velocidades con radar y promediarlas aritméticamente, que medir tiempos de viaje en un tramo, promediarlos y de allí obtener la una velocidad media (¿qué se obtiene en cada caso?).

e) Relaciones entre variables de tráfico

La ecuación $q = kv_s$ establece una relación entre tres variables de estado del tráfico. Como tal, definirá un plano que describe su comportamiento. Sin embargo, es posible reducir esta descripción tridimensional estableciendo relaciones entre pares de estas variables, como veremos a continuación.

- Relación velocidad-concentración

Se definió concentración (k) como la cantidad de vehículos presentes en un tramo de vía. Empíricamente, se puede constatar que, cuantos más vehículos se encuentren en un tramo, menor es la velocidad a la cual circulan. Es decir, para dos situaciones en que $k_1 < k_2$, se observará que $v_1 > v_2$ (figura 1.8). Luego, se puede decir que existe una función $v_s = v_s(k)$.

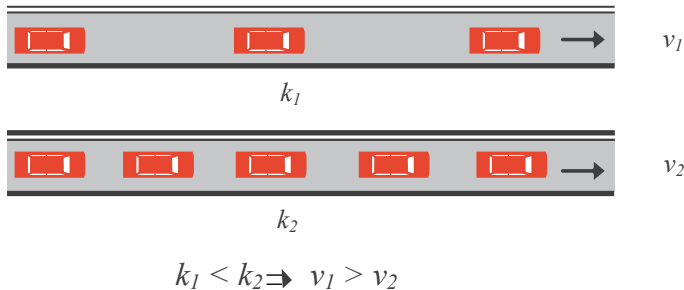


Figura 1.8. Relación entre concentración y velocidad

El valor mínimo que puede tomar k es que no haya ningún vehículo en el tramo; es decir, $k_{min} = 0$. La máxima cantidad serán los vehículos que quepan en el tramo haciendo cola uno en pos del otro con una separación mínima entre ellos. A esta cantidad se le llama concentración de embotellamiento (k_e). Luego:

$$k_e = \frac{L}{\ell} \tag{1.18}$$

Donde L es la longitud del tramo y ℓ es la longitud promedio que ocupa un vehículo. Por ejemplo, si $\ell = 6 \text{ m}$, en un kilómetro de vía cabrán 167 vehículos. O sea, $k_e = 1000/6 = 167 \text{ [veh/km]}$.

Obviamente, cuando $k = k_e$ nadie se atreve a moverse; luego, $v_s = 0$. En el otro extremo, cuando un conductor circula solo por el tramo ($k \rightarrow 0$), lo hará a la velocidad que él elija. Sea esta la velocidad de flujo libre (v_l). En consecuencia, conocemos dos puntos de la relación $v_s = v_s(k)$. Para $k = 0$, $v_s = v_l$ y para $k = k_e$, $v_s = 0$.

A medida que aumenta el número de vehículos en el tramo, la velocidad de flujo libre no se verá muy afectada (v.g., si hay 2 vehículos separados 500 m en un tramo de 1 km). Pero, a partir de una cierta concentración, la velocidad comenzará a decrecer rápidamente. En el otro extremo, si se pasa de una concentración de 150 a 151 veh/km, la velocidad no se verá muy afectada. En consecuencia, una curva como la mostrada en la figura 1.9 se aproximará al comportamiento real. Se han postulado y calibrado varias formas de curvas $v_s(k)$, pero para efectos de los desarrollos siguiente, se asumirá una relación lineal decreciente entre v_s y k :

$$v_s = v_l \left(1 - \frac{k}{k_e} \right) \tag{1.19}$$

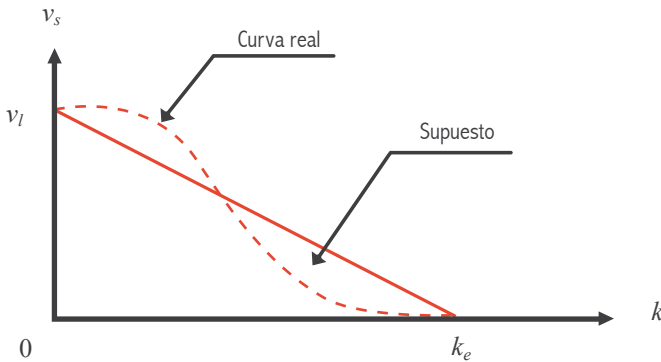


Figura 1.9. Relación $v_s(k)$ real y asumida

- Relación flujo-concentración

Habiendo establecido una relación $v_s(k)$ se usa la ecuación fundamental para obtener esta otra relación. En efecto, como $q = kv_s$ y $v_s = v_s(k)$, entonces, $q = q(k)$. Luego, usando la relación lineal para v_s :

$$q = v_l k - \frac{v_l}{k_e} k^2 \quad (1.20)$$

Es decir, la función $q(k)$ es una parábola invertida que corta el eje de las abscisas en $k = 0$ y $k = k_e$. Es fácil ver que el vértice de la parábola se encuentra en $k = k_e/2$ (figura 1.10).

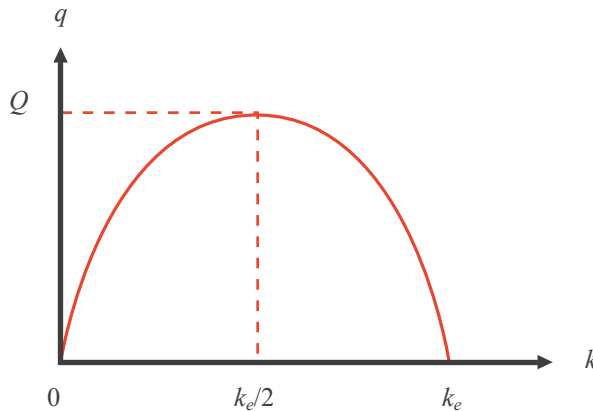


Figura 1.10. Relación $q(k)$ parabólica

Una propiedad importante de la circulación que se deriva de la relación $q(k)$ es que existe un valor máximo para el flujo. Este máximo es la capacidad (Q), definida como el máximo número de vehículos por unidad de tiempo que puede pasar por una sección de una vía, bajo las condiciones prevalecientes del tráfico. Por esta razón, el diagrama $q(k)$ se denomina diagrama fundamental.

Como el vértice de la parábola está en $k_e/2$, el valor de la capacidad de un tramo de vía es $q(k_e/2)$; es decir:

$$Q = \frac{v_l k_e}{4} \quad (1.21)$$

Obsérvese que Q depende de los parámetros v_l y k_e definidos en la relación $v_s(k)$. Por ende, la capacidad dependerá de las siguientes condiciones (¿cuáles se asocian a v_l y cuáles a k_e ?):

- características físicas de la vía (trazado, pavimento);
- características del conductor (edad, personalidad, condición física);
- características del vehículo (potencia, aceleración, maniobrabilidad);
- condiciones del medio ambiente (luz, clima, entorno); y,
- composición del tráfico (longitud promedio de vehículos).

Es por todo lo anterior que, en la definición de capacidad, se agrega el acápite “bajo las condiciones prevalecientes del tráfico”, ya que bajo diferentes circunstancias el valor de la capacidad cambiará. En consecuencia, la capacidad no es un valor absoluto, incluso para un mismo tramo de vía.

Otra propiedad de la capacidad es que define un límite entre un régimen de circulación denominado no saturado ($k < k_e/2$) y otro llamado saturado o sobresaturado ($k > k_e/2$). En el primero, a medida que aumenta el número de vehículos en la vía, su flujo también aumenta. Pero cuando hay saturación, al aumentar los vehículos presentes en la vía, el flujo comienza a disminuir producto de las interferencias entre ellos que afectan la velocidad. Hay que notar que esto se produce para valores de concentración bastantes menores que la concentración de embotellamiento k_e . Más adelante, se volverá sobre este tema.

- Relación flujo-velocidad y flujo-demora

De la ecuación fundamental $q = kv_s$, se desprende que $k = q/v_s$. Reemplazando en la relación $v_s(k)$, se tiene:

$$v_s = v_l \left(1 - \frac{q}{v_s k_e} \right) = v_l - \frac{v_l q}{v_s k_e} \quad (1.22)$$

Multiplicando ambos miembros por v_s y reordenando se llega a: $v_s^2 - v_l v_s + \frac{v_l q}{k_e} = 0$

Esta última ecuación es una cuadrática en v_s cuyas raíces son:

$$v_s = \frac{v_l \pm \sqrt{v_l^2 - 4\left(\frac{v_l q}{k_e}\right)}}{2} = \frac{v_l}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{v_l^2 \left(1 - \left(\frac{4}{v_l k_e}\right)q\right)} = \frac{v_l}{2} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{q}{Q}}\right) \quad (1.23)$$

La forma de esta relación es la parábola de vértice $v_l/2$ y Q mostrada en la figura 1.11.

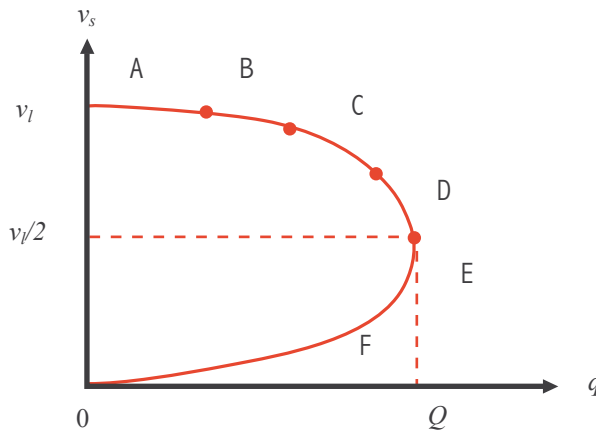


Figura 1.11. Relación $v(q)$ parabólica y niveles de servicio

La relación $v(q)$ suele usarse en el *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000) para definir niveles de servicio en tramos de vía, como se muestra en la figura. Estos niveles se identifican por sectores de la curva $v(q)$, en los cuales el tráfico presenta ciertas características. El nivel *A* corresponde a un tráfico fluido, el *E* (un punto de la curva, no un tramo) representa la capacidad, y el *F* una condición de tráfico forzado e inestable.

Ha habido varios intentos para establecer una relación $v(q)$ empírica (ver TRB, 1992). Una de ellas es la propuesta por el *Traffic Appraisal Manual, Department of Transport*, Reino Unido (Ortúzar y Willumsen, 1990).

$$v_s = \begin{cases} v_l & ; \text{ si } q < q_1 \\ v_l - \frac{v_l - v_1}{Q - q_1}(q - q_1) & ; \text{ si } q_1 < q \leq Q \\ \frac{v_1}{1 + \frac{v_1}{8d}\left(\frac{q}{Q} - 1\right)} & ; \text{ si } q > Q \end{cases} \quad (1.24)$$

Donde:

v_l = velocidad de flujo libre [km/h]

v_1 = velocidad a capacidad [km/h]

q_1 = flujo hasta el cual se mantiene v_1 [veh/h-pista]

Q = capacidad del tramo [veh/h-pista]

d = longitud del tramo [km]

Los parámetros de esta curva, calibrados en el Reino Unido, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1.1. Parámetros de la relación flujo-velocidad

Tipo de vía	v_l [km/h]	v_1 [km/h]	q_1 [veh/h-pista]	Q [veh/h-pista]
2 pistas calzada simple rural	63	55	400	1400
4 pistas doble calzada rural	79	70	1600	2400
2 pistas calzada simple urbana	45	25	500	1000

La forma de esta relación $v(q)$ no es parabólica, sino por tramos, como muestra la figura.

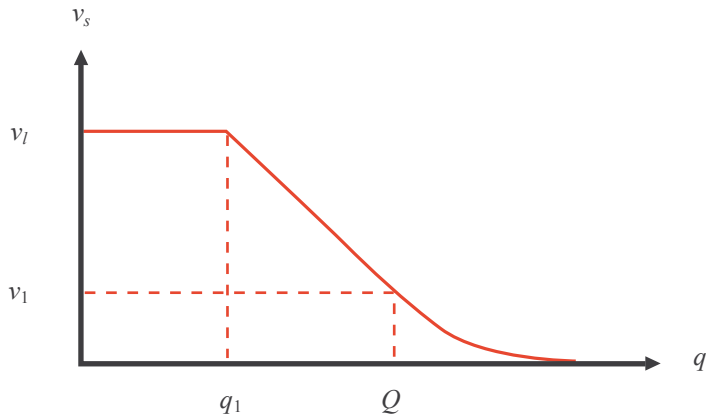


Figura 1.12. Relación $v(q)$ empírica (DoT, 1985)

De la relación $v(q)$, se puede derivar la relación flujo-demora, $t(q)$ (figura 1.13), que es utilizada para estimar tiempos de viaje y para la asignación de tráfico a redes. Su derivación es directa:

$$t = \frac{3600}{v_s} \quad (1.25)$$

Donde t es el tiempo promedio de viaje en un tramo [s/km] y v_s la velocidad media en el tramo [km/h].

Al igual que para la relación flujo-velocidad, se han propuesto varias formas para la función $t(q)$. Una de ellas es la del Bureau of Public Roads (BPR, 1964), donde t_0 es el tiempo de viaje a flujo libre y α , β son parámetros.

$$t = t_0 \left[1 + \alpha \left(\frac{q}{Q} \right)^\beta \right] \quad (1.26)$$

Una curva BPR calibrada en Santiago de Chile en Av. Costanera Andrés Bello, en la hora punta de la mañana, arrojó los siguientes valores de parámetros (Martínez, 1984):

- $t_0 = 42,7 \text{ s/km}$ (84,3 km/h)
- $Q = 5200 \text{ veq/h}$
- $\alpha = 0,482$
- $\beta = 2,343$

Hay que notar que el valor de t_0 implica una velocidad de flujo libre de 84,3 km/h en esa vía.

Otros autores (Horowitz, 1991) proveen los siguientes datos del Highway Capacity Manual (TRB, 2000) para los parámetros α y β , en función del tipo de vía y velocidad de diseño.

Tabla 1.2. Parámetros de la curva BPR (Horowitz, 1991)

Tipo de vía	Velocidad de diseño		α	β
	[km/h]	[km/h]		
Autopista 6 pistas	70	110	0,88	9,8
	60	100	0,83	5,5
	50	80	0,56	3,6
Carretera 4 pistas	70	110	1,00	5,4
	60	100	0,83	2,7
	50	80	0,71	2,1

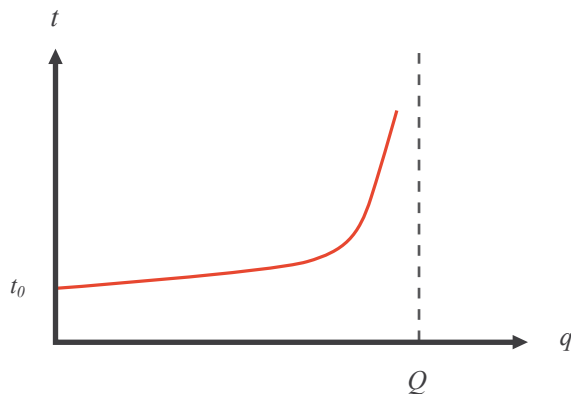


Figura 1.13. Relación flujo-demora

1.3.2. Teoría del seguimiento vehicular

La teoría del seguimiento vehicular (*car following theory*) tiene varios precursores en la década de 1950, pero su formalización se consolida con el trabajo de Herman *et al.* (1958) en los laboratorios de General Motors. Consiste en una descripción microscópica de cómo se comporta un vehículo al ir tras de otro. El objetivo es que mediante esta descripción se pueda extrapolar el comportamiento macroscópico de toda una corriente de vehículos por una pista. Al igual que los modelos fluidodinámicos, estudia una corriente de tráfico continua y confinada a una pista (sin adelantamiento). Posteriores desarrollos (Gipps, 1981 y Gipps, 1986) levantan esta restricción y permiten describir el adelantamiento entre vehículos. En la figura siguiente, se muestra el sistema bajo análisis encerrado por una línea punteada.

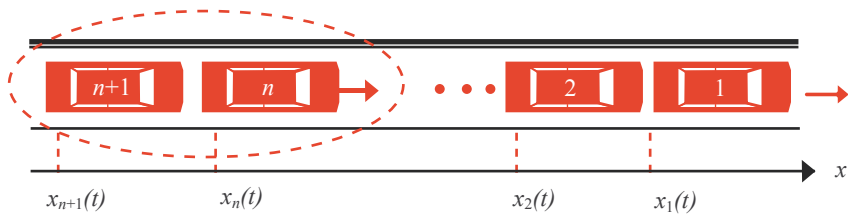


Figura 1.14. Sistema de análisis de la teoría del seguimiento vehicular

La teoría del seguimiento vehicular describe el comportamiento del vehículo $n+1$ (sucesor) en función de lo que haga el vehículo n (predecesor). Asume que existe correlación entre los comportamientos del vehículo predecesor y sucesor cuando el espaciamiento entre ambos es menor a los 100-125 metros.

Se definen las siguientes variables:

- $x_n(t)$ = posición de un vehículo n en el instante t
- $\dot{x}_n(t)$ = velocidad de un vehículo n en el instante t
- $\ddot{x}_n(t)$ = aceleración de un vehículo n en el instante t

Se asumirá que el conductor del vehículo sucesor variará su conducta (respuesta) en forma proporcional al estímulo que recibe, ponderado por su sensibilidad. Es decir:

$$\text{Respuesta} = \text{Sensibilidad} \cdot \text{Estímulo}$$

En un sistema cerrado como el descrito en la figura 14, el estímulo lo proporcionará el vehículo predecesor al reducir o aumentar la velocidad relativa a la del sucesor. Las respuestas del sucesor podrían ser tres: mantener su velocidad (v.g., si el predecesor está alejado), reducir su velocidad o aumentarla. Naturalmente, la respuesta no será inmediata, sino que tendrá un rezago temporal. De acuerdo con lo anterior, la formulación matemática del supuesto de comportamiento es la siguiente:

$$\ddot{x}_{n+1}(t+T) = \lambda \cdot [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n+1}(t)] \quad (1.27)$$

Donde:

λ = valor de la sensibilidad [s⁻¹]

T = tiempo percepción-respuesta [s]

En la ecuación anterior se utiliza el subíndice $n+1$ para enfatizar que la respuesta se refiere al vehículo sucesor.

El tiempo percepción-respuesta es el tiempo que le toma al conductor del vehículo sucesor reaccionar. El lapso percepción-respuesta involucra la siguiente serie de acciones, cada una de las cuales agrega una demora a la respuesta de un conductor frente a un estímulo:

- percibir el estímulo;
- interpretar el estímulo;
- evaluar la mejor respuesta;
- ejecutar la respuesta decidida; y,
- transmisión mecánica de la respuesta.

Como existen diferentes conductores, no hay un único tiempo percepción-respuesta, sino una distribución de ellos. La distribución sigue una tendencia *lognormal*, como la mostrada en la figura siguiente. De la figura, puede observarse que la moda de la distribución es 1,0 segundos. Sin embargo, a un 10% de los conductores les tomará más de 2,5 segundos reaccionar; además, sólo un 20% puede hacerlo en un lapso de medio segundo. La correcta selección del tiempo percepción-respuesta es importante al diseñar las vías y sus sistemas de control de tráfico (v.g., señalización).

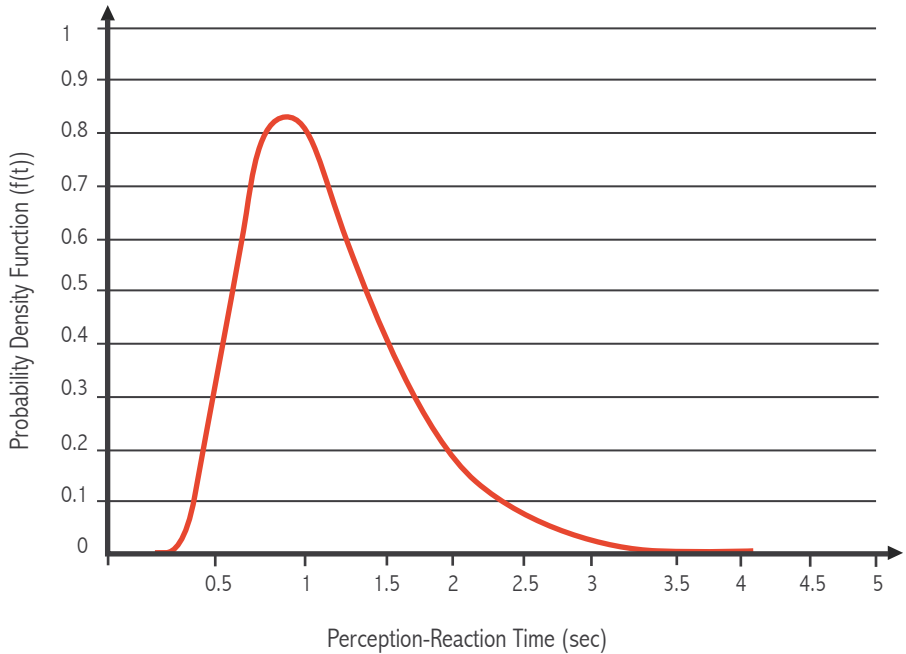


Figura 1.15. Distribución del tiempo percepción-respuesta (TRB), 1992)

Volviendo al modelo de comportamiento del vehículo sucesor, este puede escribirse como una ecuación diferencial de la forma:

$$\frac{dv_{n+1}}{dt} = \lambda \frac{ds_{n+1}}{dt} \quad (1.28)$$

Donde:

$$\begin{aligned} s_{n+1} &= x_n(t) - x_{n+1}(t) \\ v_{n+1} &= \dot{x}_{n+1}(t) \end{aligned} \quad (1.29)$$

Se han hecho varios supuestos respecto del valor de la sensibilidad λ . Entre ellos, es útil mencionar los siguientes:

a) Modelo de Herman

Conocido como el modelo de Herman, fue primero expuesto por Chandler *et al.* (1958). Al estudiar el comportamiento del tráfico congestionado en autopistas, postularon que la sensibilidad de todos los conductores es la misma y que tiene un valor constante λ_I . Es decir:

$$\lambda = \lambda_I \tag{1.30}$$

Según este supuesto, la ecuación diferencial anterior se transforma en:

$$\frac{dv_{n+1}}{dt} = \lambda_1 \frac{ds_{n+1}}{dt} \tag{1.31}$$

Resolviendo la ecuación anterior de la manera tradicional, se llega a que:

$$v_{n+1} = \lambda_1 s_{n+1} + c_1 \tag{1.32}$$

Donde c_1 es una constante de integración. Para determinar su valor, se deben aplicar condiciones de borde apropiadas.

Por los modelos fluidodinámicos, sabemos que cuando el valor de la concentración es igual a la concentración de embotellamiento k_e , la velocidad de los vehículos es nula. Como el espaciamiento es el inverso de la concentración, entonces:

$$s_{n+1} = \frac{1}{k_e} \Rightarrow v_{n+1} = 0 \tag{1.33}$$

Reemplazando esta condición en la solución de la ecuación diferencial, resulta:

$$c_1 = -\frac{\lambda_1}{k_e} \tag{1.34}$$

Por lo tanto, si aceptamos que $s_{n+1} = 1/k_{n+1}$ (ver TRB, 1992 para una discusión) la solución de la ecuación diferencial es:

$$v_{n+1} = \lambda_1 \left(\frac{1}{k_{n+1}} - \frac{1}{k_e} \right) \quad (1.35)$$

Si esta ecuación es válida para todo par de vehículos $n+1$ y n , en promedio para toda la corriente de tráfico se cumplirá que:

$$v_s = \lambda_1 \left(\frac{1}{k} - \frac{1}{k_e} \right) \quad (1.36)$$

La ecuación anterior es una función $v(k)$ correspondiente a un modelo fluidodinámico. Su forma es hiperbólica, como se muestra en la figura. Se observa que, cuando $k \rightarrow 0$, $v_s \rightarrow \infty$, lo que puede interpretarse, bajo la perspectiva del seguimiento vehicular, como que los vehículos corren cada vez más rápido buscando alguien a quien seguir. Por lo tanto, este modelo predice mejor lo que ocurre cuando hay altas concentraciones, situación para la que fue concebido.

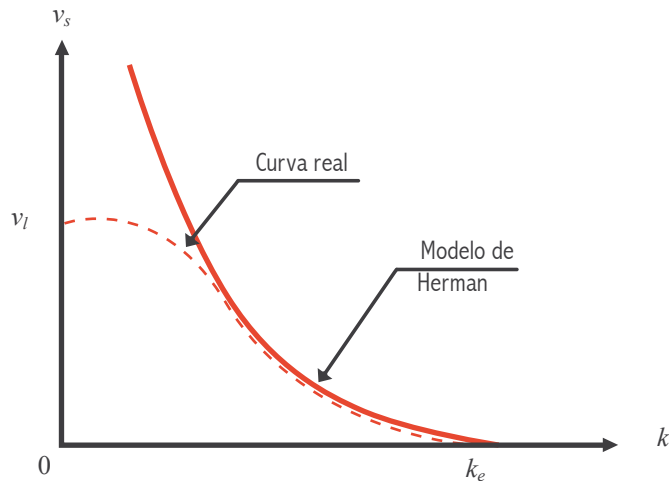


Figura 1.16. Forma funcional del modelo de Herman

b) Modelo de Greenshields

La hipótesis para derivar este modelo es que un conductor es más sensible a lo que haga el vehículo predecesor si la distancia con respecto a este es pequeña y menos sensible si es más grande. La variable que describe la distancia entre vehículos es el espaciamiento. Se postula, entonces, que la sensibilidad es inversamente proporcional al cuadrado del espaciamiento. Luego:

$$\lambda = \frac{\lambda_2}{s_{n+1}^2} \quad (1.37)$$

En consecuencia, la ecuación diferencial que representa este modelo es de la forma:

$$\frac{dv_{n+1}}{dt} = \frac{\lambda_2}{s_{n+1}^2} \frac{ds_{n+1}}{dt} \quad (1.38)$$

La solución de esta ecuación resulta ser:

$$v_{n+1} = -\frac{\lambda_2}{s_{n+1}} + c_2 \quad (1.39)$$

Para determinar c_2 , se aplica la condición de borde que establece que, cuando la concentración es nula (o sea, el espaciamiento es infinito), la velocidad es igual a la velocidad de flujo libre; es decir:

$$s_{n+1} = \infty \Rightarrow v_{n+1} = v_l \quad (1.40)$$

$$c_2 = v_l \quad (1.41)$$

Por lo tanto, la solución de la ecuación diferencial es:

$$\begin{aligned} v_{n+1} &= -\frac{\lambda_2}{s_{n+1}} + v_l \\ v_{n+1} &= v_l - \lambda_2 k_{n+1} \end{aligned} \quad (1.42)$$

Se puede calcular el valor de λ_2 , sabiendo que si $k_{n+1} = k_e$, entonces $v_{n+1} = 0$. De donde:

$$\lambda_2 = \frac{v_l}{k_e} \quad (1.43)$$

Reemplazando este resultado en la ecuación anterior, se tiene:

$$v_{n+1} = v_l \left(1 - \frac{k_{n+1}}{k_e} \right) \quad (1.44)$$

Por lo tanto, en promedio, para toda la corriente se tendrá la relación $v(k)$ lineal propuesta para derivar el modelo fluidodinámico:

$$v_s = v_l \left(1 - \frac{k}{k_e} \right) \quad (1.45)$$

En resumen, el supuesto de linealidad entre v_s y k utilizado en el modelo fluidodinámico no es antojadizo, sino que se sustenta en una hipótesis sobre la sensibilidad de los conductores.

En resumen, la teoría del seguimiento vehicular da origen a una familia de modelos de la forma:

$$\ddot{x}_{n+1} = \frac{\lambda_{m,l} [\dot{x}_{n+1}(t)]^m}{[x_n(t) - x_{n+1}(t)]^l} [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n+1}(t)] \quad (1.46)$$

Donde los exponentes m y l toman diferentes valores según las hipótesis que han hecho distintos autores sobre la sensibilidad de los conductores.

Tabla 1.3. Resumen de modelos de seguimiento vehicular

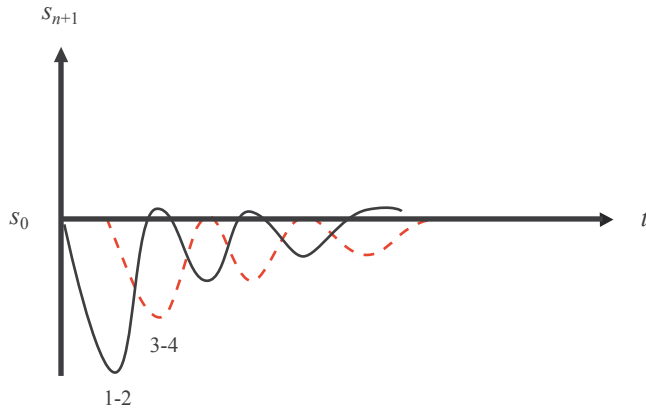
Modelo	m	l
Herman	0	0
Greenberg	0	1
Greenshields	0	2
Underwood	1	2
May y Keller (empíricos)	0,6 - 0,8	2,1 - 2,8

May y Keller (1967) encontraron sus valores de los parámetros mediante observación en autopistas y viaductos. Nótese que la cota inferior de ellos se aproxima bastante a la hipótesis de Greenshields. Esto proporciona un sustento empírico al supuesto de linealidad de la relación $v(k)$.

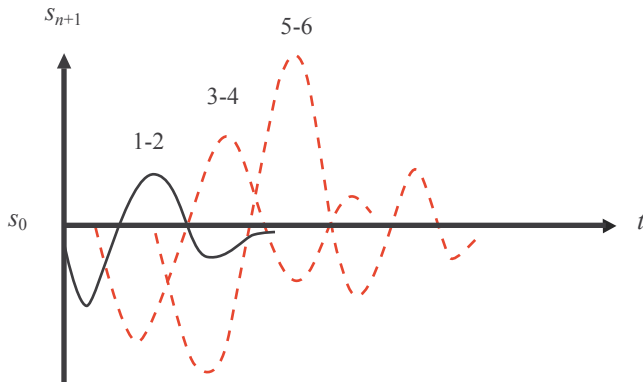
1.3.3. Estabilidad e inestabilidad del tráfico

El estudio de la estabilidad (o inestabilidad) en el comportamiento del tráfico se puede estudiar desde dos perspectivas: la estabilidad local se refiere al comportamiento entre un par de vehículos; la estabilidad asintótica, a la forma en que la fluctuación en el movimiento de un vehículo se propaga al resto de los que lo siguen en la misma pista.

Se han realizado varias aproximaciones al estudio de la estabilidad local y asintótica. Una buena síntesis es ofrecida en TRB (1992). Desde un punto de vista práctico, lo más interesante es el estudio de la estabilidad asintótica, ya que proporciona información para hacer gestión de tráfico. La figura siguiente muestra la evolución del espaciamiento entre pares de vehículos en el caso de estabilidad e inestabilidad asintótica.



(a) Estabilidad



(b) Inestabilidad

Figura 1.17. Ejemplo de estabilidad e inestabilidad asintótica

En el caso de tráfico estable, los vehículos 1 y 2, que circulan con un espaciamiento de equilibrio s_0 , lo disminuyen producto de una variación de la velocidad relativa entre ambos. Como consecuencia, el espaciamiento del par de vehículos sucesivos (3-4) también

diminuye, pero en menor medida. Ambas variaciones se recuperan rápidamente y todos vuelven al espaciamiento de equilibrio. Por el contrario, cuando hay tráfico inestable, las variaciones en el espaciamiento se amplifican a los pares de vehículos sucesivos, lo que genera un efecto “cuncuna” el que, eventualmente, puede llevar a un par de vehículos a colisionar entre sí.

Del análisis mediante series de Fourier utilizando modelos de seguimiento vehicular, se concluye que hay estabilidad asintótica si se cumple la siguiente condición (TRB, 1992):

$$\lambda T \leq \frac{1}{2} \quad (1.47)$$

Donde λ es el valor de la sensibilidad de los conductores y T es el tiempo de percepción-respuesta antes definidos. Es decir, para $\lambda T > 0,5$ el tráfico se volverá inestable. Si se utiliza el valor de la sensibilidad del modelo de Greenshields —obviando los subíndices— se tendrá que el tráfico inestable comienza cuando:

$$\begin{aligned} \frac{\lambda_2}{s^2} T &> \frac{1}{2} \\ \lambda_2 k^2 &> \frac{1}{2T} \\ \frac{v_l}{k_e} k^2 &> \frac{1}{2T} \end{aligned} \quad (1.48)$$

$$k > \sqrt{\frac{k_e}{2Tv_l}} = k_c \quad (1.49)$$

Donde k_c es la concentración crítica, es decir, aquella para la cual la inestabilidad asintótica comienza a manifestarse. Nótese que $k_c < k_e/2$; o sea, se producirá inestabilidad antes de alcanzar la concentración a capacidad, como se muestra en la figura siguiente. Esto significa que para un flujo $q_c = x_p Q$ (con $0 < x_p < 1$), menor que la capacidad, llamado flujo crítico, el tráfico se volverá inestable.

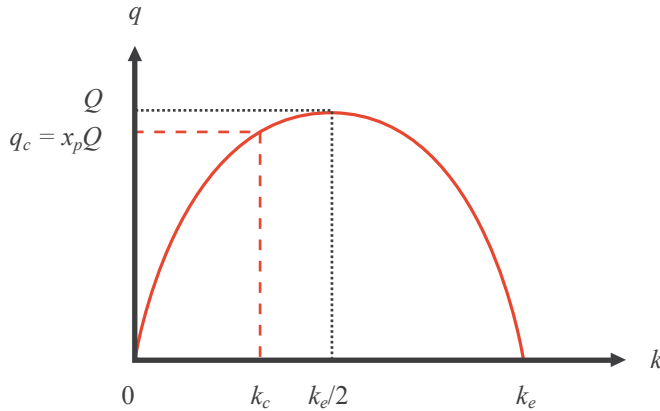


Figura 1.18. Concentración y flujo crítico

Ejemplo 1.1. Supóngase los siguientes valores de los parámetros: $k_e = 1,5$ [s]; $v_l = 60$ [km/h]; $k_e = 160$ [veh/km-pista]. Con estos datos, se puede calcular la concentración crítica k_c , el flujo crítico q_c y la capacidad Q .

$$\begin{aligned}
 k_c &= \sqrt{\frac{k_e}{2Tv_l}} = 56 \text{ [veh / km - pista]} \\
 q_c &= q(k_c) = 2200 \text{ [veh / h - pista]} \\
 Q &= \frac{v_l k_e}{4} = 2400 \text{ [veh / h - pista]} \\
 \Rightarrow x_p &= \frac{q_c}{Q} = 0,9
 \end{aligned}$$

Para $x_p = 0,9$, en otras palabras, cuando el flujo alcanza al 90% de la capacidad de una pista de circulación continua, la inestabilidad de tráfico comienza a manifestarse. Aunque los datos del ejemplo son ficticios, la conclusión tiene carácter general. Al valor de x_p se le denomina grado de saturación práctico o grado de saturación de diseño. Del valor del grado de saturación (razón entre el flujo y la capacidad), depende la magnitud de demoras y colas que se producen en el tráfico. Para conocer en grado de saturación, es necesario estimar la capacidad de distintos dispositivos viales. Estos temas —capacidad de dispositivos viales, colas y demoras— serán estudiados en otros capítulos.

Referencias

Chandler, F. E., R. Herman, y E. W. Montroll, (1958). Traffic Dynamics: Studies in Car Following. *Operations Research*, 6, pp. 165-184.

Gipps, P. G. (1981) A behavioural car-following model for computer simulation. *Transportation Research* 15B(2), pp. 105-111.

Gipps, P. G. (1986) A model for the structure of lane-changing decisions. *Transportation Research* 20B(5), pp. 403-414.

Herman, R., E. W. Montroll, R. B. Potts y R. W. Rothery (1958). Traffic Dynamics: Analysis of Stability in Car Following. *Operations Research*, E. 17, pp. 86-106.

Horowitz, A. J. (1991). Delay-volume relation for travel forecasting based on the 1985 Highway Capacity Manual. *Federal Highway Administration*. U.S. Department of Transportation.

Manheim, M. L. (1984) *Fundamentals of transportation system analysis. Volume 1: Basic concepts*. London: The MIT Press.

Martínez, F. J. (1984). Influencia de la Congestión en la Tarificación de Transporte Público. *Actas I Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, Santiago, pp. 44-62.

May, A. D. y H.E.M. Keller (1967). Non-Integer Car Following Models. *Highway Research Record* 199, pp. 19-32.

Ortúzar y Willumsen (1990). *Modelling transport*. John Wiley & Sons, Chichester, England.

TRB (1992). *Traffic Flow Theory – A State-of-the-Art Report*. Transportation Research Board, Special Report 165. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

TRB (2000). *Highway Capacity Manual 2000*. Transportation Research Board, Special Report 209. Washington D.C.: National Research Council.



Roky's
DELIVERY
613-5000
826-3300

ROKY'S
DELIVERY

2. Capacidad de dispositivos viales



2. Capacidad de dispositivos viales

2.1. Concepto de capacidad y grado de saturación

En capítulos anteriores, se introdujo el concepto de capacidad (Q) de una vía de circulación continua a través del diagrama fundamental $q(k)$ del modelo fluidodinámico (figura 2.1), en que k_e es la concentración de embotellamiento y v_l es la velocidad de flujo libre, definidas en su oportunidad.

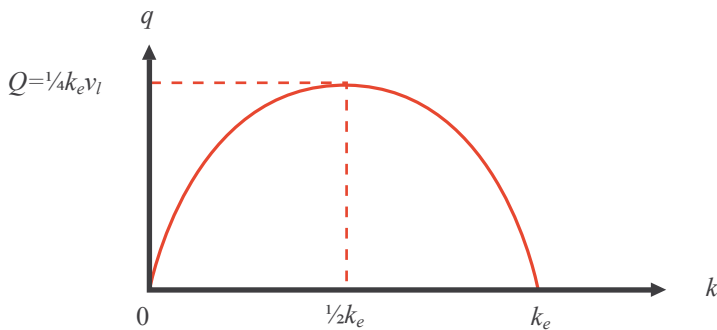


Figura 2.1. Capacidad teórica de una vía de circulación continua

En términos más genéricos, se define la capacidad de un dispositivo vial (vía, intersección, estación) como la máxima cantidad de objetos (vehículos, personas, carga) que puede ser atendida por unidad de tiempo, bajo determinadas condiciones. En otras palabras, es el flujo máximo que puede pasar o ser procesado por el dispositivo. En el caso del tráfico vehicular, la capacidad dependerá de:

- los vehículos: tipo, tamaño, peso, potencia;
- el dispositivo vial: diseño, composición del tráfico que lo usa;
- el conductor: estado físico, experiencia, personalidad; y,
- el ambiente: visibilidad, clima, fricción lateral.

La existencia de una capacidad se verificaba también en la relación $v(q)$ o, más intuitivamente, en la relación flujo-demora $t(q)$. La relación flujo-demora se puede mostrar como función de la capacidad en un gráfico grado de saturación-demora, $t(x)$, como el de la figura 2.2. Se verá, en otro capítulo, que no solo la demora, sino que también los otros impactos que caracterizan a la congestión —longitudes de cola y detenciones— siguen una relación de este tipo. Entonces, es el valor del grado de saturación el que determinará la magnitud de los impactos producidos por la congestión. Obsérvese que para $x > 0,8$ los impactos crecen exponencialmente.

El grado de saturación es la razón entre el flujo y la capacidad. Si se piensa en el flujo como la demanda por usar de un dispositivo vial y en la capacidad como la oferta de atención que provee tal dispositivo, el grado de saturación muestra el balance entre oferta vial y demanda de tráfico.

$$x = \frac{\text{Demanda de tráfico}}{\text{Oferta vial}} = \frac{q}{Q} \quad (2.1)$$

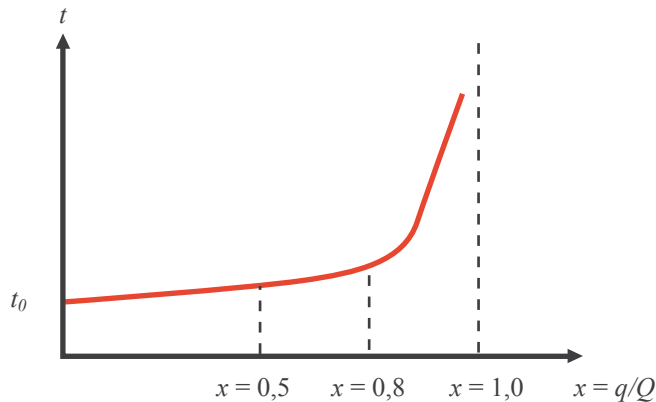


Figura 2.2. Relación grado de saturación-demora

Cuanto mayor sea el grado de saturación, más congestionado estará un cierto dispositivo vial y, por lo tanto, mayores serán las consecuencias en términos de colas de objetos en espera de ser atendidos, demoras por atención y necesidad de detenerse ante el dispositivo. A diferencia de los “niveles de servicio” cualitativos utilizados en Norteamérica, el grado de saturación provee una variable continua y cualitativa para determinar el nivel de congestión.

La gestión de tránsito consiste en el manejo del grado de saturación a través de medidas de ingeniería. Éstas se pueden aplicar tanto sobre la oferta como sobre la demanda. A las primeras, se las conoce como gestión de la capacidad vial; a las segundas, como gestión de la demanda de tráfico. Por ahora, nos concentraremos en la faceta de la oferta del grado de saturación: la capacidad vial.

La capacidad o flujo máximo por un cierto dispositivo vial es función de los conflictos de tráfico que en él tienen lugar. Así, los modelos para estimar la capacidad se pueden clasificar, en términos de su complejidad, según los tipos de conflictos definidos en capítulos anteriores:

- capacidad de vías (conflictos direccionales);
- capacidad de intersecciones (conflictos direccionales); y,
- capacidad de estaciones de transferencia (conflictos funcionales).

2.2. Capacidad de vías

El modelo fluidodinámico provee una elegante aproximación teórica al cálculo de la capacidad de tramos de vía mediante la expresión de la figura 2.1.

$$Q = \frac{k_e v_l}{4} \quad (2.2)$$

Sin embargo, dos son los problemas prácticos de esta ecuación. Primero, cuál es el valor de la concentración de embotellamiento (k_e), que sea representativo de una cierta composición de tráfico. Segundo, qué velocidad de flujo libre (v_l) es apropiada para describir el comportamiento de todos los conductores, el que —a su vez— depende de las características de la vía y su entorno.

Debido a lo anterior, el cálculo de la capacidad de tramos de vías se ha basado en modelos más empíricos que teóricos. El texto que mejor recoge la experiencia acumulada en este caso es el *Highway Capacity Manual* —HCM— (HRB, 1965; TRB, 2000). El HCM recopila más de 40 años de la experiencia estadounidense en el cálculo de la capacidad de autopistas, carreteras de doble calzada y caminos de calzada simple.

La edición del año 2000 del HCM pone énfasis en la estimación de curvas flujo-velocidad y en los flujos que pueden circular para distintos niveles de servicio. Del flujo para el nivel de servicio E se deriva la capacidad de las vías. Más útil a nuestra discusión resulta la edición de 1985, que propone modelos explícitos para estimar capacidad (Cal y Mayor y Cárdenas, 1994). El modelo genérico que se puede derivar de esta edición es el siguiente:

$$Q = NC_0 \prod_i f_i \quad (2.3)$$

Donde:

Q = capacidad de un tramo de vía bajo condiciones prevalecientes de tráfico

N = número de pistas en el mismo sentido

C_0 = capacidad del tramo en condiciones ideales

f_i = factores de reducción de capacidad si no se dan las condiciones ideales

Las condiciones ideales a que hace referencia el HCM se resumen en:

- flujo no interrumpido por sistemas de control de tráfico o virajes;
- pistas de 3,60 m de ancho (12 pies);
- bermas libres de obstáculos de 1,80 m de ancho (6 pies);
- velocidad libre igual a 112 km/h (70 mph);
- solo hay vehículos livianos (automóviles) en el flujo;
- no hay restricciones para adelantar;
- terreno plano; y,
- distribución porcentual del tráfico de 50-50 por sentido (calzada simple).

El modelo genérico se puede especificar en tres tipos de vías, cuya capacidad ideal es afectada por distintos factores de corrección:

- carretera de calzada simple;
- carretera de doble calzada; y,
- segmento básico de autopista

a) Carretera de calzada simple

Es la típica vía de una calzada y una pista en cada sentido. El adelantamiento de los vehículos lentos se hace por la pista en sentido contrario, por lo que las pistas se denominan pistas bidireccionales (BD), ya que se puede circular por ellas en ambas direcciones (figura 2.3).

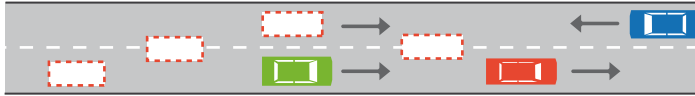


Figura 2.3. Carretera de calzada simple

En este tipo de vía, la posibilidad de adelantar está dada por la generación de brechas en el flujo opuesto. Por lo tanto, la capacidad en un sentido depende de la intensidad de tráfico en el otro. Por tal razón, solo se puede estimar la capacidad en ambos sentidos de circulación. El modelo resultante es el siguiente:

$$IS = C_0 f_R f_A f_{VP} \quad (2.4)$$

Donde:

IS = intensidad de servicio en ambos sentidos [veh/h-calzada]

C_0 = capacidad ideal: 2800 [autos/h-calzada]

f_R = factor de reducción por reparto por sentido

f_A = factor de reducción por ancho de calzada y bermas

f_{VP} = factor de reducción por presencia de vehículos pesados

La intensidad de servicio es definida por el HCM como el máximo flujo en un lapso menor a una hora (v.g., 15 minutos).

Los factores f_A y f_R se encuentran tabulados en el HCM. El factor f_{VP} tiene la forma:

$$f_{VP} = \frac{100}{100 + P_C (E_C - 1) + P_B (E_B - 1)} \quad (2.5)$$

Donde:

P_C, P_B = porcentaje de camiones y buses en el flujo, respectivamente

E_C, E_B = equivalencia en vehículos livianos de un camión o un bus (e.g., 1 bus = 2 autos)

La intensidad de servicio se transforma a capacidad horaria —denominado volumen de servicio en el HCM— considerando la intensidad del flujo máximo dentro de la hora punta.

$$VS = IS \cdot FHP \quad (2.7)$$

$$FHP = \frac{q}{4q_{15}} \quad (2.8)$$

Donde:

FHP = factor hora punta

q = flujo en hora punta [veh/h]

q_{15} = flujo en los 15 minutos punta de la hora punta [veh/15 min]

b) Carretera de doble calzada

Corresponde a una vía con una calzada por sentido, con dos o más pistas cada una, con o sin separación entre calzadas (mediana). El adelantamiento se hace por las pistas de la misma calzada, por lo que estas se usan siempre en el mismo sentido (figura 2.4). Este tipo de pistas se llaman pistas unidireccionales (UD).

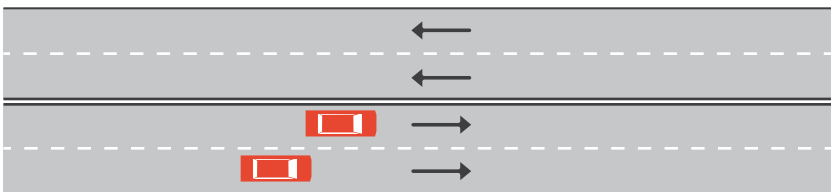


Figura 2.4. Carretera de doble calzada sin mediana

Como en este caso el flujo en el sentido opuesto no impone restricciones de adelantamiento, la intensidad de servicio se puede calcular separadamente en cada sentido:

$$IS = NC_{VD} f_A f_{VP} f_C f_T \quad (2.9)$$

Donde:

IS = intensidad de servicio en un sentido [veh/h]

N = número de pistas en ese sentido

C_{VD} = capacidad ideal para una velocidad de diseño VD km/h

- $C_{95-112} = 2000$ [autos/h-pista]

- $C_{80} = 1900$ [autos/h-pista]

f_C = factor de reducción por tipo de conductor (habituales o no)

f_T = factor de reducción por tipo de carretera (con o sin mediana; rural o urbana)

Los factores f_A y f_{VP} tienen la misma explicación anterior. Valores de los factores f_C y f_T se encuentran en el HCM.

La intensidad de servicio IS se transforma en el volumen de servicio VS de igual forma que en carreteras de calzada simple.

c) Segmento básico de autopista

Corresponde a una sección de calzada de una autopista separada físicamente de otra, de dos o más pistas por sentido, que no es afectada por maniobras de entrada, salida o entrecruzamientos (figura 2.5).

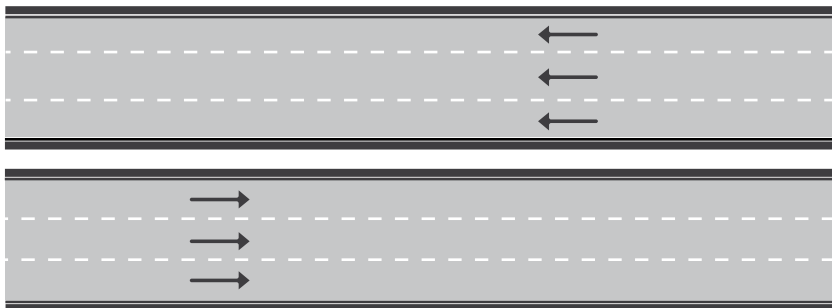


Figura 2.5. Segmento básico de autopista

El cálculo de la capacidad se hace a través de la intensidad de servicio, igual al caso anterior, donde todas las variables ya han sido definidas.

$$IS = NC_{VD} f_A f_{VP} f_C \quad (2.10)$$

Ejemplo 2.1. Calcular la capacidad de un tramo en túnel de una autopista de tres pistas por sentido que tiene las siguientes características:

- pistas de 3,30 m ancho;
- distancia entre la calzada y a pared del túnel de 1,50 m;
- velocidad de diseño de 80 km/h;
- pendiente de subida del 5%;
- factor Hora Punta de 0,95;
- el flujo se compone de un 95% de automóviles y un 5% de camiones;
- los conductores son habituales.

Se calculará la capacidad en el sentido de subida. El modelo a ocupar es el correspondiente a un segmento básico de autopista:

$$IS = NC_{80} f_A f_{VP} f_C$$

El tramo tiene 3 pistas por sentido; por ende, $N = 3$. Por velocidad de diseño, la capacidad ideal del tramo es $C_{80} = 1900$ [autos/h-pista]. Los factores de corrección por ancho y tipo de conductores dados por el HCM 1985 son: $f_A = 0,96$ y $f_C = 1,00$. Debido a la pendiente, el factor de equivalencia de un camión es $E_C = 4,0$ (del HCM 2000). Por lo tanto, el factor de reducción de capacidad por vehículos pesados es:

$$f_{VP} = \frac{100}{100 + P_C(E_C - 1)} = \frac{100}{100 + 5(4,0 - 1)} = 0,87$$

Luego:

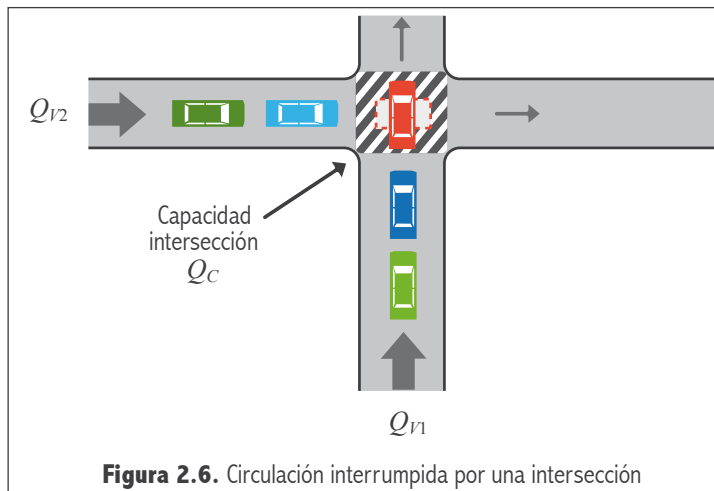
Por lo tanto, la capacidad total del tramo en el sentido de subida de la autopista es de 4500 veh/h (¿cuánto es en el otro sentido, si $E_C = 2,0$?).

$$IS = 3 \cdot 1900 \cdot 0,96 \cdot 0,87 \cdot 1,00 = 4760 \text{ veh/h}$$

$$VS = FHP \cdot IS = 0,95 \cdot 4760 = 4523 \text{ veh/h}$$

2.3. Capacidad de intersecciones

Una intersección es el área común de dos o más vías que se cruzan. Para resolver los conflictos direccionales que se producen en esta área común, unos vehículos deben ceder el paso a otros, ya sea en forma permanente (señal Pare o Ceda el Paso) o en forma alternada (semáforo). Por ello, a diferencia de un tramo de vía, una intersección es un lugar donde la circulación es total o parcialmente interrumpida. Los modelos de capacidad tienen que dar cuenta de esta propiedad.



En la figura 2.6, el área achurada de la intersección solo puede ser ocupada por un vehículo a la vez. Por lo tanto, si Q_{v1} y Q_{v2} son las capacidades de las vías que confluyen y Q_C es la capacidad de la intersección, se cumplirá en general que:

$$Q_C < Q_{v1} + Q_{v2} \quad (2.11)$$

La forma en que se resuelven los conflictos en las intersecciones (o regulación de la intersección) determinará su capacidad. Hay tres formas de regular el uso de una intersección: semáforos, señal de prioridad y rotonda. A continuación, se verán modelos de capacidad específicos a cada una de estas formas de regulación.

2.3.1. Capacidad de intersecciones semaforizadas

A) Modelo de capacidad

El funcionamiento de una intersección regulada con semáforos consiste en dar prioridad absoluta a cada acceso durante lapsos que se repiten cíclicamente con período C . Esto genera una variación binaria de la capacidad de cada acceso. Si Q_i es la capacidad del acceso i , se tendrá que:

- durante el rojo: $Q_i = 0$
- durante el verde: $Q_i = S_i$

A S_i se le llama flujo de saturación del acceso i . Es la máxima cantidad de vehículos que pueden ser descargados desde una cola durante el tiempo de verde de ese acceso.

Si en un cierto acceso se produce una cola durante el tiempo de rojo tal que esta no alcance a descargarse totalmente durante el tiempo de verde, entonces la tasa de salida de vehículos desde esa cola seguirá la forma mostrada en la figura 2.7. A un periodo de verde de estas características se le denomina saturado.

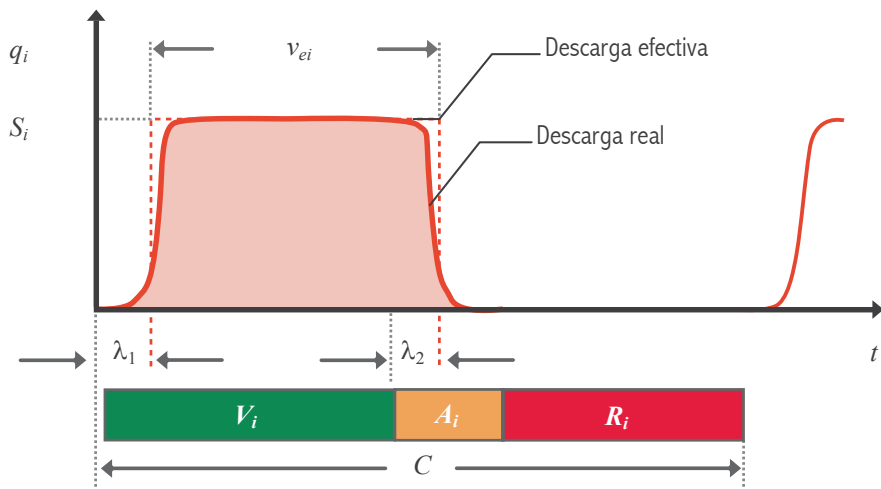


Figura 2.7. Diagrama de descarga de un periodo de verde saturado

En la figura, las variables tienen los significados siguientes:

- V_i = verde presentado al acceso i
- A_i = amarillo del acceso i
- R_i = rojo presentado al acceso i
- C = tiempo de ciclo del semáforo
- λ_1 = pérdida inicial
- λ_2 = ganancia final
- v_{ei} = verde efectivo del acceso i
- r_{ei} = rojo efectivo del acceso i
- u_i = razón de verde efectivo del acceso i
- S_i = flujo de saturación del acceso i

Algunas relaciones entre estas variables son:

$$\begin{aligned}
 C &= V_i + A_i + R_i \\
 v_{ei} &= V_i - \lambda_1 + \lambda_2 \\
 r_{ei} &= C - v_{ei}
 \end{aligned} \tag{2.12}$$

La descripción del funcionamiento de un acceso saturado como el de la figura es la siguiente: cuando el semáforo da el verde, los vehículos demoran un tiempo en ponerse en movimiento. En promedio, este tiempo es la pérdida inicial λ_1 . Luego de esta transición, toda la cola de vehículos se pone en movimiento y la descarga se verifica a tasa igual al flujo de saturación S . Cuando aparece el amarillo, algunos vehículos alcanzan a pasar y la descarga se hace nula justo al inicio del período de rojo. En promedio, el tiempo de esta transición es la ganancia final (o ganancia del amarillo) λ_2 . Este proceso se repite cíclicamente en cada descarga.

Como las transiciones iniciales y finales de la curva de descarga real son difíciles de modelar, se define la curva de descarga efectiva de la figura 2.7. Esta tiene la misma altura S y encierra la misma área que la curva de descarga real (por conservación del flujo), pero un ancho igual al verde efectivo V_e . Mediante esta curva de descarga efectiva, se obtiene el modelo de capacidad del acceso.

$$Q_i = \frac{n^\circ \text{ veh salen en verde} + n^\circ \text{ veh salen en rojo}}{\text{tiempo ciclo}} = \frac{v_{ei}S_i + r_{ei}0}{C} = \left(\frac{v_{ei}}{C} \right) S_i = u_i S \tag{2.13}$$

Es decir, la capacidad de un acceso semaforizado depende de su flujo de saturación y de su razón de verde efectivo v_e/C ; en otras palabras, del diseño físico, de las propiedades del tráfico y de la programación del semáforo. Esta corresponde a la determinación de su ciclo y de los tiempos de verde efectivo asignados a cada movimiento.

Ejemplo 2.2. La intersección de la figura 2.8 es usada solo por vehículos livianos y está regulada con un semáforo con tiempo de ciclo de 100 segundos e iguales tiempos de verde de 45 s para cada rama. Si el flujo de saturación es de 2000 [veh/h-pista] y a la intersección convergen los flujos indicados en la figura, calcular la capacidad y grado de saturación de por cada acceso. ¿En cuánto cambia la capacidad y el grado de saturación si la razón de verde efectivo del acceso sur (S) se incrementa a 0,6?

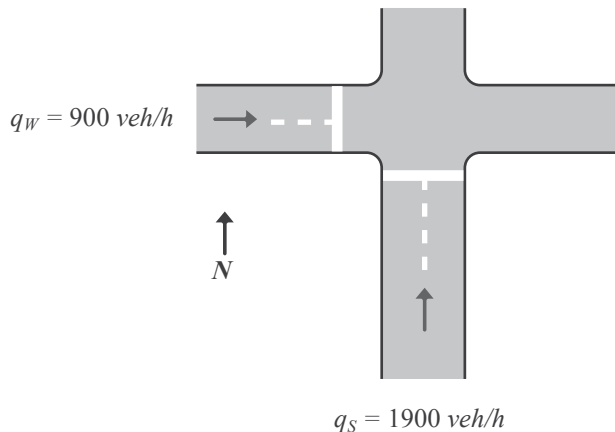


Figura 2.8. Ejemplo de capacidad de acceso semaforizado

Como hay dos pistas por acceso, el flujo de saturación total es de 4000 veh/h. Dado que los tiempos de verde son iguales, la razón de verde efectivo de cada acceso es 0,45. Luego, la capacidad es igual en cada acceso i (con $i = S, W$):

$$Q_i = u_i S_i = 0,45 \cdot 4000 = 1800 \text{ veh/h}$$

Los grados de saturación por cada acceso son:

$$x_S = \frac{q_S}{Q_S} = \frac{1900}{1800} = 1,06$$

$$x_W = \frac{q_W}{Q_W} = \frac{900}{1800} = 0,50$$

En la nueva situación, $u_S = 0,6$; por lo tanto, $u_W = 0,3$. Las capacidades y grados de saturación resultantes son:

$$Q_S = u_S S = 0,6 \cdot 4000 = 2400 \text{ veh/h} \Rightarrow x_S = 0,79$$

$$Q_W = u_W S = 0,3 \cdot 4000 = 1200 \text{ veh/h} \Rightarrow x_W = 0,75$$

A partir del ejemplo anterior tenemos dos constataciones. La primera es que la capacidad de un acceso semaforizado es bastante menor que su flujo de saturación, que sería equivalente a la capacidad del tramo de vía que le antecede; de allí la importancia de la capacidad de intersecciones. La segunda, que para la misma intersección, mismos flujos y mismos conductores, pero otra programación del semáforo, se obtienen grados de saturación diferentes. Observando la forma y valores de x de la curva de la figura 2.2, es clara la mejora en el acceso S , sin mayor detrimento del acceso W .

El tema de programación de semáforos se trata en otros textos (Akçelik, 1993; MTT, 2003). Concentremos la atención en magnitudes y formas de estimación de flujos de saturación.

B) Flujo de saturación y factores de equivalencia

El flujo de saturación sirve al cálculo de capacidades en intersecciones reguladas con semáforo. También se usa para la modelación del tráfico en redes de semáforos. Se definen las siguientes clases de flujos de saturación.

- Flujo de saturación real (S): es la máxima tasa de descarga de una cola de vehículos de cualquier clase —tipo de vehículos y movimiento o maniobra en la intersección— durante el verde efectivo. Se mide en [veh/h]. El adjetivo “real” proviene de que se mide en vehículos reales por hora, independiente de su tipo.

- Flujo de saturación básico (S_b): es la máxima tasa de descarga de una cola de vehículos que solo siguen derecho en la intersección durante el verde efectivo. Se expresa en [ADE/h]. El adjetivo “básico” denota que se está midiendo en una unidad abstracta de vehículos: el ADE.

Un ADE es un automóvil directo equivalente; es decir, un auto que sigue directo al descargarse desde una cola. Es la unidad de referencia del tráfico. Cualquier mezcla de vehículos (livianos, pesados, que viran a la izquierda o a la derecha) puede expresarse en términos de ADE. En inglés, se le denomina *tcu (through car unit)*.

Para efectos de cálculo de capacidades, se define también el vehículo equivalente (*veg*), que corresponde a un vehículo liviano (auto), independiente de la maniobra que haga al salir de la cola. En inglés se llama *pcu (passenger car unit)*.

La razón entre flujos de saturación medidos en distintas unidades de vehículos son los factores de equivalencia (f_i). Nótese que, como es una razón entre variables que definen la capacidad, son factores de equivalencia de capacidad.

Ejemplo 2.3. Supóngase que se tiene una intersección experimental. Primero, se hace pasar por uno de sus accesos un flujo de vehículos que siguen derecho y se mide su tasa de descarga desde una cola durante un tiempo T . Luego, en el mismo acceso, se hace pasar un flujo de distintas clases vehículos y se mide su tasa de descarga desde una cola en el mismo lapso T (Figura 2.9). En el primer caso, el flujo de saturación medido lo llamaremos S . En el segundo S' . Luego, la razón entre ambos flujos de saturación será:

$$f_i = \frac{S}{S'} = \frac{n/T}{n'/T} = \frac{n}{n'}$$

Donde n y n' es el número de vehículos que se descarga durante T en cada caso. Intuitivamente, $n > n'$

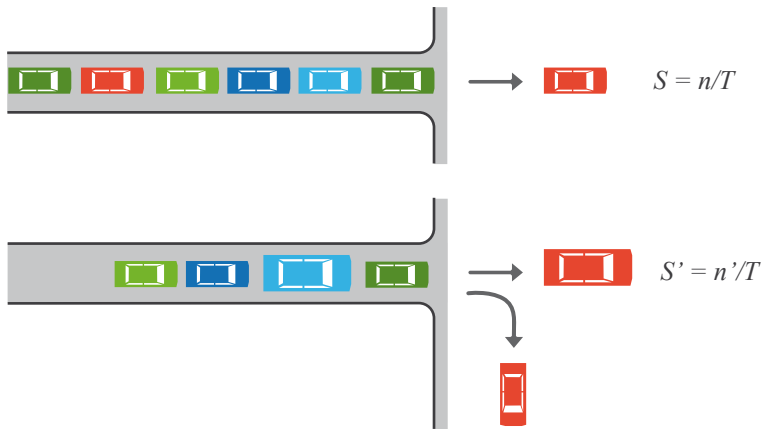


Figura 2.9. Comparación de flujos de saturación

Supóngase que se hacen tres experimentos en esta intersección, para tres lapsos T distintos, en los que se comparan tasas de descarga desde colas compuestas por distintas clases de vehículos. Estos experimentos arrojan los siguientes resultados usando las definiciones de *veq* y ADE de más arriba.

Tabla 2.1. Resultados de experimentos de comparación de flujos de saturación

Expto	T [s]	n	n'	$f_i = n/n'$
1	20	10 autos cualquiera	5 buses	$f_{bus} = 2,0$ veq/bus
2	20	15 autos directos	12 autos viran derecha	$f_{v.der} = 1,25$ ADE/veq
3	20	15 autos directos	6 buses viran derecha	$f_{bus\ v.der} = 2,5$ ADE/bus

Nótese que del resultado del experimento 3 se cumple: $f_{bus-v.der} = f_{bus} f_{v.der}$. Es una de las propiedades de los factores de equivalencia de capacidad: son multiplicativos.

Del ejemplo anterior, se pueden extrapolar resultados. En general, se cumple que:

$$S = f_k S_b$$

$$f_k = \prod_i f_i \quad (2.14)$$

Donde f_k es un factor de equivalencia conjunto que considera las siguientes características de la intersección:

- Geometría del acceso
 - ancho
 - pendiente
- Composición de tráfico en el acceso
 - tipo de vehículos
 - movimientos que realizan en la intersección

A continuación, se describe la forma de calcular cada uno de estos factores de equivalencia, siguiendo a Akçelik (1993).

i) Geometría

Ancho de pista. Se ha observado que el flujo de saturación puede aumentar o disminuir dependiendo del ancho de las pistas. La forma de ajustarlo por esta variable geométrica es la siguiente, donde w es el ancho de pista medido en metros:

$$f_a = \begin{cases} 0,55 + 0,14w & 2,40 \leq w < 3,00 \\ 1,00 & 3,00 \leq w \leq 3,70 \\ 0,83 + 0,05w & 3,70 < w \leq 4,60 \end{cases} \quad (2.15)$$

Nótese que, para un amplio rango de ancho de pista, el factor de equivalencia es 1,00; es decir, la capacidad no se ve afectada. Además, $0,90 \leq f_a \leq 1,06$, sugiriendo que pistas más anchas no logran más que un 5% de incremento en la capacidad.

Pendiente. La pendiente también hace variar la tasa de descarga de una cola durante el verde, según la siguiente relación, en que i es la pendiente en %. La pendiente se considera negativa de bajada y positiva de subida:

$$f_p = 1,0 - 0,5 \left(\frac{i}{100} \right) \quad -15\% \leq i \leq +15\% \quad (2.16)$$

Los factores anteriores son adimensionales. Por propiedad de los factores de equivalencia, son multiplicativos; es decir:

$$f_{k=geometria} = f_a f_p \quad (2.17)$$

ii) Composición de tráfico

En este tema, es útil tener presente que el factor de equivalencia es la razón entre capacidades. Y, si estas son medidas en el mismo lapso, el factor de equivalencia es la razón entre el número de vehículos que alcanzan a ser descargados en ese lapso.

Tipo de vehículo. Este factor compara la capacidad de descarga de una cola compuesta por vehículos equivalentes (*veq*) con una compuesta por varios tipos de vehículo:

$$f_{ii} = \frac{S'_b}{S} \quad [veq / veh] \quad (2.18)$$

Recuérdese que el flujo es el inverso del intervalo medio. En particular, el flujo de saturación (máximo flujo) será el inverso del intervalo mínimo entre vehículos que salen de una cola. Con esto en mente, el factor de equivalencia por tipo de vehículo se puede expresar como:

$$f_{ii} = \frac{\beta_i}{\beta_1} \quad (2.19)$$

Donde β_i es el intervalo característico (mínimo) entre vehículos que se descargan de una cola compuesta por varios tipos de vehículos y β'_1 es el intervalo característico de una cola compuesta solo por *veq* (autos, independiente de su maniobra en la intersección).

Movimiento. En este caso, se compara la descarga de una cola compuesta por ADE con una compuesta por *veq*, en que β'_1 es el intervalo característico entre vehículos de una cola compuesta solo por ADE.

$$f_{mi} = \frac{S_b}{S'_b} = \frac{\beta'_1}{\beta_1} [ADE / veq] \quad (2.20)$$

Los tipos de movimientos que puede realizar un vehículo en una intersección son tres:

- seguir derecho;
- virar sin oposición, y;
- virar con oposición (con flujo en contra).

El factor de equivalencia del movimiento directo es 1 [ADE/*veq*], ya que un vehículo equivalente que sigue derecho es, por definición, un ADE.

Para el viraje sin oposición, lo que retarda la descarga es el radio con que se hace el viraje. Akçelik (1993) cita a Webster (1964) y Ellson (1969) para recomendar la siguiente relación, en que *r* es el radio de viraje en metros:

$$f_{mvso} = \begin{cases} 1 + \frac{1,5}{r} & r < 10 \\ 1 + \frac{150}{r^3} & r \geq 10 \end{cases} \quad (2.21)$$

El viraje con oposición —típico viraje a la izquierda con flujo en contra— puede hacerse desde una pista exclusiva o compartida con el movimiento que sigue derecho (figura 2.10).

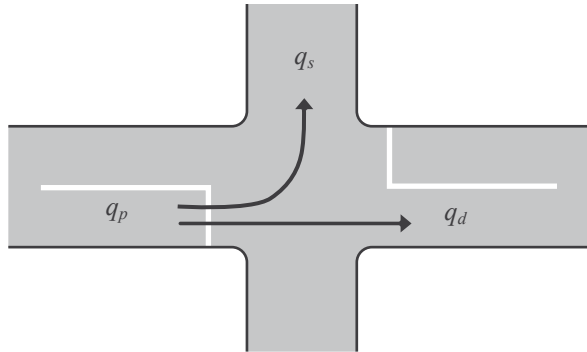


Figura 2.10. Viraje a la izquierda con oposición

En el caso de pista exclusiva, y siguiendo la lógica de los factores de equivalencia anteriores, habría que comparar los intervalos característicos de descarga de vehículos desde una cola que sigue derecho (β'_1) con los de una cola en que se vira con oposición (β_0):

$$f_{mvcoe} = \frac{\beta_0}{\beta_1} \tag{2.22}$$

No obstante, en este caso es mejor comparar la capacidad de descarga de una pista de ADE (S_b) con la de un viraje con oposición (Q_s).

$$f_{mvcoe} = \frac{S_b}{Q_s} \tag{2.23}$$

Más adelante, en este capítulo, se verá cómo obtener Q_s . Baste decir por ahora que es la capacidad de un movimiento que debe ceder el paso a otro.

En una pista compartida, la estimación del factor de equivalencia es más compleja. El flujo q_s vira a la izquierda desde una pista que comparte con el flujo q_d que sigue derecho. Al virar en la misma fase del semáforo, debe ceder el paso al flujo en contra q_p . Como la posibilidad de virar de q_s depende de q_p , ocurrirá que, mientras q_p se descarga a capacidad, ningún vehículo de q_s podrá virar. Una vez que la cola de q_p se disipe, entonces q_p podrá virar a una tasa Q_s . Posteriormente, durante la amarilla y hasta el inicio del rojo, un número n_f de vehículos alcanzará a virar (ver figura 2.11).

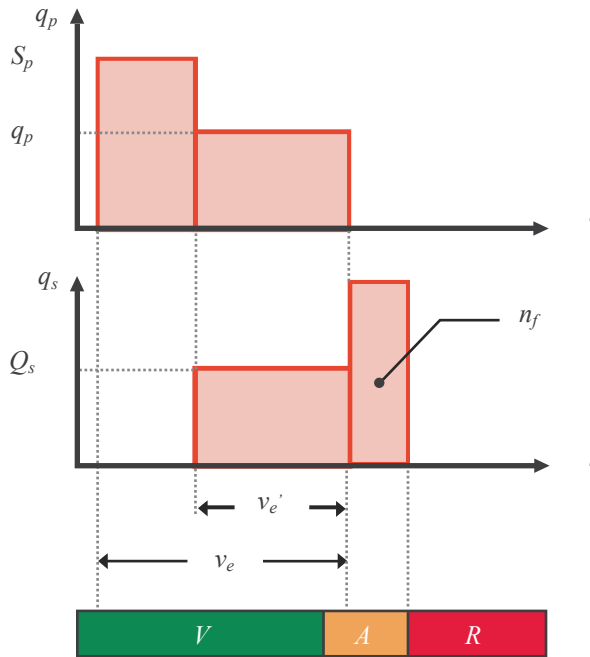


Figura 2.11. Diagrama de descarga de un viraje con oposición

En este caso, se usa la definición de factor de equivalencia como razón entre el número de vehículos que se descarga: $f_i = n/n'$. Donde n será el número de vehículos directos que se descarga durante el verde efectivo y n' son los que se alcanzan a virar a la izquierda con flujo en contra en ese mismo período.

La cantidad total de vehículos que pueden descargarse durante un verde efectivo cualquiera es $S_b v_e$. Mirando los diagramas de descarga, la cantidad total de vehículos que puede virar a la izquierda durante el verde efectivo es $Q_s v_e' + n_f$. De aquí resulta:

$$f_{mvcoc} = \frac{S_b v_e}{Q_s v_e' + n_f} \quad (2.24)$$

Donde ve' es la parte no saturada del flujo q_p durante el verde efectivo. Según Akçelik (1993), puede estimarse como sigue, donde $y_p = q_p/S_p$ y C es el tiempo de ciclo del semáforo.

$$v'_e = \frac{v_e - y_p C}{1 - y_p} \quad (2.25)$$

En resumen, como se vio en el ejemplo 2.2, el factor de equivalencia por composición de tráfico será la multiplicación de los factores por tipo de vehículo y movimiento.

$$f_c = f_{ti} f_{mi} \quad [ADE / veh] \quad (2.26)$$

Si se quiere distinguir más de una clase de vehículo, definida como la combinación tipo-movimiento (v.g., camiones que viran a la derecha), se puede demostrar que el factor de composición de tráfico será el promedio ponderado:

$$f_c = \frac{\sum_i f_{ti} f_{mi} q_i}{\sum_i q_i} \quad (2.27)$$

Donde q_i es el flujo de vehículos clase i (tipo y movimiento). Nótese que el denominador es la suma de todas las clases de vehículos que acceden a la intersección; en otras palabras, el flujo total q por el acceso. Luego, llamando p_i a la proporción de vehículos clase i por ese acceso de la intersección, se tiene:

$$f_c = \frac{\sum_i f_{ti} f_{mi} q_i}{q} = \sum_i f_{ti} f_{mi} \left(\frac{q_i}{q} \right) = \sum_i f_{ti} f_{mi} p_i \quad (2.28)$$

El factor de equivalencia por composición de tráfico está en $[ADE/veh]$. Como se definió el factor de equivalencia conjunto f_k en $[veh/ADE]$, entonces:

$$f_{k=tráfico} = \frac{1}{f_c} \quad (2.29)$$

En consecuencia, el factor conjunto por geometría y composición de tráfico será la multiplicación de factores de geometría y de tráfico:

$$f_k = f_{k=geometria} f_{k=tráfico} = \frac{f_a f_p}{f_c} \quad (2.30)$$

La utilidad de lo anterior es que, si el flujo de saturación básico y los factores de equivalencia son valores constantes en una cierta región geográfica (país, ciudad, área urbana), entonces se puede conocer el flujo de saturación en cualquier lugar de esa región mediante la relación $S = f_k S_b$.

Algunos valores típicos de factores de equivalencia por tipo de vehículo y movimiento se muestran en la tabla siguiente. Más abajo, hay valores de flujos de saturación básicos encontrados en Chile para pistas en que solo circulan ADE (ver Gibson *et al.*, 1997).

Tabla 2.2. Valores de factores de equivalencia

Tipo de vehículo	Directo	Tipo de movimiento Viraje sin de oposición		Viraje con oposición
		Normal (1)	Restringido(2)	
Liviano	1,00	1,15	1,30	3,00
Pesado	2,00	2,30	2,60	6,00

Tabla 2.3. Flujos de saturación básicos (ADE/h-pista)

Periodo	Derecha	Tipo de pista Central	Izquierda
Punta mañana	2055	2292	2121
Otro	1933	2141	1992

C) Medición de flujos de saturación y factores de equivalencia

El procedimiento general de medición consiste en observar, en una muestra de ciclos del semáforo, el número de vehículos que se descargan de una cola durante el verde. Una proporción de ellos debe estar completamente saturada (con colas que duran, al menos, todo el verde). Dos maneras —aunque no las únicas— de estimar flujos de saturación y que se describen más adelante son:

- indirecta: método de regresión; y,
- directa: método de histogramas.

i) Método de regresión

En este método se definen las siguientes variables, que se describen en la figura 2.12:

T = período de descarga a saturación, medido desde que aparece el verde hasta que pasa el parachoques trasero del último vehículo que estuvo en cola

β_k = intervalo entre parachoques traseros de vehículos

β = intervalo mínimo (de régimen) entre vehículos que salen de la cola

$\Delta_k = \beta_k - \beta$: diferencia de los intervalos entre los primeros vehículos y el de régimen

n = número de vehículos que se descargan durante T

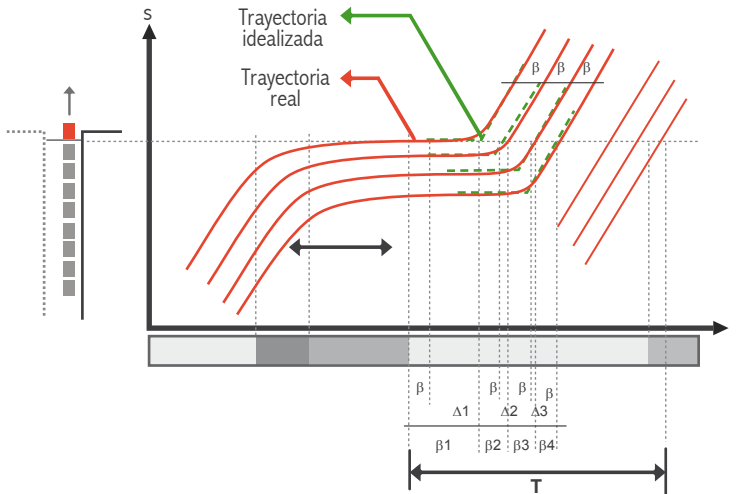


Figura 2.12. Diagrama s-t en un semáforo

De la figura, se puede plantear la siguiente relación entre variables:

$$\left. \begin{array}{l} T = \sum_{k=1}^n \beta_k \\ \beta_k = \beta + \Delta_k \end{array} \right\} \Rightarrow T = \sum_{k=1}^n (\beta + \Delta_k) = n\beta + \left(\sum_{k=1}^n \Delta_k \right) \quad (2.31)$$

De aquí, se puede interpretar λ_1 como la suma de los retardos en la partida de los primeros vehículos de la cola; es decir:

$$\lambda_1 = \sum_{k=1}^n \Delta_k \quad (2.32)$$

Con esto, se llega a la siguiente regresión lineal:

$$T = \lambda_1 + n\beta \quad (2.33)$$

Luego, midiendo períodos de descarga T y cantidades de vehículos descargados n , se puede estimar por regresión λ_1 y β . Para ello, se requiere medir al menos 30 descargas para asegurar que las variables se distribuyeron aproximadamente según una curva normal.

Si el período de descarga está completamente saturado, el valor de λ_2 en cada descarga j se calcula como:

$$\lambda_{2j} = \max \{0, T_j - V\} \quad (2.34)$$

Donde V es la longitud del verde y T_j es la duración del período de descarga j . Luego, promediando los $\lambda_{2j} \neq 0$ se obtiene un estimador de λ_2 para la medición.

Con estos valores, se puede calcular el flujo de saturación, el verde efectivo y la capacidad del acceso:

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{\beta} \\ v_e &= V - \lambda_1 + \lambda_2 \\ Q &= \frac{v_e}{C} S \end{aligned} \quad (2.35)$$

Si en la medición anterior se distinguen m clases de vehículos por tipo y movimiento, la ecuación de regresión queda:

$$T = \lambda_1 + n_1\beta_1 + n_2\beta_2 + \dots + n_m\beta_m = \lambda_1 + \sum_{i=1}^m n_i\beta_i \quad (2.36)$$

De donde se obtiene, por regresión múltiple, estimadores de λ_1 y de β_i . Si β_1 es el intervalo entre ADE, se puede calcular el flujo de saturación básico y los factores de equivalencia por composición de tráfico como:

$$S_b = \frac{1}{\beta_1} [ADE / h]$$

$$f_i = \frac{\beta_i}{\beta_1} [ADE / veh_i] \quad (2.37)$$

ii) Método de histogramas

Este método —más conocido como Road Note 34— fue propuesto por el Road Research Laboratory del Reino Unido (RRL, 1963). Consiste en medir durante el período de verde el número de vehículos que se descarga de una cola en intervalos sucesivos de 0,1 minuto de duración. En este método, se llama período de verde a la suma de los tiempos de verde y amarillo.

La gráfica de esa descarga forma un histograma como el de la figura 2.13. De allí, la denominación adoptada. Del histograma real se deriva el histograma efectivo, desde donde se calcula el flujo de saturación real del acceso, así como las pérdidas iniciales y finales. Para ello, los autores recomiendan medir al menos 30 ciclos, 50% de ellos completamente saturados.

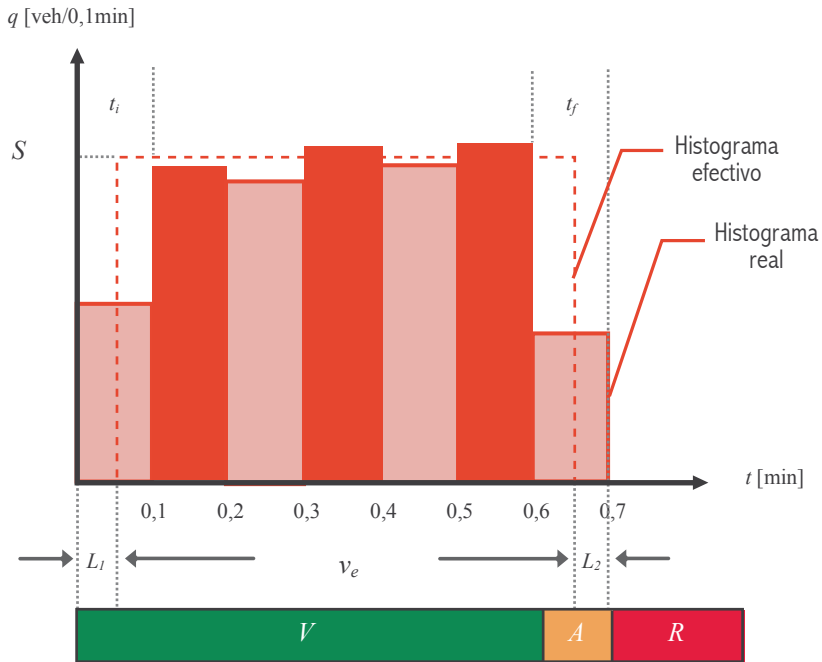


Figura 2.13. Histograma de descarga de un acceso saturado

Sean las siguientes variables:

$(V+A)$ = período de verde [min]

V = tiempo de verde para el acceso [min]

A = tiempo de amarillo del acceso [min]

I_j = número de intervalos de 0,1 min observados ($j = 1, 2, \dots$)

N_j = total de vehículos observados en el intervalo j

$n_j = N_j/I_j$ = promedio de vehículos en el intervalo j [$\text{veh}/0,1 \text{ min}$]

t_i, t_f = duración del intervalo inicial (i) y final (f) [min]

L_i, L_f = tiempo perdido inicial y final [min]

m = número de intervalos saturados

S = flujo de saturación [$\text{veh}/0,1 \text{ min}$]

Observando la figura, el flujo de saturación será el promedio de las alturas de los intervalos, excluyendo el primero y el último; es decir:

$$S = \frac{1}{m} \sum_j n_j \tag{2.38}$$

El valor del tiempo perdido inicial o final se calcula igualando el número de vehículos que salen en ese intervalo en el histograma real y efectivo. Observando la figura:

$$t_j n_j = (t_j - L_j) S \quad \text{con } j = i, f$$

$$L_j = t_j \left(1 - \frac{n_j}{S} \right) \tag{2.39}$$

Finalmente, se calcula la pérdida total y el verde efectivo como:

$$L_{tot} = L_i + L_f$$

$$v_e = (V + A) - L_{tot} \tag{2.40}$$

Ejemplo 2.4. De una medición en terreno, se ha recogido la información mostrada en el siguiente formulario. Derivar de allí el flujo de saturación en [veh/h] y el verde efectivo del acceso en [s].

Tabla 2.4. Formulario de registro del método RN34

Ciclo	Intervalos (min)								Último intervalo	
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	Nª veh	Nª veh
1	1	4	4	4	3	2	2		2	0,08
2	2	4	3	-	-	-	-		-	-
3	0	3	2	3	2	3	4		2	0,10
4										

30	1	3	3	4	2	2	3		1	0,06
<i>N</i>	60	93	92	72	59	12	10		30	1,28
<i>I</i>	29	29	28	23	19	4	3		16	16
<i>n</i>	2,07	3,21	3,29	3,13	3,11	3,00	3,33		1,88	0,08

El flujo de saturación es el promedio de las alturas de los intervalos, sin incluir el inicial ni el final:

$$S = \frac{3,21 + 3,29 + 3,13 + 3,11 + 3,00 + 3,33}{6} = 3,18 \text{ [veh / 0,1 min]}$$

$$S = 1907 \text{ [veh / h]}$$

Las pérdidas iniciales y finales son:

$$L_i = t_i \left(1 - \frac{n_i}{S} \right) = 0,1 \left(1 - \frac{2,07}{3,18} \right) = 0,0349 \text{ [min]} = 2,09 \text{ [s]}$$

$$L_f = t_f \left(1 - \frac{n_f}{S} \right) = 0,08 \left(1 - \frac{2,35}{3,18} \right) = 0,0208 \text{ [min]} = 1,26 \text{ [s]}$$

$$L_{tot} = L_i + L_f = 3,35 \text{ [s]}$$

Nótese que, en el cálculo de la pérdida final, n_f debe estar en las mismas unidades que S (veh/0,1min). Como, en promedio, se registraron 1,88 vehículos y la duración promedio del intervalo fue de 0,08 minutos, esto se escala resultando $n_f = 2,35$ [veh/0,1min].

El periodo de verde del acceso es la suma de la duración de todos los intervalos; es decir, $0,7 + 0,08 = 0,78$ minutos. Luego, el verde efectivo en segundos es:

$$v_e = 0,78 \cdot 60 - 3,35 = 43,45 \approx 44 \text{ [s]}$$

2.3.2. Capacidad de intersecciones con señal de prioridad

Una intersección regulada con señal de prioridad posee uno o más accesos por los cuales el flujo no debe detenerse al llegar a la intersección (vía prioritaria), y otros por los cuales los vehículos deben ceder el paso o detenerse ante el flujo prioritario (vía secundaria).

El supuesto de funcionamiento es que los vehículos de la vía prioritaria no son afectados por la presencia de la intersección. Por lo tanto, la capacidad de la vía prioritaria será igual a la capacidad de un tramo de circulación continua de similares características.

El problema, entonces, se reduce a determinar la capacidad de entrada a la intersección por los accesos de las vías secundarias. Existen dos enfoques para estimar esta capacidad, que se describen a continuación:

- modelos de brecha; y,
- modelos de regresión lineal.

A) Modelos de brechas

En los modelos de brechas, se considera que el primer conductor de la cola que se forma en un acceso secundario observa el flujo prioritario buscando un espacio entre los vehículos, apropiado para cruzar en forma segura (figura 2.14). Este vehículo actúa como “tapón” para los vehículos que están tras él. Este espacio se mide en unidades de tiempo y es la brecha o gap (g). Si la brecha es mayor o igual que un cierto valor —llamado brecha crítica (τ)—, el vehículo cruza y el segundo vehículo de la cola toma posición para buscar una brecha apropiada. El proceso se repite mientras existan vehículos en cola. Naturalmente, la posibilidad de encontrar brechas para cruzar dependerá de la magnitud del flujo por la vía prioritaria.

A continuación, se definen las variables para estos modelos y sus unidades.

q_p = flujo por la vía prioritaria [veh/h]

Q_p = capacidad de la vía prioritaria [veh/h]

g = brecha observada en la vía prioritaria [s]

τ = brecha crítica: brecha aceptada el 50% de las veces para cruzar [s]

β = tiempo de avance de la cola: tiempo que le toma al segundo vehículo avanzar hasta la línea de detención [s]

$\Delta = 1/Q_p$: intervalo mínimo entre vehículos por la vía prioritaria [s]

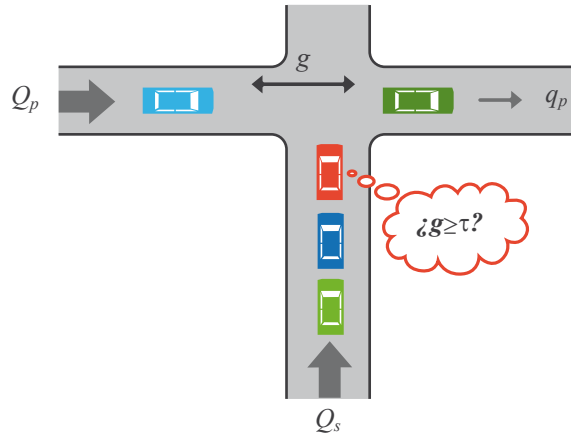


Figura 2.14. Modelo de brechas

Para formular un modelo que represente el comportamiento antes descrito, es necesario hacer algunos supuestos que simplifiquen la variedad de casos de una situación real.

Supuesto 1: La distribución de brechas e intervalos entre vehículos de la vía prioritaria es la misma. Esto significa que los vehículos por la vía prioritaria son homogéneos. Por lo tanto, se trabaja con intervalos (h) en vez de brechas.

Supuesto 2: El valor de la brecha crítica es igual y constante para todos los conductores. Esto implica que los conductores de la vía secundaria son consistentes y homogéneos.

Supuesto 3: El tiempo de avance de la cola es constante; es decir, los vehículos por la vía secundaria son homogéneos.

Con estos supuestos, si un intervalo h entre dos vehículos de la vía prioritaria tiene una magnitud tal que $\tau \leq h < \tau + \beta$, entonces solo un vehículo podrá cruzar. En general, si el intervalo está en el rango $\tau + (n-1)\beta \leq h < \tau + n\beta$, entonces podrán cruzar n vehículos.

Sea $f(n)$ la función de densidad de la probabilidad que cruce n vehículos durante una brecha h . Entonces, por propiedades estadísticas:

$$f(n) = P[\tau + (n-1)\beta \leq h < \tau + n\beta] = F[h = \tau + n\beta] - F[h = \tau + (n-1)\beta] \quad (2.41)$$

Donde $F(h)$ es la función de distribución de los intervalos y $P(h)$ es la probabilidad que h adopte un cierto valor.

Asumiendo que se conoce $f(n)$, el número promedio de vehículos que puede cruzar es:

$$E(n) = \sum_{n=1}^{\infty} n f(n) \quad (2.42)$$

$E(n)$ es la cantidad media de vehículos que puede cruzar durante un cierto número de intervalos de distinta duración generados en la vía prioritaria. Luego, la capacidad de un acceso secundario se puede expresar de la siguiente manera, recordando que el intervalo medio es el inverso del flujo.

$$Q_s = \frac{E(n)}{E(h)} = \frac{E(n)}{\bar{h}} = q_p E(n) \quad (2.43)$$

En consecuencia, si se puede calcular $E(n)$, se obtendrá la capacidad. Para ello, es necesario especificar la función $f(n)$ a partir de $F(h)$.

Supuesto 4: La distribución de intervalos por la vía prioritaria tiene la siguiente distribución (Cowan, 1975):

$$F(h) = 1 - (1 - \theta)e^{-\gamma(\Delta - h)}, \text{ para } h \geq \Delta$$

$$\text{con } \gamma = \frac{q_p(1 - \theta)}{1 - q_p \Delta} \quad (2.44)$$

Esta distribución describe la llegada de los vehículos por la vía prioritaria de dos formas superpuestas:

- de manera aislada, con intervalos distribuidos según una distribución exponencial negativa (llegadas según Poisson), y;
- en pelotones, al interior de los cuales los intervalos entre los vehículos es mínimo y vale $\Delta = l/Q_p$; la proporción de vehículos en pelotón es θ .

En consecuencia, reemplazando la expresión de $F(h)$ en $f(n)$, $E(n)$ queda:

$$E(n) = (1 - \theta) (1 - e^{-\gamma\beta}) e^{-\gamma(\tau - \beta - \Delta)} \sum_{n=1}^{\infty} n e^{-\gamma n \beta} \quad (2.45)$$

Sabiendo que $\sum_{n=1}^{\infty} n e^{-\gamma n \beta} = \frac{e^{-\gamma\beta}}{(1 - e^{-\gamma\beta})^2}$, la capacidad del acceso secundario resulta:

$$Q_s = \frac{q_p (1 - \theta) e^{-\gamma(\tau - \Delta)}}{1 - e^{-\gamma\beta}} \quad (2.46)$$

Este es el modelo de brechas genérico, basado en el supuesto 4. De él se pueden derivar modelos específicos, según supuestos de trabajo adicionales que han hecho diversos autores.

- Modelo de Plank y Catchpole

Este modelo se obtiene simplemente al reemplazar en el modelo genérico la expresión de γ como función de q_p , θ , y Δ . El lector puede hacer este ejercicio.

- Modelo de Tanner

El supuesto de Tanner es que la proporción de vehículos que llega en pelotón es igual al grado de saturación de la vía prioritaria; es decir:

$$\theta = \frac{q_p}{Q_p} = q_p \Delta \quad (2.47)$$

$$Q_s = \frac{q_p (1 - q_p \Delta) e^{-q_p (\tau - \Delta)}}{1 - e^{-q_p \beta}} \quad (2.48)$$

Como prueba de consistencia de este modelo, se puede ver que:

$$\begin{aligned} \lim_{q_p \rightarrow Q_p} Q_s &= 0 \\ \lim_{q_p \rightarrow 0} Q_s &= \frac{1}{\beta} \end{aligned} \quad (2.49)$$

Es decir, si la vía prioritaria está saturada con una cola de vehículos, nadie podría cruzar desde el acceso secundario; luego, $Q_s = 0$. Por otra parte, si el flujo por la vía prioritaria es nulo, la cola del acceso secundario avanzará a razón de 1 vehículo cada β unidades de tiempo. Luego, la capacidad básica (máxima) del acceso secundario será $Q_{s0} = I/\beta$.

- Modelo de Gordon y Miller

Estos autores asumen que el intervalo entre vehículos que llegan en pelotón por la vía prioritaria puede ser tan pequeño como se quiera; es decir: $\Delta \rightarrow 0$. Luego:

$$Q_s = \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} \quad (2.50)$$

Este supuesto presenta una inconsistencia: no predice que $Q_s = 0$ cuando $q_p = Q_p$.

- Modelo de Van Vliet

Para resolver la inconsistencia del modelo anterior, sin perder su simplicidad, Van Vliet propone ponderarlo por el factor $(1-x_p)$, en que x_p es el grado de saturación de la vía prioritaria.

$$Q_s = (1 - x_p) \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} \quad (2.51)$$

De este modo, si $q_p = Q_p$, $x_p = I$ y $Q_s = 0$, como se esperaría.

Calibraciones de los modelos de brechas han arrojado los siguientes valores de sus parámetros, según la forma de regulación (señal de prioridad o rotonda) y el tipo de vehículo (liviano, pesado).

Tabla 2.5. Parámetros típicos de modelos de brechas

Parámetro	Valor (s)	Capacidades (veh/h-pista)
Δ	2,0	$Q_p = 1800$
β	3,5 rotondas 5,5 señal prioridad	$Q_{s0} = 1000$ $Q_{s0} = 650$
τ	3,5 rotondas 5,0 livianos prioridad 8,0 pesados prioridad	

Se observa en la tabla que la capacidad básica de una rotonda es un 50% mayor que la de una intersección regulada con señal de prioridad.

Ejemplo 2.5. Usando los parámetros asociados a una intersección regulada con señal de prioridad de la tabla 2.5, calcular la capacidad de la rama secundaria por la que circulan solo vehículos livianos. El flujo por la vía prioritaria es 700 veh/h.

Se usará el modelo de Tañer, con los siguiente parámetros en segundos: $\Delta = 2$, $\tau = 5$ y $\beta = 5,5$. El cálculo es directo, cuidando que las unidades sean coherentes. Es decir, $q_p = 0,194$ veh/s.

$$Q_s = \frac{q_p (1 - q_p \Delta) e^{-q_p (\tau - \Delta)}}{1 - e^{-q_p \beta}} = \frac{0,194(1 - 0,194 \cdot 2) e^{-0,194(5-2)}}{1 - e^{-0,194 \cdot 5,5}} = 0,101 \text{ veh / s} = 364 \text{ veh / h}$$

Como comparación, el modelo de Gordon y Miller, arroja el siguiente resultado:

$$Q_s = \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} = \frac{0,194 e^{-0,194 \cdot 5}}{1 - e^{-0,194 \cdot 5,5}} = 0,112 \text{ veh / s} = 404 \text{ veh / h}$$

Este resultado, con la corrección de Van Vliet —notando que $(1 - x_p) = (1 - q_p \Delta)$ — se transforma en:

$$Q_s = (1 - x_p) \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} = (1 - 0,388) \cdot 404 = 247 \text{ veh / h}$$

Es decir, tomando como base el modelo de Tanner, la estimación de Gordon y Miller está un 11% por arriba y la de Van Vliet un 32% por debajo, para este caso. El lector podrá calcular estas diferencias si q_p es la mitad y el doble del valor usado en el ejemplo y sacar conclusiones.

Por esta y otras razones los modelos de brechas han sido cuestionados. Otra fuente de crítica son los parámetros que deben suministrarse y los supuestos que debe hacerse sobre ellos. En primer lugar, la necesidad de encontrar una brecha crítica τ de validez general; en la realidad, esta depende de la composición de tráfico por las vías prioritarias y secundarias. También se debe proveer un tiempo de avance β de la cola del acceso secundario que sea estable; sin embargo, este dependerá de las características de los dos primeros vehículos en la cola que hay en cada oportunidad. Además, se ha observado que, tanto τ como β , varían con la demora que hayan experimentado los conductores del acceso secundario. En el caso de la brecha crítica, un conductor que se ha demorado mucho puede llegar a forzar una brecha para cruzar. Mención aparte merece que los modelos de brecha no incorporen de forma explícita los factores de diseño de la intersección, como la visibilidad y la geometría.

Debido a lo anterior, se ha desarrollado un acercamiento distinto al problema: los modelos de regresión lineal, que se describen a continuación.

B) Modelos de regresión lineal

A diferencia de los modelos de brechas, los modelos de regresión lineal no se derivan de principios básicos, sino que constituyen una aproximación empírica al tema. Permiten estimar la capacidad de cada movimiento secundario que se produce en una intersección, en vez de hacerlo para el acceso completo (figuras 2.15 y 2.16).

Parten de la base de que un movimiento secundario tiene una capacidad básica Q_0 , la que se ve reducida en la medida en que más vehículos circulan por la vía prioritaria. Luego, la forma genérica de la capacidad Q_s de un movimiento secundario es:

$$Q_s = Q_0 - \sum_{i \in P} \alpha_i q_{pi} \quad (2.52)$$

Donde P es el conjunto de movimientos prioritarios que se oponen al movimiento secundario en cuestión, q_{pi} son los flujos de esos movimientos y α_i es el impacto marginal de esos movimientos en la capacidad.

Como el modelo es una relación lineal, el procedimiento para obtener los parámetros Q_0 y α_i consiste en medir la capacidad de intersecciones reguladas con señal de prioridad con distintas configuraciones geométricas y de flujos prioritarios. Se hizo una serie de experimentos en el Reino Unido (Kimber y Coombe, 1980) para calibrar este tipo de modelos y se llegó a la siguiente forma funcional.

$$Q_s = X \left(Q_0 + Z - Y \sum_{i \in P} \alpha_i q_{pi} \right) \quad (2.53)$$

Donde Q_s , Q_0 y q_{pi} se miden en [veq/h] para independizarlos de la composición de tráfico en cada sitio, asumiendo que 1 veh pesado (bus, camión) equivale a 2 veq. X , Y y Z son parámetros que dependen de distintas variables geométricas.

$$\begin{aligned} Z &= 14W_M \\ Y &= 1 - 0,0291W \\ X &= [1 + 0,099(w - 3,55)][1 + x_1(V_I - 120)][1 + x_2(V_D - 150)] \end{aligned} \quad (2.54)$$

Las variables geométricas son las siguientes, todas medidas en metros:

W_M = ancho de la mediana de la vía prioritaria, si existe

W = ancho de la vía prioritaria

w = ancho de la pista del movimiento secundario

V_I , V_D = visibilidad a la izquierda y derecha desde el acceso secundario, respectivamente

x_1 , x_2 = parámetros que dependen del movimiento secundario

Calibraciones realizadas en Chile (Schumilo y Coeymans, 1987), combinadas con los resultados de Kimber y Coombe (1980), arrojaron los valores de parámetros para intersecciones en “T” y en “+”, que se muestran. Nótese que los valores de capacidad básica obtenidos con estos modelos varían aproximadamente entre los 660 y 800 veq/h-pista, dependiendo del movimiento.

Tabla 2.6. Parámetros de intersección en T

Mov	x_1	x_2	Q_0	α_{E-S}	α_{E-W}	α_{W-E}	α_{W-S}
S-E	0.0009	0	796	0	0	0.364	0.167
S-W	0.0009	0.0009	661	0.559	0.259	0.364	0.167
E-S	0.0009	0	745	0	0	0.364	0.364

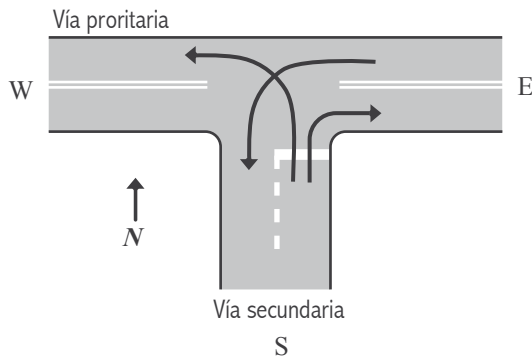


Figura 2.15. Movimientos secundarios en intersección en T

Tabla 2.7. Parámetros de intersección en +

Mov	x_1	x_2	Q_0	α_{E-W}	α_{E-S}	α_{E-N}	α_{W-E}	α_{W-S}	α_{W-N}	α_{N-E}
S-E	0.0009	0	796	0	0	0	0.364	0.167	0	0
S-N	0.0009	0.0006	723	0.259	0.559	0.259	0.364	0.167	0.364	0
S-W	0.0009	0.0006	661	0.259	0.559	0	0.364	0.167	0.364	0.182
E-S	0.0009	0	745	0	0	0	0.364	0.364	0.260	0

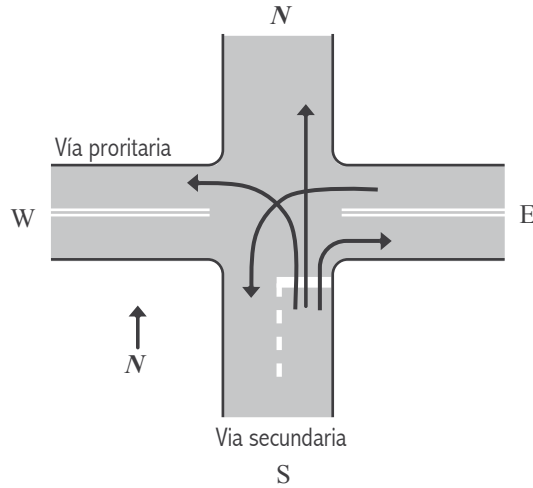


Figura 2.16. Movimientos secundarios en intersección en +

En estos modelos, se asume que cada movimiento secundario ocupa una pista propia para hacer su maniobra. En caso contrario —por ejemplo, si en las figuras 2.15 y 2.16 los movimientos secundarios compartieran una misma pista—, la capacidad conjunta de esa pista (Q_{sc}) se obtiene de la siguiente expresión:

$$\frac{q_{s1} + q_{s2}}{Q_{sc}} = \frac{q_{s1}}{Q_{s1}} + \frac{q_{s2}}{Q_{s2}} \quad (2.55)$$

Donde q_{sj} y Q_{sj} son el flujo y la capacidad del movimiento secundario j , respectivamente. Las capacidades Q_{sj} se obtienen de las ecuaciones de los movimientos “puros”.

Ejemplo 2.6. Para la intersección de la figura 2.15, calcular la capacidad del movimiento S-E, si los flujos entre los accesos son los que se indican. En la intersección, solo hay vehículos livianos. Todas las pistas de la intersección son de 3,00 m de ancho y la visibilidad desde el acceso sur es de 60 m, indistintamente para ambos lados.

O – D	E	S	W
E	–	450	450
S	300	–	440
W	150	75	–

Calculemos los valores de X, Y, Z, sabiendo que $W_M = 0$, $W_{SE} = 3,00$, $w_{SE} = 3,00$ y $V_{ISE} = V_{DSE} = 60$ m.

$$Z_{SE} = 14W_{M_{SE}} = 0$$

$$Y_{SE} = 1 - 0,0291W_{SE} = 1 - 0,029 \cdot 3,00 = 0,913$$

$$X_{SE} = \frac{[1 + 0,099(w_{SE} - 3,55)][1 + x_{1SE}(V_{ISE} - 120)][1 + x_{2SE}(V_{DSE} - 150)]}{[1 + 0,099(3,00 - 3,55)][1 + 0,0009(60 - 120)][1]} = 0,895$$

La ecuación de Q_s para el movimiento S-E es:

$$Q_{SE} = X_{SE} [Q_{0SE} + Z_{SE} - Y_{SE} (\alpha_{WE} q_{pWE} + \alpha_{WS} q_{pWS})] \\ = 0,895 \cdot [796 + 0 - 0,913(0,364 \cdot 150 + 0,167 \cdot 75)] = 658 \text{ veh} / h$$

Se deja al lector el cálculo de la capacidad de los restantes movimientos secundarios, sabiendo que la visibilidad desde el acceso este es de 120 m.

2.3.3. Capacidad de rotondas

Una rotonda es una intersección regulada con señal de prioridad; pero, por su diseño geométrico, hay un solo movimiento secundario que ingresa con un ángulo oblicuo a la intersección. La capacidad de un acceso dependerá solo del flujo que circula frente a este, llamado flujo circulante (línea punteada en la figura 2.17).

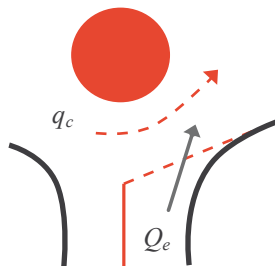


Figura 2.17. Movimientos en una rotonda

La capacidad se puede estimar ya sea con modelos de brechas —con los parámetros apropiados— o con modelos de regresión lineal. Estos últimos tienen la forma general típica.

$$Q_e = Q_0 - \alpha q_c \tag{2.56}$$

Donde Q_e , en [veq/h], es la capacidad de entrada por un acceso de la rotonda, q_c es el flujo circulante frente al acceso [veq/h] y α es un factor de reducción de la capacidad ideal Q_0 debido a características geométricas del acceso. Kimber (1980) reporta la siguiente forma funcional para este modelo:

$$Q_e = k[ax - by(1 + cx)q_c] \quad (2.57)$$

Donde a , b y c son parámetros; k , x , e y y son factores que dependen de la geometría.

$$k = 1 - 0,00347(\phi - 30) - 0,978\left(\frac{1}{r} - 0,05\right)$$

$$x = v + \frac{e - v}{1 + 3,2\left(\frac{e - v}{l}\right)}$$

$$y = 1 + \frac{0,5}{1 + e^{\left(\frac{D-60}{10}\right)}} \quad (2.58)$$

La explicación geométrica de las variables se muestra en la figura 2.18. En tanto, sus unidades y rangos de validez se muestran en la tabla 2.8.

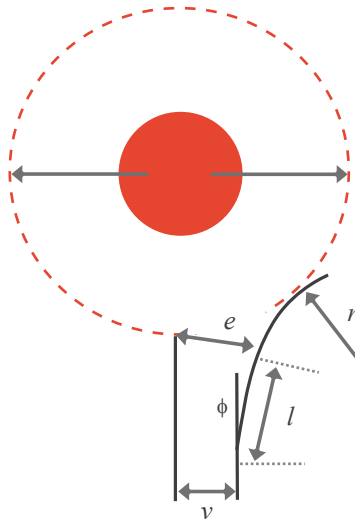


Figura 2.18. Variables geométricas en una rotonda

Tabla 2.8. Variables y parámetros de capacidad en rotondas

Variable	Unidades	Rango	Definición
e	[m]	3,6 - 16,5	Ancho de la boca de entrada
v	[m]	1,9 - 12,5	Ancho de la calzada de aproximación
l	[m]	1 - ∞	Largo del ensanche de la entrada
D	[m]	13,5 - 171,6	Diámetro del círculo inscrito en la rotonda
r	[m]	3,4 - ∞	Radio de curvatura de la entrada
ϕ	[°]	0 - 77	Ángulo de la entrada
a	[]	303	Parámetro
b	[]	0,21	Parámetro
c	[]	0,2	Parámetro

Ejemplo 2.7. Calcular la capacidad del acceso a una rotonda de 20 m de diámetro por la que solo circulan automóviles. La calzada de aproximación de 3,0 m, la que se ensancha a 5,0 m en la boca de entrada por un desarrollo de 10,0 m. El ángulo de entrada es nulo y el radio de curvatura de la entrada es de 10,0 m. Frente a la entrada, circula un flujo de 700 veh/h.

Como en todo modelo lineal de capacidad, conviene calcular primero los factores geométricos.

$$k = 1 - 0,00347(0 - 30) - 0,978 \left(\frac{1}{10} - 0,05 \right) = 1,055$$

$$x = v + \frac{e - v}{1 + 3,2 \left(\frac{e - v}{l} \right)} = 4,220$$

$$y = 1 + \frac{0,5}{1 + e^{\left(\frac{D-60}{10} \right)}} = 1,491$$

En consecuencia, la capacidad es:

$$Q_e = 1,055 \cdot [303 \cdot 4,22 - 0,21 \cdot 1,491(1 + 0,2 \cdot 4,22)700] = 1349 - 0,61 \cdot 700 = 922 \text{ veh} / h$$

Obsérvese que la capacidad de entrada que ofrece esta rotonda es un 40% más que la capacidad del viraje a la derecha, en una intersección regulada con señal de prioridad para el mismo flujo prioritario, calculada en el ejemplo 2.6. Esto se debe a que las condiciones geométricas y de visibilidad para que los vehículos entren a la rotonda son mejores que en una intersección normal. Por esta razón, en países desarrollados, se prefieren las rotondas para regular conflictos en intersecciones. Para lograr este rendimiento, sin embargo, deben estar cuidadosamente diseñadas.

2.4. Capacidad de transferencia

2.4.1. Estaciones de transferencia

Una estación de transferencia es el lugar de encuentro entre objetos de transporte (carga o pasajeros) y modos de transporte (vehículos) para que los objetos sean cargados y/o descargados (transferidos) hacia y desde los vehículos. Ejemplos de estaciones de transferencia son puertos, aeropuertos, estaciones de ferrocarriles, paraderos de buses, terminales de taxis.

La capacidad de una estación de transferencia puede medirse desde dos perspectivas. Una, es la máxima cantidad de objetos que pueden ser transferidos en la estación por unidad de tiempo; v.g., el aeropuerto Heathrow, de Londres, transfiere casi 60 millones de pasajeros por año. Desde la perspectiva de la circulación de vehículos, por su parte, la capacidad es la máxima cantidad de vehículos que puede ser atendido por unidad de tiempo; e.g., por una estación de metro pueden circular hasta 40 trenes por hora. Para nuestro análisis de la circulación, interesa esta segunda capacidad.

En el estudio de la capacidad de intersecciones se definió la capacidad como el máximo número de vehículos por unidad de tiempo que se puede descargar desde una cola. Al descargarse, los vehículos ingresan al área común llamada intersección. Luego, la capacidad de una intersección se puede definir también como la máxima cantidad de vehículos por unidad de tiempo que puede entrar a la intersección. Similarmente, se puede definir la

capacidad de tráfico de una estación de transferencia como la máxima cantidad de vehículos que puede entrar a la estación por unidad de tiempo.

La siguiente relación permite estimar esta capacidad:

$$Q_E = \frac{3600\alpha N}{t_0} \quad (2.59)$$

Donde:

Q_E = capacidad de tráfico por la estación [veh/h]

N = número de lugares de carga y descarga o sitios

t_0 = tiempo promedio que la estación está ocupada o tiempo de ocupación [s]

α = proporción del tiempo que los sitios están disponibles

La capacidad de una estación depende entonces de las variables N , α y t_0 . A su vez, el número de sitios N lo determina el espacio disponible en el emplazamiento de la estación. La disponibilidad α de estos es función de la forma como opera la estación (v.g., asignación de vehículos a sitios) y de condiciones externas (v.g., estado del tiempo, condiciones de tráfico en los alrededores). Por último, el tiempo de ocupación t_0 depende de:

- el tipo de vehículos que hacen la transferencia
- el tipo de objetos que se transfieren
- la cantidad de objetos que se transfieren

Por ejemplo, la capacidad de un puerto dependerá del número de sitios de atraque. También, debido a su calado, qué barcos pueden atracar en qué sitios y si el estado del mar permite el atraque (e.g., no hay mar gruesa). El tiempo de ocupación del puerto, por su parte, dependerá de las características de los barcos; por ejemplo, barcos grandes requerirán de maniobras de atraque más elaboradas. Además, hay que tener en cuenta la carga que se transfiere, ya que será más fácil cargar contenedores que objetos a granel, y tener en cuenta la cantidad que haya que cargar o descargar de cada barco, puesto que el tiempo de atraque será distinto si hay que cargar dos contenedores o cargar a capacidad el barco.

En resumen, en cada tipo de estación su capacidad estará condicionada por muchos factores. En lo que sigue, nos concentraremos en el estudio de capacidad de un tipo de estación de transferencia ligada al movimiento de pasajeros: las estaciones de transporte público.

2.4.2. Estaciones de transporte público

Una estación de transporte público es un tipo particular de estación de transferencia destinada al encuentro entre pasajeros y vehículos de transporte público. Ejemplos de estaciones de transporte público son estaciones de trenes o metro, paraderos de buses, terminales de taxis. Para un sistema de transporte público dado, los objetivos de una estación son (Fernández, 2001):

- ayudar a la accesibilidad (encontrarse con el sistema);
- proporcionar acceso (entrar y salir de los vehículos); y,
- facilitar el desplazamiento (circulación de los vehículos).

Dado que estamos estudiando el tráfico de vehículos por las calles, se tomará como ejemplo de estación de transporte público a los paraderos de buses. No obstante, la discusión sobre su capacidad es igualmente válida para estaciones de trenes, metros o tranvías, así como paraderos de taxis y taxis colectivos.

Para calcular la capacidad de un dispositivo vial llamado paradero de buses, es necesario formalizar sus componentes. Un paradero de buses puede definirse como un espacio de la plataforma vial compuesto por un área de parada y un andén (figura 2.19).

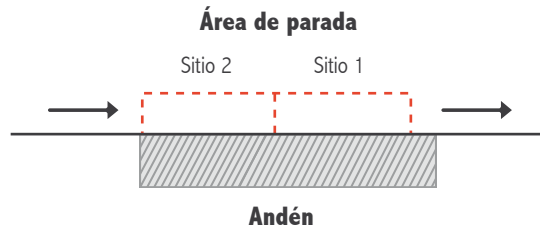


Figura 2.19. Componentes de un paradero de buses

El área de parada es el lugar de la plataforma vial destinada a la detención de los vehículos. Se ubica sobre la calzada, o en una bahía, y puede estar compuesto de uno o más lugares de detención o sitios. El andén es el lugar de la plataforma vial destinado a la espera de los pasajeros y es donde las operaciones de transferencia tienen lugar. Puede ser parte de la vereda u de otro espacio especialmente acondicionado, como una isla peatonal. El andén tendrá, al menos, el mismo largo del área de parada.

Andenes y áreas de parada pueden acomodarse en distintas disposiciones para atender la demanda. Si el flujo de buses y la demanda de pasajeros son bajos, bastará un paradero simple, como el de la figura 2.19, compuesto por un andén y un área de parada con uno o más sitios. Por el contrario, si el flujo y la demanda son mayores, se requerirá de un paradero dividido, compuesto de más de un área de parada con sus respectivos andenes. Cada uno de estos se denominará subparaderos.

La figura 2.20 muestra un paradero dividido en línea, compuesto por dos subparaderos. La hipótesis de diseño es que cada uno funcionará independientemente del otro, duplicando la capacidad de todo el arreglo.

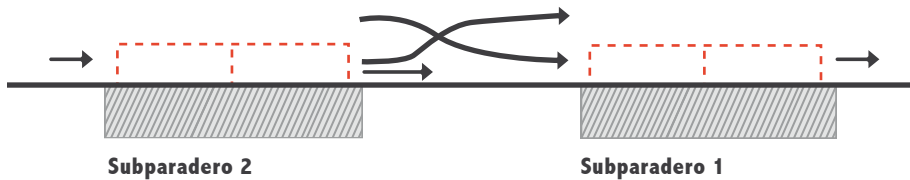


Figura 2.20. Paradero dividido en línea

Como los paraderos divididos se componen de paraderos simples, bastará conocer la capacidad de un paradero simple para obtener, por adición, la capacidad de uno dividido. Se ha desarrollado dos tipos de modelos para el cálculo de capacidad de paraderos simples: fórmulas analíticas y modelos de simulación (Fernández y Planzer, 2002). A continuación, se verá un ejemplo de cada uno.

a) Fórmula del HCM

El *Highway Capacity Manual* (HCM) ha dedicado desde su primera versión, en 1965, un capítulo al cálculo de capacidad de paraderos de buses. La versión 2000 del HCM proporciona la siguiente ecuación (TRB, 2000):

$$Q_N = \frac{3600(g/C)N_{eb}}{t_c + (g/C)t_d + Z_a C_v t_d} \quad (2.60)$$

Donde:

Q_N = capacidad de un paradero de N sitios [bus/h]

g = verde efectivo del semáforo aguas abajo del paradero, si existe [s]

C = tiempo de ciclo del semáforo aguas abajo [s]

N_{eb} = número efectivo de sitios

t_c = tiempo de despeje del paradero entre buses sucesivos [s]

t_d = tiempo promedio de transferencia de pasajeros [s]

C_v = coeficiente de variación de t_d

Z_a = abscisa de la curva normal, asociada con una probabilidad a que se forme cola aguas arriba del paradero (probabilidad de falla)

Los valores de los parámetros de la fórmula anterior son los siguientes (TRB, 2000):

- si no hay semáforo aguas abajo, $(g/C) = 1,0$
- el tiempo de despeje t_c varía entre 10 y 15 segundos
- C_v varía entre 0,4 y 0,8; en ausencia de datos, usar 0,6
- valores de Z_a se muestran en la tabla 2.9
- el número efectivo de sitios N_{eb} se encuentra en la tabla 2.10

Tabla 2.9. Valores de Z_a para distintas probabilidades de falla de un paradero

a [%]	1,0	2,5	5,0	7,5	10	15	20	25	30	50
Z_a	2,330	1,960	1,645	1,440	1,280	1,040	0,840	0,675	0,525	0,000

Una interpretación de la probabilidad de falla es el porcentaje del tiempo en que habrá un bus en la cola de entrada al paradero. El HCM del año 2000 sugiere usar una probabilidad de falla de diseño de 7,5 a 15% en paraderos ubicados en el centro de la ciudad. Para paraderos en bahía, se recomienda una probabilidad de falla de no más del 2,5%. Sin embargo, el HCM acota que, bajo circunstancias normales, la capacidad ocurre para un el 25% de probabilidad de falla; o sea, para calcular la capacidad del paradero debe usarse $Z_a = 0,675$.

Tabla 2.10. Eficiencia de sitios linealmente dispuestos en paraderos

Nº de sitios	Sin adelantar en paradero		Adelantamiento en paradero	
	Eficiencia (%)	N_{eb}	Eficiencia (%)	N_{eb}
1	100	1,00	100	1,00
2	85	1,85	85	1,85
3	60	2,45	75	2,60
4	20	2,65	65	3,25
5	5	2,70	50	3,75

La tabla indica que, en un paradero de un sitio, este se ocupa en un 100%. Sin embargo, si se agrega un segundo sitio, su eficiencia disminuirá al 85%, producto de las obstrucciones que provocan los vehículos del primer sitio. Y así sucesivamente. Este efecto, no obstante, es menos pronunciado si los buses de sitios posteriores pueden salir del paradero, adelantando a los buses que aún están detenidos. Los valores de esta tabla están basados en experiencias recogidas por el Port Authority of New York y el New Jersey's Midtown Terminal. El HCM establece que, en otro tipo de disposición, los sitios son 100% efectivos (v.g., en paralelo o en dientes de sierra).

Por su parte, el tiempo de transferencia de pasajeros t_d es el tiempo durante el cual el bus permanece detenido para operaciones de subida y bajada de pasajeros. Depende de la cantidad de pasajeros que se transfiere y de la rapidez con que se haga. El modelo que propone el HCM para estimarlo es el siguiente:

$$t_d = P_a t_a + P_b t_b + t_{oc} \quad (2.61)$$

Donde:

P_a = número de pasajeros que baja en bus por la puerta más usada en los 15 min. punta

t_a = tiempo de bajada de un pasajero [s/pax]

P_b = número de pasajeros que suben en bus por la puerta más usada en los 15 min. punta

t_b = tiempo de subida de un pasajero [s/pax]

t_{oc} = tiempo de apertura y cierre de puertas [s]

Los parámetros de esta ecuación son t_{oc} , t_a y t_b . El HCM ofrece una variedad de valores de estos parámetros según el número de puertas y forma de pago. Considerando todas las combinaciones de casos, sus rangos son:

- t_o : 2 a 5 segundos
- t_a : 0,4 a 2,9 segundos por pasajero
- t_b : 0,5 a 4,1 segundos por pasajero

Ejemplo 2.8. Determinar la capacidad de un paradero de 3 sitios ubicado a mitad de cuadra, servido por buses convencionales de dos puertas en los que se paga en efectivo al conductor. En la hora punta, sube un máximo de 10 pasajeros por bus y bajan 5. Por condiciones de tráfico en el entorno, a los buses no les es posible adelantar en el paradero.

Calculemos primero el tiempo de transferencia de pasajeros, asumiendo que todos los parámetros están en sus valores máximos:

$$t_d = 2,9 \cdot 5 + 4,1 \cdot 10 + 5 = 60,5 \text{ [s]}$$

Dado que no se puede adelantar y que el paradero es de 3 sitios, $N_b = 2,45$. Como se trata de calcular la capacidad, $Z_a = 0,675$. Además, como no hay datos para calcular el coeficiente de variación, se asumirá el valor recomendado $C_v = 0,6$. Por seguridad, se considera el valor máximo del tiempo de despeje $t_c = 15$ [s]. Por último, como el paradero está a mitad de cuadra, no hay influencia de semáforos aguas abajo; ergo, $(g/C) = 1,0$. Con estos parámetros, se puede calcular la capacidad.

$$Q_N = \frac{3600(g/C)N_b}{t_c + (g/C)t_d + Z_a C_v t_d} = \frac{3600 \cdot 1,0 \cdot 2,45}{15 + 1,0 \cdot 60,5 + 0,675 \cdot 0,6 \cdot 60,5} = 88,2 \text{ [bus / h]}$$

La capacidad para las condiciones definidas es de casi 90 buses por hora; es decir, una capacidad aproximada de 30 bus/h-sitio. Este es un valor típico a tener presente por el lector.

b) Modelo IRENE

El modelo del HCM es bastante práctico para el cálculo de la capacidad de paraderos. Sin embargo, hay que hacer supuestos para dar valor a sus parámetros. Algunos de estos parámetros provienen de estudios particulares; por ejemplo, N_b . Como una forma de

validar las recomendaciones del HCM y poder estudiar casos más generales, se han desarrollado modelos de simulación microscópica de operaciones en paraderos. Uno de estos es el modelo IRENE (Gibson *et al.*, 1989) desarrollado en Chile.

IRENE calcula la capacidad de un paradero de N sitios, en [bus/h], a través de la expresión:

$$Q_B = \frac{3600n}{t_o} \quad (2.62)$$

Donde n es el número medio de vehículos que puede entrar al paradero ($n \leq N$) y t_o es el tiempo de ocupación del paradero.

Se definió la capacidad de un paradero como el máximo número de buses que puede entrar en él por unidad de tiempo. Gibson *et al.* (1989) consideran que los buses entran al paradero a través del último sitio y que la entrada al paradero tiene dos estados posibles: bloqueada durante un tiempo t_b y desbloqueada un lapso t_{nb} . La entrada está bloqueada cuando el último sitio está ocupado por un bus. En caso contrario, una cantidad n de buses puede entrar al paradero, hasta que se llena. El tiempo de llenado es lo que demoran los n buses en posicionarse en sus sitios. Se puede calcular como n/S , donde S es el flujo de saturación la pista del paradero. Luego:

$$Q_B = \frac{3600n}{t_b + \frac{n}{S}} \quad (2.63)$$

$$t_b = t_l + t_p + t_e \quad (2.64)$$

Donde t_l es tiempo perdido por frenado y aceleración en el último sitio, t_p es el tiempo de transferencia de pasajeros en el último sitio y t_e son esperas internas en el sitio. Cada una de estas componentes, se puede calcular como sigue.

$$t_l = \frac{V_r}{2} \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{f} \right) \quad (2.65)$$

Donde V_r es la velocidad de recorrido (en movimiento) de los buses [m/s], a y f son las tasas de aceleración y frenado de los buses, respectivamente, en [m/s²].

$$t_p = \beta_0 + \max_{i=\text{puerta}} \{ \beta_1 p_{si} + \beta_2 p_{bi} \} \quad (2.66)$$

Donde:

β_0 = tiempo muerto por detención para transferir pasajeros (v.g., abrir y cerrar puertas) [s]

β_1 = tiempo marginal de subida por pasajero [s/pax]

β_2 = tiempo marginal de bajada por pasajero [s/pax]

p_{si} = número de pasajeros que sube al bus por la puerta i [pax/bus]

p_{bi} = número de pasajeros que baja del bus por la puerta i [pax/bus]

Los parámetros β tienen explicaciones similares a los entregados para el modelo del HCM, aunque los valores calibrados en Chile difieren:

- β_0 = 0 a 2 segundos
- β_1 = 2 a 6 segundos por pasajero
- β_2 = 1 a 3 segundos por pasajero

Las esperas internas (t_e) se producen cuando un bus ha terminado su transferencia de pasajeros, pero no puede abandonar el sitio porque la salida es obstruida por otro bus aguas abajo. Dependen, por lo tanto, del tiempo que permanece ocupado el sitio aguas abajo, el que, a su vez, tendrá esperas internas, formando un proceso recursivo. Como, además, de las esperas internas depende qué cantidad n de buses puede ingresar al paradero, se ha optado por simular las operaciones en paraderos para calcular su capacidad.

Experimentos de simulación realizados con IRENE han arrojado resultados como los mostrados en la tabla 2.11 (Gibson y Fernández, 1995). Obsérvese que un paradero simple de 3 sitios puede atender entre 80 y 160 buses por hora. Y que, si su funcionamiento es menos ordenado, se pueden esperar reducciones de capacidad de más de un 20%. El lector podrá calcular la capacidad para otras combinaciones de subidas/bajadas por interpolación de los valores de la tabla.

Tabla 2.11. Capacidades prácticas de paraderos de buses con IRENE

Demanda (pax/bus)	Operación ordenada (1)		Operación desordenada (2)		
	De subida	12	8	4	2
De bajada	6	4	2	1	4
N ^a Sitios	Capacidad práctica (bus/h)				
2	60	80	100	130	70
3	80	105	125	160	80

(1): Disciplina FIFO y detención única en el sitio libre más próximo a la salida del paradero

(2): Disciplina FIAO y detenciones múltiples en cualquier sitio del paradero

La capacidad práctica (de diseño) se obtiene para un grado de saturación igual a 0,6, para el cual se espera que las demoras en el paradero sean menores a un minuto por bus y que el 50% del tiempo haya, a lo más, un bus en cola tratando de entrar al paradero (Gibson y Fernández, 1995).

2.5. Capacidad de cruces peatonales

En esta sección se estudia la capacidad de cruces peatonales desde la perspectiva de los vehículos, primero, y de los peatones luego. Se analizan dos casos típicos, en los cuales es importante la capacidad. Primero, se muestra un modelo, calibrado en Chile, para estimar cuántos vehículos pueden circular por un cruce cebra. Luego, se ve cómo calcular el número de peatones que puede pasar por un cruce.

2.5.1. Capacidad vehicular en cruces de cebra

Los cruces de cebra se han venido usando en Chile desde mediados de la década de 1990. Sin embargo, el impacto de estos dispositivos sobre la capacidad vial no había sido incorporado en la modelación de *tráfico*.

Un cruce de cebra es una suerte de intersección regulada con señal de prioridad en la cual la corriente peatonal tiene —en teoría— prioridad absoluta sobre el tráfico vehicular

(figura 2.21). Por ende, puede estimarse la capacidad vehicular de forma similar a como se calcula la capacidad de un movimiento secundario con un modelo lineal.

$$Q_z = Q_0 - Pq_{peat} \tag{2.67}$$

Donde Q_z es la capacidad vehicular del cruce de cebra [veq/h] y q_{peat} es el flujo de peatones que cruza en ambos sentidos [peat/h]. Q_0 y P son parámetros de calibración, en que el primero es la capacidad vehicular básica en el cruce [veq/h] y el segundo corresponde a la reducción marginal de la capacidad debido al cruce de peatones [veq/peat].

Experimentos realizados en Chile en cruces de cebra bien demarcados (similares a los británicos) arrojaron los siguientes valores de los parámetros (Fernández *et al.*, 2006).

Tabla 2.12. Parámetros de capacidad en cruces de cebra

Parámetro	Valor
Q_0 [veq/h]	899
P [peat/veq]	0,13

El relativamente alto valor de Q_0 se explica por el hecho de que los vehículos tienen buena visibilidad de los peatones en estos dispositivos, que no deben hacer maniobras de viraje para salvar el cruce y que este es de menor ancho que una intersección. Nótese también que el parámetro P calibrado representa una aproximación al factor de equivalencia de un peatón, que, como es de esperarse, es una fracción de un vehículo equivalente.

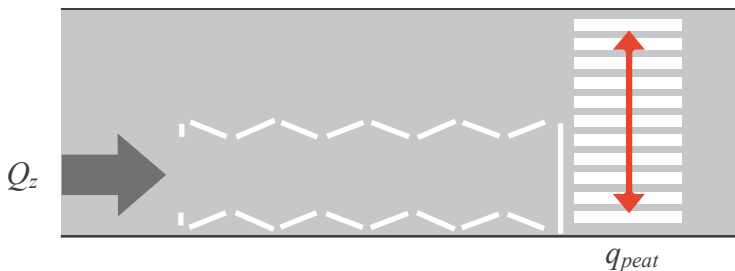


Figura 2.21. Esquema y variables en un cruce de cebra

2.5.2. Capacidad del cruce de peatones

La capacidad del cruce de peatones tiene sentido en cruces formales y, al igual que en el caso de vehículos, esta tiene dos perspectivas: cruces no semaforizados y cruces con semáforo.

En cruces no semaforizados, la prioridad pueden tenerla los peatones (caso de cruce de cebra anterior) o los vehículos. En el primer caso, la capacidad se asume igual al flujo de saturación peatonal, cuyo cálculo se discute más abajo; en el segundo, hay un proceso de cruces por brechas.

Para el cruce de peatones sobre un flujo prioritario de vehículos, se podrían aplicar los modelos de brecha expuestos anteriormente en este capítulo. No obstante, la brecha crítica τ será mayor y el tiempo β de avance de la cola menor. También hay diferencia en cuanto a la disciplina de colas, ya que, en vez de estas, se formarán grupos de peatones que cruzan en forma desordenada. Esto genera dificultades para definir el tiempo β . Además, la brecha crítica es bastante más variable que en el caso de los vehículos con respecto al tiempo de espera, ya que los peatones se vuelven más temerarios si han sufrido demoras. Lo anterior hace que la estimación de capacidad de corrientes peatonales sea complicada y se opte por calcular directamente sus demoras, con las herramientas mencionadas en el capítulo correspondiente.

En intersecciones semaforizadas, si existe un cruce delimitado para peatones es válido el concepto de flujo de saturación de corrientes peatonales (S_p). Si la zona de cruce tiene un ancho w [m], se puede suponer el proceso de cruce como filas de peatones que se desplazan a una velocidad de cruce v [m/s] (figura 2.22).

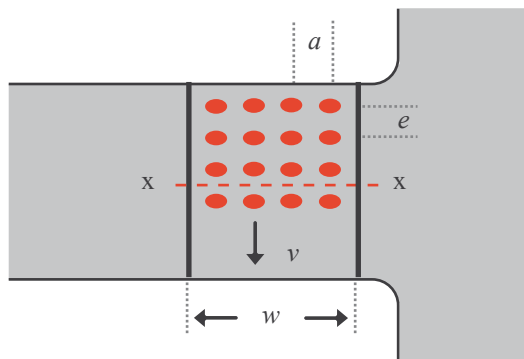


Figura 2.22. Modelación del cruce peatonal

Si e es la separación entre filas, por una sección x-x del cruce pasa una fila cada e/v segundos. En consecuencia, la capacidad será el inverso de ese intervalo mínimo:

$$S_p = \frac{v}{e} \quad [\text{filas} / \text{s}] \quad (2.68)$$

Pero, si la separación entre peatones de la fila es a [m], entonces el número de peatones por fila es w/a ; luego:

$$S_p = \frac{vw}{ea} \quad [\text{peat} / \text{s}] \quad (2.69)$$

Además, como se aprecia en la figura, ea [m²] es el área ocupada por un peatón. Luego, la densidad de peatones en el grupo será:

$$d = \frac{1}{ea} \quad [\text{peat} / \text{m}^2] \quad (2.70)$$

De donde:

$$S_p = 3600 \, wvd \quad [\text{peat} / \text{h}] \quad (2.71)$$

En esta expresión, d puede ser interpretado como la densidad de una masa peatonal que cruza, lo que es más fácil de medir que a y e . Se puede levantar, entonces, el supuesto de cruce por filas y la expresión anterior adquiere validez general.

Obviamente, velocidad y densidad peatonal no son independientes. Su relación equivale a la expresión $v(k)$ del modelo fluidodinámico visto en su oportunidad. En la figura siguiente, se muestran relaciones $v(d)$ peatonales (MIDEPLAN, 1998).

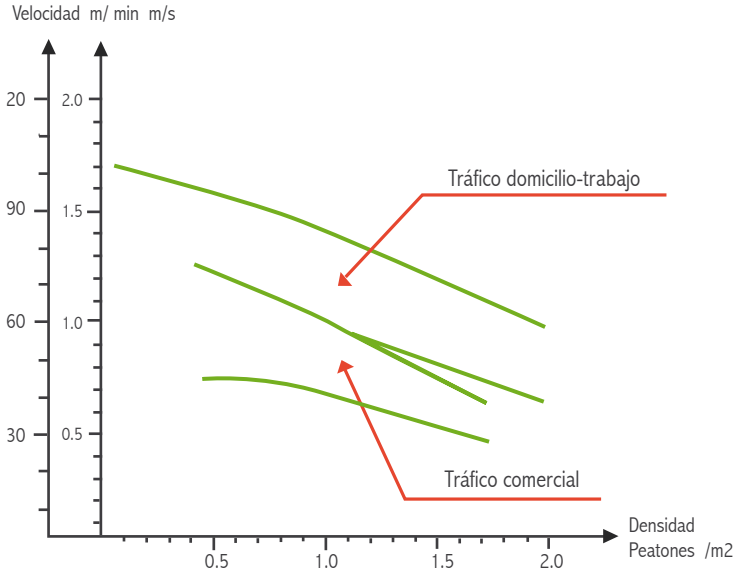


Figura 2.23. Relación velocidad-densidad peatonal (MIDEPLAN, 1998)

En la figura, las líneas indican bandas de valores de velocidad peatonal para flujo en ambos sentidos. Por tráfico comercial se designa al de peatones en condición de paseo; por ejemplo, mirando vitrinas de locales comerciales. Como referencia de valores de densidad peatonal, un tráfico muy denso tiene 1,5 peatones/m², denso es 1,0 peatón/m² y un tráfico medio tiene una densidad de 0,6 peatones/m².

Ejemplo 2.9. Según el gráfico del REDEVU II de la figura, para una densidad de 1,0 peatones/m², la velocidad de circulación peatonal mínima es de 1,1 m/s. Calcular el flujo de saturación peatonal en un cruce semaforizado de ancho mínimo (2,00 m).

La aplicación de la fórmula del flujo de saturación peatonal es directa:

$$S_p = 3600 wvd = 3600 \cdot 2,00 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 7.920 \text{ [peat / h]}$$

Es decir, hasta un cruce de dimensiones mínimas tiene una capacidad peatonal elevada. La fórmula anterior, sin embargo, sirve para calcular capacidades de bandas peatonales en general (veredas, pasarelas, paseos peatonales, etcétera).

Referencias

- Akçelik, R. (1993). *Traffic signals: capacity and timing análisis*. Australian Road Research borrad Ltd. Research Report 123 (Fifth Reprint).
- Cal y Mayor, R. y Cárdenas, J. (1994). *Ingeniería de tránsito. Fundamentos y aplicaciones*, 7ª Edición, Alfaomega, México.
- Cowan, J. R. (1975) Useful headway models. *Transportation Research* 9(6), pp. 371-375.
- Fernández, R. (2001). Modelling bus stop interactions. PhD Thesis, University of London.
- Fernández, R., Valenzuela, E., Casanello, F. y Jonquera, C. (2006). Evolution of the TRANSYT model in a developing country. *Transportation Research A* 40(5), pp. 386-398.
- Fernández, R. y Planzer, R. (2002). On de capacity of bus transit systems. *Transport Reviews* 22(3), pp. 267-293.
- Gibson, J., Bartel, G y Coeymans, J.E. (1997). Redefinición de los parámetros de capacidad de intersecciones semaforizadas bajo condiciones de tráfico mixto. *Actas del VIII Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, Santiago, pp. 383-395.
- Gibson, J., Baeza, I. y Willumsen, L.G. (1989). Bus-stops, congestion and congested bus-stops. *Traffic Engineering y Control* 30(6), pp. 291-302.
- Gibson, J. y Fernández, R. (1995). *Recomendaciones para el diseño de paraderos de buses de alta capacidad*. *Apuntes de Ingeniería* 18(1), pp. 35-50. Santiago: Ediciones Universidad Católica de Chile.
- HRB (1965). *Highway Capacity Manual*. Special Report 87. Washington D.C.: Highway Research Board, National Research Council.
- Kimber, R.M. (1980). *The traffic capacity of roundabouts*. Report LR 942. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.
- Kimber, R.M. y Coombe, R.D. (1980). *The traffic capacity of a major/minor priority junction*. Report SR 582. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

MIDEPLAN (1998). *REDEVU II. Recomendaciones para el diseño del espacio vial urbano*. Santiago: Ministerio de Planificación y Cooperación.

MTT (2003). *Manual de Señalización de Tránsito*. Gobierno de Chile. Santiago: Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones.

RRL (1963). *A method for measuring saturation flow at traffic signals*. Road Note 34. Crowthorne: Road Research Laboratory.

Schumilo, A. y Coeymans, J.E. (1987). Modelación de intersecciones prioritarias. *Actas del III Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, Concepción, Chile, pp. 63-77.

TRB (2000). *Highway Capacity Manual 2000*. Transportation Research Board, Special Report 209. Washington D.C.: National Research Council.



3. Detenciones, colas y demoras



3. Detenciones, colas y demoras

La eficiencia de un dispositivo vial se mide por la fluidez con la que los usuarios pueden circular a través de él. Idealmente, en el proceso de circulación, un usuario no tendría que ser objeto de obstrucciones. Sin embargo, debido a la dimensión finita de los dispositivos viales, estos tienen una capacidad de atención limitada. La forma de calcularla se analizó en capítulos anteriores.

La existencia de la capacidad hace que, en ciertos momentos, esta sea superada por el flujo. En tales circunstancias, los usuarios tendrán que detenerse y esperar en una cola un tiempo adicional al consumido en movimiento. Esto es más frecuente de lo que se puede pensar. En un semáforo, por ejemplo, durante el período de rojo, el semáforo ofrece una capacidad nula; luego, los vehículos deben detenerse, formar una cola y esperar hasta que la cola avance y llegue el turno de pasar durante el verde. Por lo tanto, la cantidad de detenciones, el tamaño de colas y las demoras en cola son indicadores de eficiencia. Cuanto menor sean, mejor será el funcionamiento de un dispositivo vial.

3.1. Conceptos básicos de teoría de colas

Los procesos de formación y disipación de colas son comunes a varios sistemas en los cuales se debe dar atención a “clientes”, que pueden ser personas u objetos. Estos sistemas se conocen como sistemas de colas (queueing systems) o sistemas de líneas de espera (Law y Kelton, 1991). Ejemplo de estos sistemas se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Ejemplos de sistemas de colas

Sistema	Clientes	Servidores
Banco	Clientes	Ventanillas
Supermercado	Clientes	Cajas
Fábrica	Productos	Máquinas, operarios
Computador	Procesos	Dispositivos I/O
Aeropuerto	Aviones, pasajeros	Pistas, mangas, counters
Puerto	Barcos, contenedores	Sistema
Hospital	Pacientes	Doctores, enfermeras, camas

Cualquier sistema de cola se caracteriza por tres componentes (figura 3.1):

- el proceso de llegada de los clientes;
- el mecanismo de atención a los clientes; y,
- la disciplina en cola.

El proceso de llegada describe cómo los clientes llegan al sistema; por ejemplo, con intervalos constantes o aleatorios. El mecanismo de atención especifica el número de servidores, si hay cola común o una cola por servidor y el tiempo que toma atender a cada cliente. La disciplina en cola se refiere a la manera cómo se escoge un cliente desde la cola para ser atendido. Formas usuales son:

- FIFO (*First-in-First-Out*): se atiende en estricto orden de llegada (v.g., caja de un supermercado).
- LIFO (*Last-In-First-Out*): se atiende primero al último que llega (v.g., mensajes en un teatro de guerra).
- Prioritario: se atiende en orden de importancia o basado en ciertos requerimientos (v.g., servicio de urgencia de un hospital).



Figura 3.1. Sistema de colas y componentes

Algunas variables y medidas de eficiencia que suelen usarse en sistemas de colas son:

λ = tasa promedio de llegada de clientes

μ = tasa promedio de servicio a clientes

$\rho = \lambda/\mu$ = factor de utilización o intensidad de tránsito

L = número promedio de clientes en el sistema

L_q = longitud promedio de la cola

W = tiempo promedio que un cliente permanece en el sistema

W_q = tiempo promedio que un cliente permanece en la cola

$W(t)$ = probabilidad que un clientes permanezca más de un tiempo t en el sistema

$W_q(t)$ = probabilidad que un clientes permanezca más de un tiempo t en cola

En varios sistemas de cola se cumple que (Bronson, 1983):

$$W = W_q + \frac{1}{\mu} \quad (3.1)$$

Donde $1/\mu$ es el tiempo esperado de atención a un cliente o tiempo de servicio (ts).

También son válidas las llamadas fórmulas de Little:

$$W = \frac{L}{\lambda}$$

$$W_q = \frac{L_q}{\lambda} \quad (3.2)$$

De las ecuaciones anteriores, se desprende que:

$$L = L_q + \rho \quad (3.3)$$

Un sistema de colas común es aquel compuesto por una cola única que alimenta a un solo servidor, con clientes que llegan según un proceso de Poisson y cuyos tiempos de servicio se distribuyen exponencialmente. A este sistema se le denomina, según la notación de Kendall, sistema M/M/1 (llegadas aleatorias / servicio aleatorio / un solo servidor). Las medidas de eficiencia de este sistema son:

$$\begin{aligned}
 L &= \frac{\rho}{1-\rho} & L_q &= \frac{\rho^2}{1-\rho} \\
 W &= \frac{1}{\mu-\lambda} & W_q &= \frac{\rho}{\mu-\lambda} \\
 W(t) &= e^{-t/W} & W_q(t) &= \rho e^{-t/W}
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

Un sistema de colas M/M/1 es similar a lo que ocurre en una pista de circulación que enfrenta alguna obstrucción aguas abajo, como una señal de prioridad, un paradero de transporte público o un cuello de botella (estrechamiento en la vía). Por ello, es posible acomodar la teoría de colas tradicional a los fenómenos de circulación con restricción de capacidad (figura 3.2).

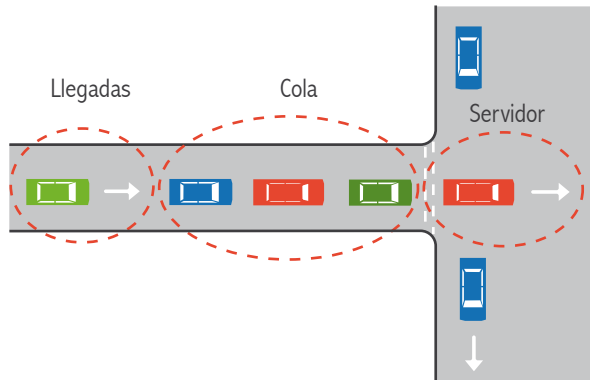


Figura 3.2. Sistema de colas en una intersección

En la figura, puede verse que el primer vehículo de la cola de la vía secundaria encontró una brecha apropiada para cruzar y está siendo “atendido” por la línea de detención (el

servidor). Si la intersección está suficientemente lejos de otras, las llegadas de vehículos por la vía principal y secundaria pueden considerarse poissonianas. La posibilidad de cruzar depende de las brechas en el flujo principal y de la osadía del primer conductor de la cola; luego, el tiempo de servicio del sistema es aleatorio. Dado que se forma una cola por pista en la vía secundaria, se está en el caso de un sistema de colas $M/M/1$.

Como la distinción entre el vehículo que está siendo atendido de aquellos que están en cola no es fácil en el caso del tráfico, en adelante se entenderán longitud de cola y demora en cola como los indicadores que corresponden a L y W , respectivamente. Es decir, la cantidad de vehículos y el tiempo que consumen desde que se unen a la cola hasta que abandonan el sistema.

3.2. Función transformada

Las colas se producen en tráfico cuando el flujo q supera a la capacidad Q . Esto puede deberse a tres causas:

- (a) por una condición sistemática en la cual q supere a Q
- (b) por fluctuaciones temporales de q que llevan a que, eventualmente, $q \geq Q$
- (c) por fluctuaciones temporales de Q que llevan a que, eventualmente, $q \geq Q$

En capítulos anteriores, se vio que la capacidad puede variar en lapsos cortos. El ejemplo es un semáforo, que, durante un ciclo que puede durar entre uno y dos minutos, provee dos capacidades extremas: $Q(v_e) = S$ y $Q(r_e) = 0$. Donde S es el flujo de saturación o tasa máxima de descarga durante el verde efectivo v_e y r_e es el lapso de rojo efectivo.

Sea una sucesión de períodos para los cuales se puede asumir que q y Q son constantes en un lapso t . Se definen las siguientes variables:

- q = tasa promedio de llegada de vehículos al sistema (flujo) [veh/h] o [veh/s]
- Q = tasa promedio de descarga de la cola (capacidad) [veh/h] o [veh/s]
- t = período para el cual se asumen q y Q constantes [h] o [s]
- $x = q/Q$ = grado de saturación del sistema
- L_0 = número de vehículos en cola al inicio de t [veh]
- L_t = número de vehículos en cola al final de t [veh]

Se pueden diferenciar dos casos de evolución de la cola:

- $x < 1,0$. En este caso, la longitud de cola al final del período tiende a un valor de equilibrio; es decir, $L_t \rightarrow L_e$, en que L_e se calcula según la fórmula de Pollaczek-Kintchine.

$$L_e = x + \frac{cx^2}{1-x} \quad (3.5)$$

En esta expresión, c es un parámetro función del tiempo de servicio.

$$c = \frac{1}{2}(1 + C_{t_s}^2)$$

$$C_{t_s} = \frac{\sigma_{t_s}}{E(t_s)} \quad (3.6)$$

Donde C_{t_s} es el coeficiente de variación del tiempo de servicio t_s , σ_{t_s} es la desviación estándar y $E(t_s)$ es la esperanza del tiempo de servicio. En el caso de tiempos de servicio constantes, $C_{t_s} = 0$, luego $c = 0,5$. Y se ha visto que si los tiempos de servicio son aleatorios, entonces $c \approx 1$.

El tiempo que le toma a la cola alcanzar su longitud de equilibrio es:

$$t_e = \frac{1}{Q(1 + \sqrt{x})^2} \quad (3.7)$$

- $x \leq 1,0$. En esta situación, la cola aumentará en forma determinística en función del tiempo y $L_t < L_d$; en que:

$$L_d = L_0 + (x-1)Qt \quad (3.8)$$

Ambos casos, se representan en el gráfico de la figura 3.3 como líneas punteadas.

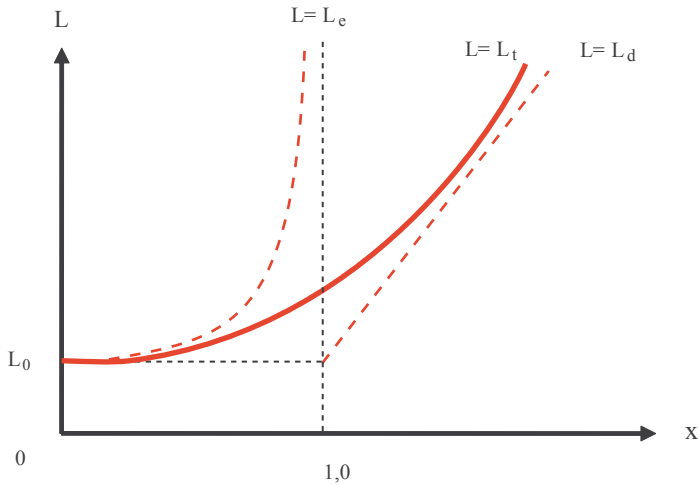


Figura 3.3. Longitudes de cola en función del grado de situación

En la figura, se observa que para $x=1,0$ y su vecindad la predicción de equilibrio y la determinística difieren bastante. Así, mientras $L_e = \infty$, $L_d = L_0$. En el mundo real, sabemos que no hay colas de longitud infinita, aun cuando $x=1,0$, pero tampoco se mantiene la longitud de cola inicial.

La solución a la discrepancia viene dada por la curva continua del gráfico, conocida como función transformada o transformada de Whiting (Kimber y Hollis, 1979). Esta curva transforma la asíntota $x = 1$ de la función L_e por la ecuación de L_d . Mediante esta transformación, la longitud de cola al final de un período t , L_t , queda dada por la expresión siguiente.

$$\begin{aligned}
 L_t &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{U_L^2 + V_L} - U_L \right) \\
 U_L &= \frac{(1-x)(Qt)^2 + (1-L_0)Qt - 2(1-c)(L_0 + xQt)}{Qt + (1-c)} \\
 V_L &= \frac{4(L_0 + xQt)[Qt - (1-c)(L_0 + xQt)]}{Qt + (1-c)} \tag{3.9}
 \end{aligned}$$

Se ha visto que L_t es una buena aproximación para t de no más de 15 minutos. Para un período más largo, este se puede dividir en lapsos de 10 a 15 minutos, haciendo que L_0 del nuevo período sea el L_t calculado en el período anterior.

Ejemplo 3.1. Calcular la longitud de cola que se forma en el acceso a una rotonda luego de 15 minutos, si al inicio de ese período no había cola. El flujo que accede a la rotonda es de 800 veh/h y la capacidad de entrada del acceso es de 1000 veh/h.

La rotonda opera como una intersección regulada con señal de prioridad; por lo tanto, $c = 1$. Como al inicio del período no había cola, entonces $L_0 = 0$. Con estos parámetros, las expresiones de U_L y V_L se reducen bastante.

$$U_L = (1 - x)Qt + 1$$

$$V_L = 4xQt$$

El grado de saturación del acceso es $x = 800/1000 = 0,8$ y el período de cálculo en unidades coherentes con el resto es $t = 0,25$ horas; luego, $U_L = 51$ y $V_L = 800$. De donde, $L_t = 3,66$. O sea, al final de los 15 minutos, habrá aproximadamente 4 vehículos en cola a la entrada de la rotonda.

3.3. Indicadores de estado de una cola

Además de la longitud de cola al final de un período, la curva transformada sirve para estimar las demoras promedio que sufren los vehículos. Hay más de una forma de calcular ese promedio.

En la figura 3.4 se representa la evolución del número de vehículos en una cola. La tasa de llegada de vehículos a la cola y la tasa de descarga de la cola se muestran como rectas de pendiente q y Q , respectivamente. Al inicio del período, hay una cantidad L_0 de vehículos en cola.

En la figura, el área entre la curva de llegadas y la de descarga es la demora total expresada en vehículos por unidad de tiempo: [veh-h] o [veh-s]. Corresponde a la suma de los tiempos que estuvo cada vehículo en la cola o, alternativamente, a la suma de la cantidad de vehículos que estuvo en cola en cada instante.

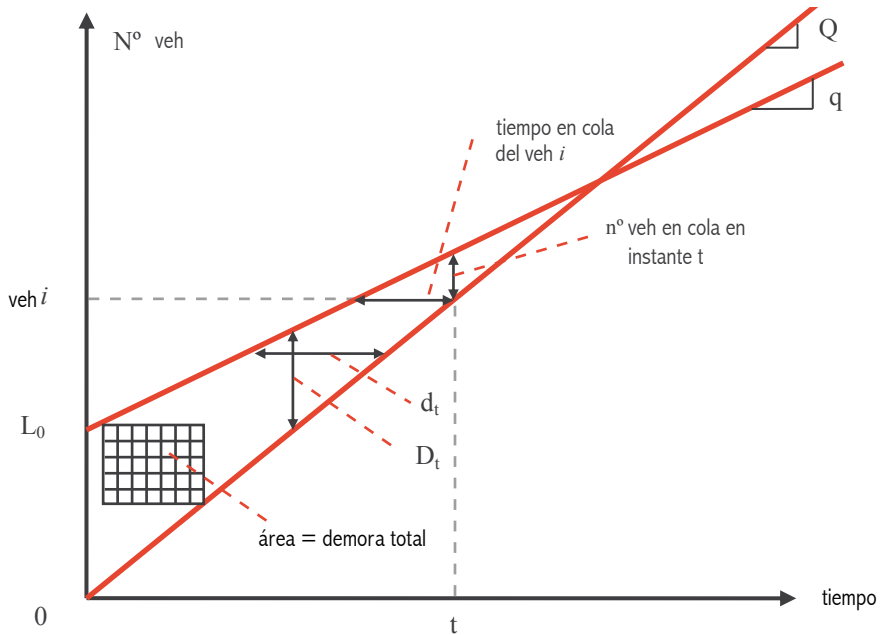


Figura 3.4. Indicadores de estado de una cola

La demora total se puede promediar de dos formas, lo que origina dos indicadores:

- D_t = tasa de demora por unidad de tiempo en el periodo t en [veh-h/h], [veh-s/s] o [veh]. Es la demora total dividida por la duración del periodo t . Gráficamente, corresponde a la altura promedio del área achurada en la figura.

- d_t = demora promedio por vehículo en el periodo t en [veh-h/veh], [veh-s/veh], [h] o [s]. Es la demora total dividida por el número de vehículos que hubo en cola en el periodo t . Representa el ancho promedio del área achurada de la figura.

Del gráfico, la tasa de demora por unidad de tiempo D_t puede interpretarse como la longitud promedio de cola en el periodo $[0, t]$. Así, la demora promedio por vehículo d_t se relaciona con la tasa de demora mediante la fórmula de Little: $W = L/\lambda$; luego:

$$d_t = \frac{D_t}{q} \tag{3.10}$$

Tanto D_t como d_t se pueden obtener de la función transformada por las siguientes fórmulas.

$$\begin{aligned}
 D_t &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{U_D^2 + V_D} - U_D \right) \\
 U_D &= \frac{(1-x)(Qt)^2 - 2(L_0 - 1)Qt - 4(1-c)(L_0 + xQt)}{2[Qt + 2(1-c)]} \\
 V_D &= \frac{2(2L_0 + xQt)[Qt - (1-c)(2L_0 + xQt)]}{Qt + 2(1-c)} \quad (3.11)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_t &= \frac{1}{2} \left(\sqrt{U_d^2 + V_d} - U_d \right) \\
 U_d &= \frac{t}{2}(1-x) - \frac{1}{Q}(L_0 - c + 2) \\
 V_d &= \frac{2}{Q} \left[(1-x)t + cxt - 2(1-c) \left(\frac{L_0 + 1}{Q} \right) \right] \quad (3.12)
 \end{aligned}$$

Ejemplo 3.2. Para la rotonda del ejemplo 3.1, calcular la demora promedio por vehículo y la tasa de demora por unidad de tiempo en el mismo período de 15 minutos.

Para la demora promedio por vehículo d_t , las expresiones de U_d y V_d se reducen tal que:

$$\left. \begin{aligned}
 U_d &= \frac{t}{2}(1-x) - \frac{1}{Q} = 0,024 \\
 V_d &= \frac{2t}{Q} = 0,0005
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow d_t = 0,0044 \left[\frac{veh - h}{veh} \right] \approx 16 [s]$$

En el caso de la tasa de demora D_t se tiene:

$$\left. \begin{aligned}
 U_D &= \frac{Qt}{2}(1-x) + 1 = 26 \\
 V_D &= 2xQt = 400
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow D_t = 3,4 \left[\frac{veh - h}{h} \right] \approx 3 [veh]$$

De ambos resultados, se puede comprobar que $d_t = D_t / q$:

$$d_t = \frac{3,4 \text{ [veh} - h / h\text{]}}{800 \text{ [veh} / h\text{]}} = 0,0043 \text{ [h]} \approx 16 \text{ [s]}$$

3.4. Demoras, colas y detenciones en intersecciones

La curva transformada sirve para calcular las colas y demoras en intersecciones reguladas con señal de prioridad y rotondas. También se usa en semáforos cuando se produce sobreesaturación eventual. Estos y otros casos especiales se tratan separadamente a continuación.

3.4.1. Intersecciones con semáforos

El proceso cíclico de un semáforo hace que, al igual que la capacidad, el cálculo de las demoras, colas y detenciones sea más simple, siempre que no haya sobreesaturación. Si la hay, se recurre a la función transformada, como se muestra más adelante.

a) Componente uniforme de la demora

Se entiende por componente uniforme de la demora o simplemente demora uniforme a aquella que se produce si el flujo q es sistemáticamente menor que la capacidad Q , suponiendo que q y Q son constantes durante un ciclo y que no hay cola al inicio del rojo. Esta situación se muestra en la siguiente figura.

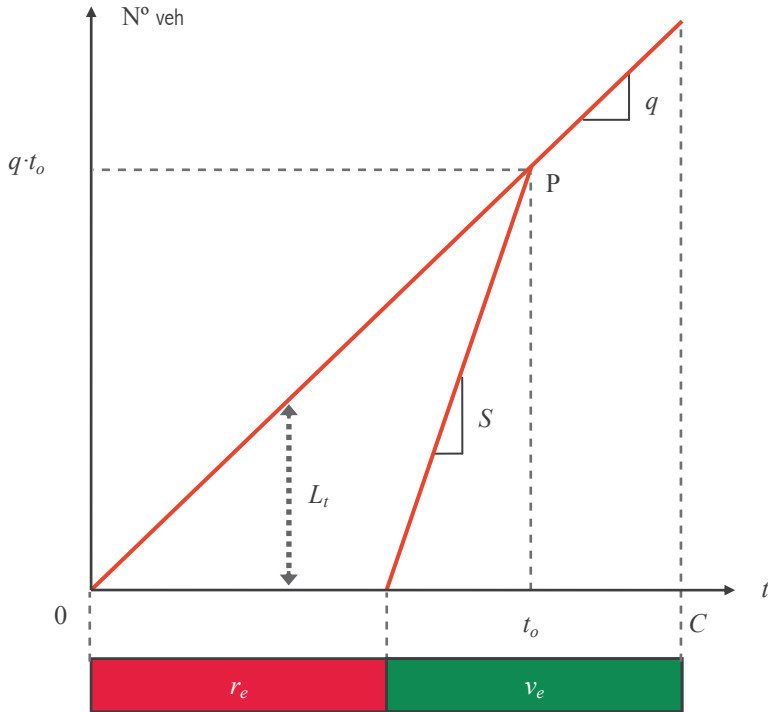


Figura 3.5. Funcionamiento de semáforo no saturado

En la figura, las pendientes de las rectas son las tasas de llegada q de vehículos y de descarga S de la cola. El ciclo C se ha dividido en un período de rojo efectivo r_e y otro de verde efectivo v_e . La longitud de cola se representa por L_t , la que se disipa en el instante t_0 del ciclo. La cantidad de vehículos que han llegado hasta ese momento es qt_0 .

La demora total en un ciclo, ΔC [veh-h], es el área entre la curva de arribos y de descarga, representada por el área del triángulo de base r_e y altura qt_0 .

$$\Delta_C = \frac{1}{2} qt_0 r_e \quad (3.13)$$

Para calcular el valor de t_o , sabemos que en el punto P se debe cumplir que la cantidad de vehículos que llega es igual a la que se descarga; luego:

$$qt_o = S(t_o - r_e) \Rightarrow t_o = \frac{r_e S}{S - q} \quad (3.14)$$

Obviamente, $r_e = (C - v_e)$ y sabemos que $u = v_e / C$ es la razón de verde efectivo. Definiendo $y = q / S$ como el factor de carga, se tiene que:

$$t_o = \frac{C(1-u)}{(1-y)} \quad (3.15)$$

$$\Delta_c = \frac{qC^2(1-u)^2}{2(1-y)} \quad (3.16)$$

Con la demora total, se pueden conocer las componentes uniformes, la tasa de demora por unidad de tiempo, DU [veh-h/h], y de la demora promedio por vehículo, du [veh-h/veh], en un ciclo.

$$DU = \frac{\Delta_c}{C} = \frac{qC(1-u)^2}{2(1-y)} \quad (3.17)$$

$$du = \frac{DU}{q} = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} \quad (3.18)$$

b) Componente excedente de la demora

Cuando no se satisfacen los supuestos de demora uniforme, aparecen componentes de demora adicionales a las uniformes. A estos se les llaman demoras excedentes o demoras por efectos aleatorios y de sobresaturación. Para entender de qué se tratan, asúmase que hay variaciones aleatorias del flujo durante el ciclo (figura 3.6).

En la figura, se observa que la demora puede ser mayor o menor que la calculada asumiendo un flujo constante (línea punteada) y que, aun cuando $q < Q$, la cola no se disipa durante el verde efectivo, quedando N_0 vehículos atrapados en el rojo siguiente. O sea, hay fluctuaciones aleatorias y sobresaturación en ese ciclo.

A N_0 se le denomina cola excedente y corresponde al número de vehículos que queda en cola al final del verde efectivo. Como es una magnitud que proviene de fluctuaciones aleatorias, en su cálculo puede usarse la curva trasformada, asumiendo que $L_0 = 0$ al inicio del rojo efectivo, como se muestra en la figura.

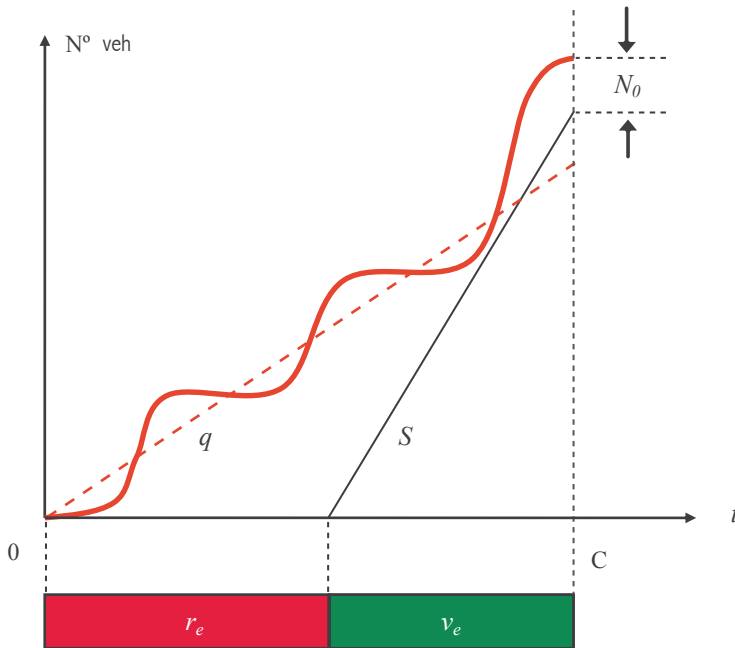


Figura 3.6. Efectos aleatorios y de sobresaturación en semáforo

Varios autores han usado aproximaciones para el cálculo de N_0 . Éstas se pueden resumir en la siguiente expresión:

$$N_0 = \begin{cases} \frac{Qt}{4} \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8k(x-x_0)}{Qt}} \right] & \text{si } x > x_0 \\ 0 & \text{si } x \leq x_0 \end{cases} \quad (3.19)$$

Donde x_0 y k son parámetros: x_0 es el grado de saturación a partir del cual los efectos aleatorios comienzan a ser importantes; k depende de la aproximación usada. Sus valores y software en que se usan se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 1.3. Parámetros para el cálculo de la cola excedente

Autor	x_0	K	Software
Webster (1966)	0	$x/2$	—
Mc Neil (1968)	0	$1/2$	TRANSYT, HCM
Akcelik (1981)	$0,67+S \cdot V_e / 600$	$3/2$	SIDRA
Rouphail (1991)	0,5	$1,22(S \cdot V_e)^{-0,22}$	—

Independiente de la aproximación, todas dan similares resultados para grados de saturación alrededor de 0,9. Además, se ha observado que si $x < 0,7$, entonces $N_0 \rightarrow 0$ y no es necesario su cálculo.

Sean las siguientes demoras promedio por efectos aleatorios y sobresaturación:

- DAS = tasa media de demora por aleatoriedad y sobresaturación [veh-h/h], [veh-s/s]
- das = demora promedio por vehículo por las mismas causas [veh-h/veh], [veh-s/veh]

Dado que la tasa de demora se interpreta como una longitud de cola promedio, y producto de lo observado respecto de la magnitud de N_0 , se pueden establecer las siguientes relaciones.

$$DAS = N_0 x \tag{3.20}$$

$$das = \frac{DAS}{q} = \frac{N_0}{Q} \tag{3.21}$$

c) Demora total

La demora total en un acceso semaforizado será la suma de las demoras asumiendo condiciones uniformes, más aquellas que se originan por efectos aleatorios y sobresaturación. Sean D y d el valor total de la tasa de demora y la demora promedio por vehículo; entonces:

$$D = DU + DAS = \frac{qC(1-u)^2}{2(1-y)} + N_0x \quad [\text{veh} - h / h] \quad (3.22)$$

$$d = du + das = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} + \frac{N_0}{Q} \quad [\text{veh} - h / \text{veh}] \quad (3.23)$$

La interpretación de la demora total se puede observar en la siguiente figura.

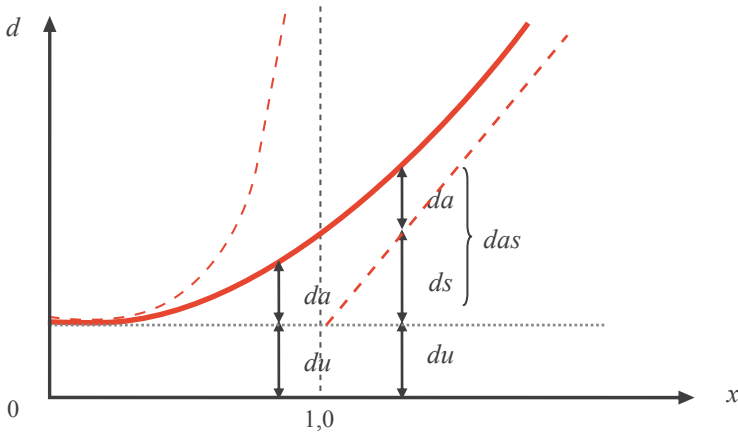


Figura 3.7. Componentes de la demora promedio en semáforos

En la figura, se ha graficado el total de la demora promedio por vehículo d en función del grado de saturación x . Sea da la demora por efectos aleatorios solamente y ds la correspondiente solo debido a sobresaturación. Por lo tanto, $das = da + ds$; luego, $d = du + das$. Se observa que para $x < 1$, $ds = 0$ y solo aparecen las componentes du y da . En caso contrario, las tres componentes están presentes y, cuanto mayor sea x , menor es da y más peso tiene ds en la demora total.

Ejemplo 3.3. Calcular la demora promedio por vehículo en un acceso a una intersección regulada con un semáforo que opera con un ciclo de 100 segundos y una razón de verde efectivo de 0,6 para el acceso. El flujo que llega por el acceso es de 576 veh/h y el flujo de saturación de este es de 1600 veh/h.

Se pide la demora total $d = du + das$. Para el cálculo de la demora uniforme se tiene que $y = q/S = 0,36$, $u = 0,6$ y $C = 100$; luego:

$$du = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} = \frac{100(1-0,6)^2}{2(1-0,36)} = 12,5 \text{ [s]}$$

Para la componente aleatoria y por sobresaturación, hay que elegir alguna de las aproximaciones de la tabla 3.1. Con la de Akçelik, hay que calcular x_0 . Como la razón de verde efectivo es 0,6 y el ciclo vale 100 segundos, entonces $v_e = 60$ segundos. En consecuencia:

$$x_0 = 0,67 + \frac{S \cdot v_e}{600} = 0,67 + \frac{1600(60/3600)}{600} = 0,71$$

Por su parte, el grado de saturación del acceso es:

$$x = \frac{q}{u \cdot S} = \frac{576}{0,6 \cdot 1600} = 0,60$$

Luego, $x < x_0$, por lo tanto, $N_0 = 0$. En consecuencia, $das = 0$ y $d = 12,5$ [s].

Un enfoque alternativo al cálculo del total de la demora promedio por vehículo es la llamada *fórmula de Webster* (Webster y Cobbe, 1966), válida para $x < 1,0$. Utiliza la aproximación de Pollaczek-Kintchine para el cálculo de la demora aleatoria (da):

$$da = \frac{x^2}{2q(1-x)} \tag{3.24}$$

Como la fórmula de Webster está restringida al caso en que $x < 1,0$, no existe demora por sobresaturación (ds). Por lo tanto, la demora promedio total por vehículo total es:

$$d = du + da = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} \tag{3.25}$$

Webster encontró vía simulación que esta expresión sobrestima la demora, por lo que agregó un tercer término de corrección empírico. Posteriormente, se ha visto que el término de corrección es aproximadamente un 10% del valor de la demora total (Hutchinson, 1972). Por lo tanto, la fórmula de Webster queda finalmente:

$$d = 0,9 \left[\frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} \right] [veh - h / veh] \quad (3.26)$$

d) Longitud de cola

En semáforos, existen tres magnitudes de colas relevantes. La primera, es la cola excedente N_0 , que ya se discutió. La otra, es el largo de cola cuando se inicia el verde efectivo, llamada longitud máxima de cola (N). Durante el verde, siguen llegando vehículos que se unen al final de la cola máxima, si este no se ha puesto en movimiento. Esta magnitud es la máxima extensión de la cola (N_m), en inglés, *maximum back of queue*. Estas tres magnitudes se muestran en la figura 3.8.

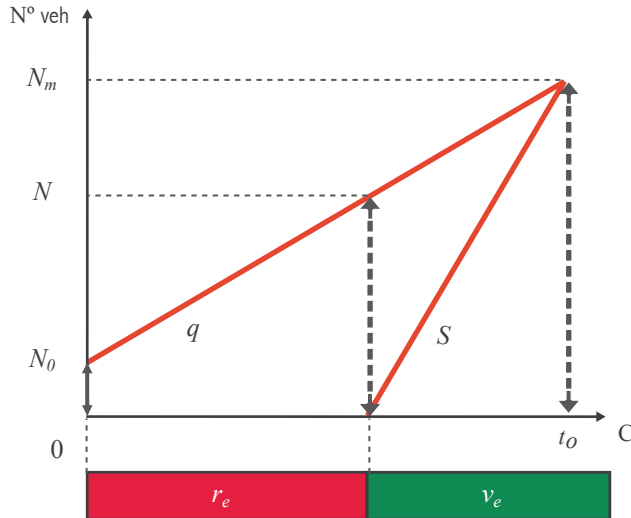


Figura 3.8. Magnitudes de colas en semáforos

Observando el gráfico, se concluye que:

$$N = N_0 + qr_e \quad (3.27)$$

$$N_m = N_0 + qt_o \quad (3.28)$$

Como $r_e = (C - v_e)$ y usando la expresión de t_o derivada más arriba, se llega a que:

$$N = qC(1-u) + N_0 \quad (3.29)$$

$$N_m = \frac{qC(1-u)}{(1-y)} + N_0 \quad (3.30)$$

e) Número de detenciones

Las detenciones en un semáforo importan porque cada una implica un proceso de frenado y aceleración de un vehículo, el cual consume combustible y contamina más que en la etapa de movimiento a velocidad constante o en ralenti (motor funcionando con el vehículo detenido).

El número de detenciones en un semáforo es equivalente a los vehículos que se unen a la cola que se forma en cada acceso. Por lo tanto, el número de vehículos que se detiene al menos una vez son los que estaban detenidos del ciclo anterior, o sea, los que formaban parte de la cola excedente, más aquellos que llegan durante el rojo, más los que se unen a la cola durante el verde. Esta cantidad es la misma que el n_m definido arriba. De este total, se pueden derivar valores promedio:

- H = tasa de detenciones por unidad de tiempo [det/h]
- h = número medio de detenciones por vehículo [det/veh]

Tanto H como h tienen interpretaciones similares a D y d ; por lo tanto:

$$H = \frac{N_m}{C} = \frac{q(1-u)}{(1-y)} + \frac{N_0}{C} \quad [det/h] \quad (3.31)$$

$$h = \frac{H}{q} = \frac{(1-u)}{(1-y)} + \frac{N_0}{qC} \quad [det/veh] \quad (3.32)$$

Las fórmulas anteriores derivan del modelo binario de funcionamiento de un semáforo. En capítulos anteriores, se vio que esto equivale a suponer trayectorias espacio-temporales lineales de los vehículos. En la figura 3.9, hay un semáforo en la posición s_0 cuyo funcionamiento se muestra en la parte inferior. El vehículo 1 se detuvo durante un lapso d . El vehículo 2, sin embargo, redujo su velocidad y luego aceleró. No obstante, al considerar trayectorias s - t lineales, se predice una detención inexistente. Debido a esto, se ha visto que las fórmulas de H y h sobreestiman las detenciones en aproximadamente un 10%. Por ende, se recomienda aplicarles un factor de corrección igual a 0,9 (Akçelik, 1993).

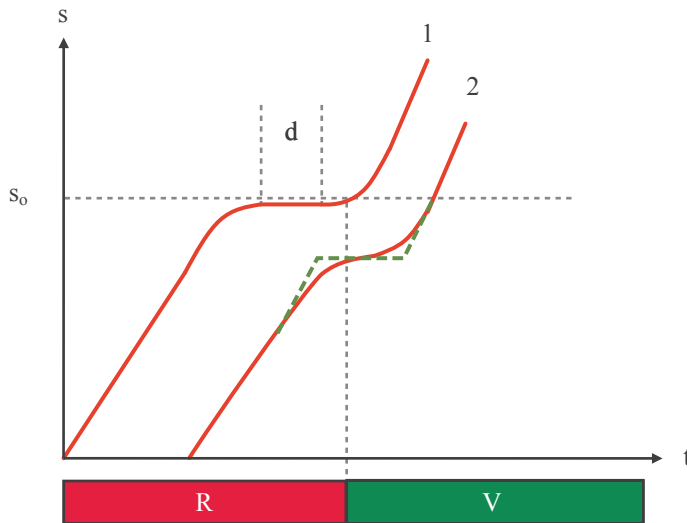


Figura 3.9. Ejemplo de sobreestimación de demoras

3.4.2. Intersecciones no semaforizadas

Como se dijo más arriba, el cálculo de la longitud de cola y demoras en el caso de cruces regulados con señal de prioridad puede hacerse mediante la curva transformada. Las demoras, no obstante, pueden también estudiarse mediante el enfoque de brechas que se vio en capítulos anteriores. Este, además, sirve al cálculo del número de detenciones.

a) Demora

Desde una perspectiva de brechas, la demora en un cruce no semaforizado puede estudiarse como “clientes” (vehículos o peatones) que esperan por una brecha de tamaño apropiado en un flujo prioritario de vehículos para poder cruzar.

En la figura 3.10, se esquematiza esta situación, en donde q_p es el flujo prioritario, Q_p la capacidad de la vía prioritaria y θ es la proporción de vehículos que llegan en pelotón por la vía prioritaria. Se asume que los intervalos de tiempo entre vehículos de la vía principal tienen la siguiente distribución (Cowan, 1975):

$$F(h) = 1 - (1 - \theta)e^{-\gamma(h-\Delta)}, \quad h \geq \Delta \tag{3.33}$$

Donde $\Delta = 1/Q_p$ y $\gamma = q_p(1 - \theta)/(1 - \Delta q_p)$.

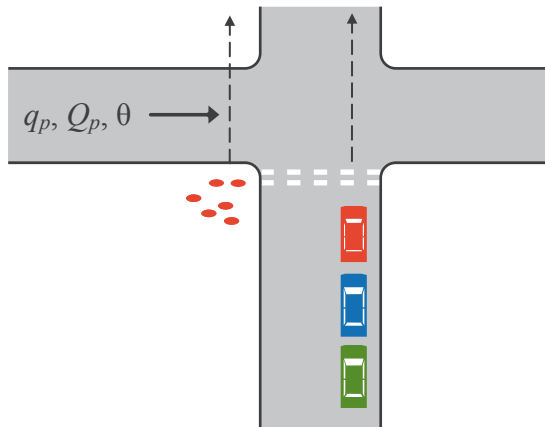


Figura 3.10. Cruce por brechas sobre un flujo prioritario

Si τ es la brecha crítica (mínima) para cruzar, se puede encontrar una fórmula general para estimar la demora media por cliente —vehículo o peatón— (TRB, 1992):

$$d = \frac{e^{\gamma\tau} - 1}{q_p(1 - \theta)} + \frac{q_p\Delta^2(1 + \theta)}{2(1 - \theta)} - \tau \tag{3.34}$$

Si $\theta = \Delta q_p = q_p/Q_p = x_p$, es decir, se asume que la proporción de vehículos en pelotón por la vía prioritaria es igual a su grado de saturación, entonces $\gamma = q_p$. La ecuación anterior se reduce a:

$$d = \frac{e^{q_p \tau} - 1}{q_p (1 - x_p)} + \frac{x_p (1 + x_p)}{2Q_p (1 - x_p)} - \tau \quad (3.35)$$

Si además se supone que $\Delta = 0$, entonces $x_p = 0$ y se llega a la fórmula de Adams (1936):

$$d = \frac{e^{q_p \tau} - (1 + q_p \tau)}{q_p} \quad (3.36)$$

Cualquiera se la expresión de la demora promedio por cliente que se use, la tasa de demora por unidad de tiempo será $D = q_s d$, donde q_s es el flujo de clientes que quiere cruzar.

b) Detenciones

El número de detenciones en intersecciones no semaforizadas dependerá del tipo de señal de prioridad que exista. Si hay señal "Pare", todo vehículo se detendrá al menos una vez. Si la señal es "Ceda el Paso", solo habrá detención si el intervalo entre vehículos en el flujo principal es menor que la brecha crítica. La probabilidad o proporción de ocurrencia de esto es:

$$P(h < \tau) = F(h) = 1 - (1 - \theta) e^{-\gamma(h - \Delta)} \quad (3.37)$$

Si $\theta = \Delta q_p = x_p$, la proporción de vehículos que se detiene en cada caso es:

$$h \geq \begin{cases} 1 & , \text{ Pare} \\ 1 - (1 - x_p) e^{-(x_p - q_p \tau)} & , \text{ Ceda el paso} \end{cases} \quad (3.38)$$

La proporción h es el número de vehículos que se detiene sobre el total de vehículos que llega; es decir, el promedio de detenciones por vehículo [det/veh]. Por lo tanto, la tasa de detenciones por unidad de tiempo será $H = q_s h$ [det/h].

3.4.3. Demora geométrica en intersecciones

Una intersección es un elemento físico adicional a la vía. En ocasiones, estas tienen dimensiones no despreciables, en particular en el caso de diseños complejos como rotondas o enlaces de un cruce a distinto nivel. En estos casos, el tiempo adicional requerido para salvar la intersección cobra importancia. A este tiempo adicional, se le conoce como *demora geométrica* (d_g)

La demora geométrica se compone del tiempo adicional por aceleración y frenado ante la intersección, y del tiempo adicional de viaje al interior de la intersección. Se han usado dos enfoques para tratar el tema de la demora geométrica en intersecciones:

- modelos sintéticos, que predicen la velocidad en distintos puntos de la intersección según variables geométricas (figura 3.11).
- análisis por categorías, que pronostican la demora geométrica según el tipo de intersección y movimiento.

Los resultados de ambos tipos de enfoques se muestran en las tablas siguientes (para detalles, ver McDonald *et al.*, 1984).

Tabla 3.2, Demora geométrica según categoría de intersección y movimiento

Tipo de Intersección	Tipo de movimiento					
	Viraje derecha		Viraje izquierda		Movimiento directo	
	Secundario	Prioritario	Secundario	Prioritario	Secundario	Prioritario
Prioridad	7,8	5,7	10,6	6,5	12,2	0
Rotonda	10		28		11	0
Desnivel	13		31		11	0
Diamante	15		19		0	0

Tabla 3.3. Velocidades en intersecciones según modelos sintéticos [m/s]

Velocidad	Tipo intersección	Movimiento	Relación
V_B, V_C	Prioritaria y diamante	PD, PI, SD	$V_B=V_C=1,67(ER)^{0,5}$
		SI, SA	$V_B=V_C=3$
		PA	$V_B=V_A; V_C=V_D$
V_{BC}	Prioritaria y rotonda	SA	$V_{BC}=0,5 (V_B+V_C)$
		SD	$V_{BC}=0,84 [(ER)^{0,5}+(XR)^{0,5}]$
		SA (rotonda)	$V_{BC}=0,40Y+2,43$
		SI	$V_{BC}=0,96(DCI)^{0,5} +2,03$

P = desde vía prioritaria

S = desde vía secundaria

D = viraje derecha

I = viraje izquierda

A = movimiento directo

ER = radio de entrada [m]

XR = radio de salida [m]

$Y = \frac{1}{2} (V_A+V_D)$

DCI = diámetro del círculo inscrito [m]

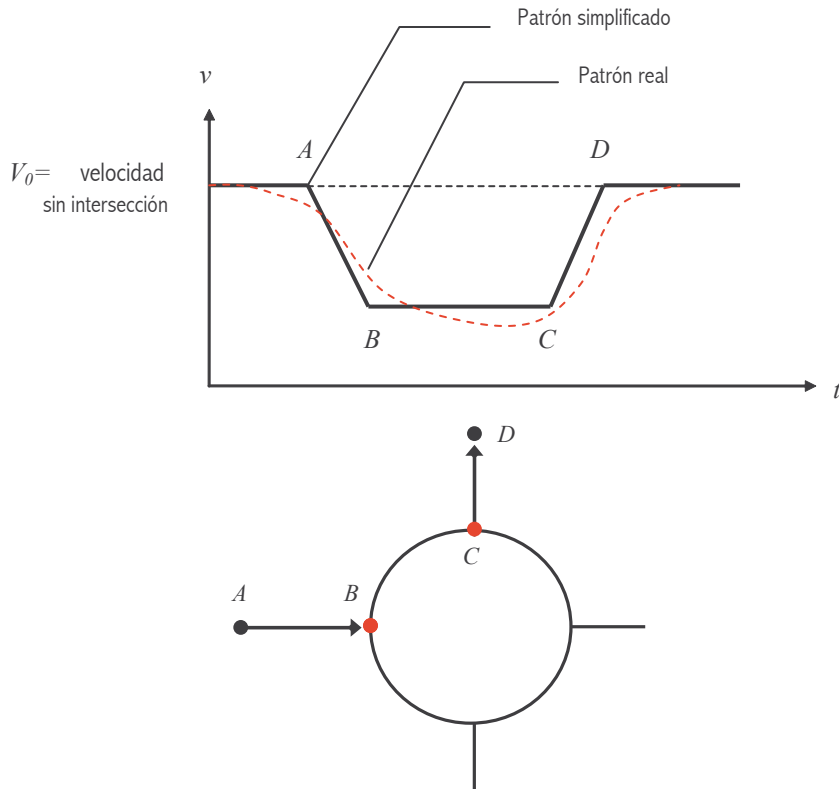


Figura 3.11. Patrón de velocidad en una intersección compleja

3.5. Demoras y colas en estaciones de transporte público

En transporte público, las paradas en estaciones o paraderos son frecuentes, y afectan sensiblemente la velocidad de los vehículos. En toda estación de transferencia, hay tres fuentes de demora:

- en cola a la entrada de la estación;
- geométrica por acceso y egreso de la estación; y,
- por permanencia en la estación.

La demora en cola depende del grado de saturación de la estación. Conociendo la capacidad y el flujo por la estación, se puede calcular mediante la curva transformada.

En sistemas de transporte público, como metros o trenes suburbanos, la operación es esencialmente determinística y se diseña para que no se produzcan colas en las estaciones. Solo hay demora geométrica y por permanencia. Sistemas del tipo tranvías tienen características un poco más aleatorias, pues su paso por vías e intersecciones introduce fluctuaciones en sus llegadas a las estaciones.

El caso más complejo, no obstante, es el de los paraderos de buses. La circulación de buses urbanos puede ser interrumpida tanto en intersecciones (al igual que el resto del tráfico) como en paraderos, lo que aumenta sus demoras y reduce su velocidad comercial (velocidad promedio de viaje, incluidas detenciones). En lo que sigue, se aborda este problema.

Sea T_t el tiempo total que demora un bus en recorrer un tramo de longitud L , este tiempo puede ser desagregado en tres componentes principales:

- tiempo consumido en movimiento (T_m)
- demoras en intersecciones (T_i)
- demora en paraderos (T_p)

Luego:

$$T_t = T_m + T_i + T_p \quad (3.39)$$

Dada esta relación, la velocidad comercial de un bus (V_c) puede ser expresada como:

$$V_c = \frac{L}{T_t} \quad (3.40)$$

Luego, es claro que el número de detenciones influye sobre la velocidad comercial de los buses. Así, se ha encontrado que V_c se puede explicar mediante la siguiente relación:

$$V_c = V_r e^{-\alpha f_d} \quad (3.41)$$

Donde f_d es la frecuencia de detenciones por distancia debido a cualquier causa [det/km]; V_r , y α son parámetros a calibrar.

Ajustes con datos de Santiago han mostrado correlaciones del orden del 93% para esta relación, encontrándose los siguientes valores de parámetros: $V_r = 35$ km/h y $\alpha = 0,144$ (Fernández y Valenzuela, 2003). Lo interesante es que, con frecuencias de detención similares a las de un sistema de metro (1,0 a 1,3 det/km), los buses tienen la potencialidad de lograr velocidades comerciales comparables a la de ese sistema (30 a 32 km/h). Esto se muestra en la figura 3.12.

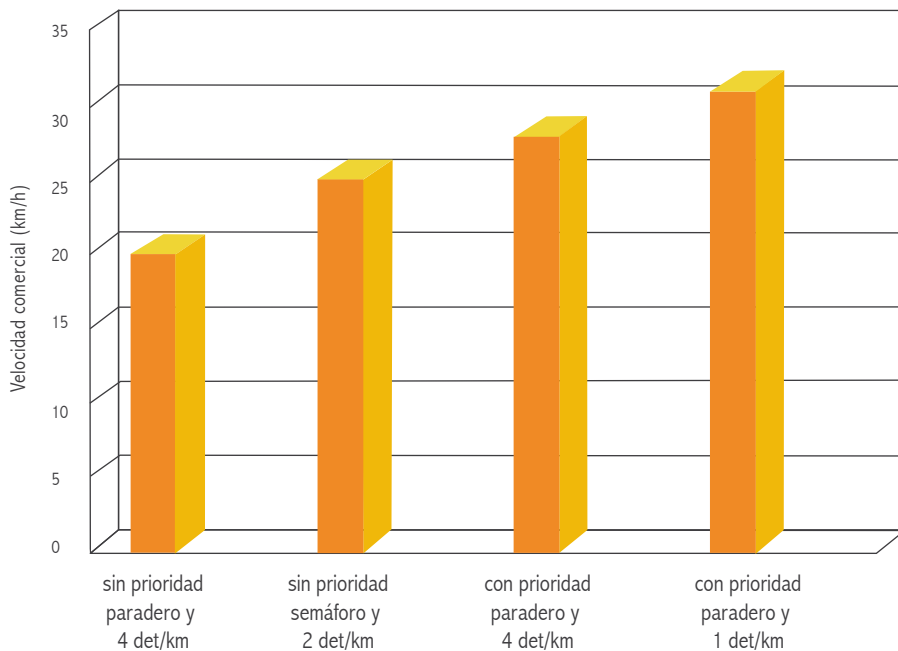


Figura 3.12. Velocidad comercial de los buses en distintos escenarios

La expresión del tiempo total de viaje se puede descomponer aún más:

$$T_i = \frac{L}{V_r} + N_i d_i + N_p (d_o + d_c) \quad (3.42)$$

Donde:

V_r = velocidad de recorrido (o cruce) en el tramo

d_i = demora en intersecciones

d_o = demora por operaciones de transferencia de pasajeros

d_c = demora por congestión del paradero

N_i = número de intersecciones en el tramo

N_p = número de paraderos en el tramo

L = longitud del tramo

Así, la eficiencia en la operación de los buses en el tramo dependerá, además de la velocidad en movimiento, de la demora experimentada en cada dispositivo vial donde los buses sufren detenciones y del número de esos dispositivos a lo largo de la ruta.

Luego, para un elemento k (intersección o paradero) su demora d_k será:

$$d_k = (\delta_k + l_k)h_k \quad (3.43)$$

Donde:

δ_k = demora por vehículo detenido en el elemento k

$l_k = V_r/l\gamma$ = tiempo medio perdido por detención en el elemento k

γ = media armónica tasa aceleración y frenado de los vehículos

h_k = número medio de detenciones por vehículo en el elemento k

Hasta ahora, se han analizado las herramientas para determinar h_i y d_i para diferentes formas de regulación. También se puede expresar analíticamente d_o en el caso de paraderos de sitio único y sin congestión; o sea, donde $h_p = 1$. La demora promedio por bus en ese caso puede expresarse como:

$$d_o = \delta_o + l_o = t_p + t_l \quad (3.44)$$

Donde t_p es el tiempo transfiriendo pasajeros y t_l es el tiempo de aceleración y frenado, condicionado por el tipo de buses y forma de conducción.

El tiempo t_p transfiriendo pasajeros depende de la cantidad de pasajeros que suben y bajan de cada bus en el paradero. En capítulos anteriores, se vio que este tiempo se puede expresar como:

$$t_p = \beta_0 + \max_{i=puerta} \{ \beta_1 P_{si} + \beta_2 P_{bi} \} \quad (3.45)$$

Donde:

β_0 = tiempo muerto por detención —v.g. abrir/cerrar puertas— [s]

β_1 = tiempo marginal de subida por pasajero [s/pax]

β_2 = tiempo marginal de bajada por pasajero [s/pax]

p_{si} = número de pasajeros que sube al bus por la puerta i

p_{bi} = número de pasajeros que baja del bus por la puerta i

El conjunto $\{\beta_k\}$ de parámetros depende de múltiples factores; por ejemplo:

- del diseño de los vehículos: ancho de la puerta, altura de los escalones, áreas internas para la circulación y espera de pasajeros;
- del sistema de cobro de tarifa: por el conductor, por un cobrador, fuera del bus;
- del diseño del paradero: claridad en dónde esperar, altura andén, etcétera; y,
- del comportamiento de usuarios y conductores: uso del paradero y puertas del bus, entre otros.

A su vez, p_{si} y p_{bi} dependen de:

- el número y uso de puertas del bus;
- el número de detenciones al interior del paradero; y,
- la forma de llegada de pasajeros y buses al paradero.

Según experimentos de simulación (Gibson y Fernández, 1995), si las llegadas presentan aleatoriedad y aglutinación, la demora media y las colas son muy sensibles al grado de saturación x del paradero. La demora y colas crecen fuertemente para $x > 0,7$ y solo adopta valores aceptables para $x = 0,60$ a $0,65$. Es decir, la evolución de d con x se parece más a la de otras estaciones de transferencia (v.g., puertos) que a lo que ocurre en intersecciones o tramos de vías.

Las figuras 3.13 y 3.14 muestran la evolución de las demoras y colas con el grado de saturación en un paradero de 2 sitios, para varios casos que combinan subidas y bajadas de pasajeros y disciplina de uso del paradero. Se observa que para $x = 0,6$ la demora media por bus fluctúa entre 50 y 70 segundos, y que la longitud de cola es de 0,5 buses; es decir, en promedio, 1 bus en cola el 50% del tiempo. Similares resultados se obtienen si el paradero es de 3 sitios. Obsérvese que si el paradero funciona a una saturación del 90% —como es el caso de intersecciones— las demoras y colas serían elevadas: 2 a 3 minutos y 3 a 4 buses.

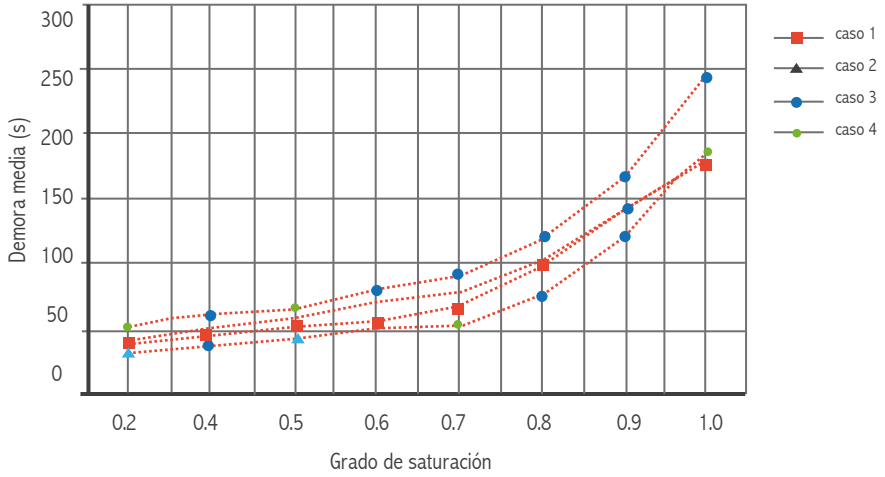


Figura 3.13. Curvas demora - saturación en paraderos

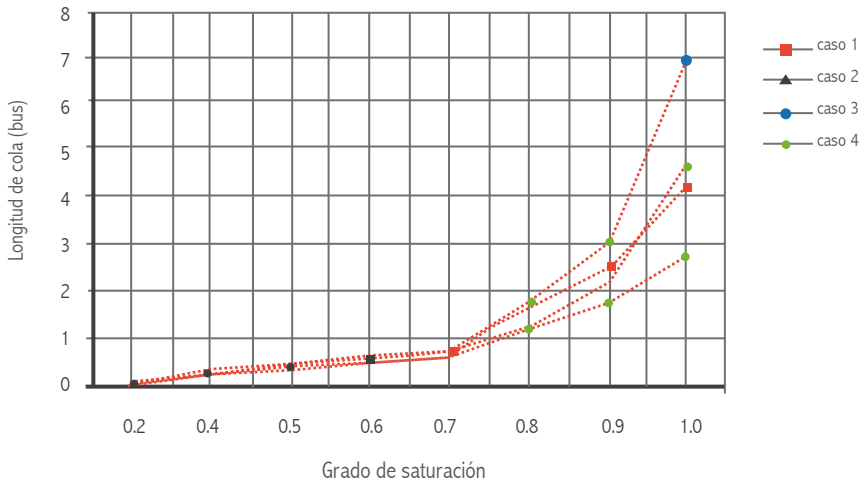


Figura 3.14. Curvas longitud de cola - saturación en paraderos

Referencias

Adams, W. F. (1936). Road traffic considered as a random series. *Journal of the Institution of Civil Engineers* 4, pp. 121-130.

Akçelik, R. (1993). *Traffic signals: capacity and timing análisis*. Australian Road Research board Ltd. Research Report 123 (Fifth Reprint).

Bronson, R. (1983). *Investigación de Operaciones*. Mexico: McGraw-Hill.

Cowan, J. R. (1975) Useful headway models. *Transportation Research* 9(6), pp. 371-375.

Fernández, R, y Valenzuela, E. (2003). A model to predict bus commercial speed. *Traffic Engineering and Control* 44(2), pp. 67-71.

Gibson, J. y Fernández, R. (1995). *Recomendaciones para el diseño de paraderos de buses de alta capacidad*. Apuntes de Ingeniería 18(1). Santiago: Ediciones Universidad Católica de Chile, pp. 35-50.

Hutchinson, T. P. (1972). Delay at fixed-time traffic signals II. Numerical comparison of some theoretical expressions. *Transportation Science* 6(3), pp. 286-305.

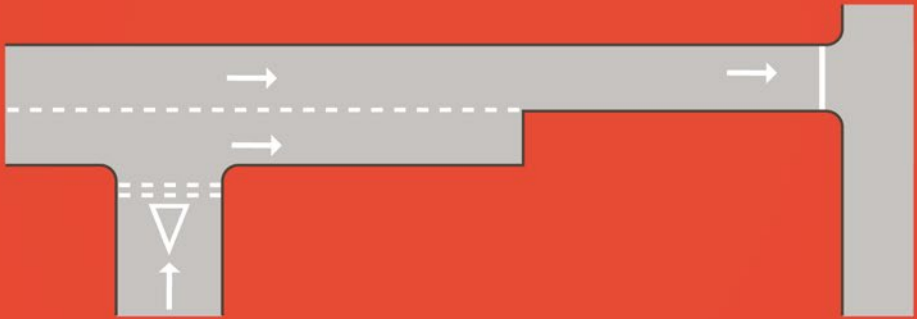
Kimber, R. M. y Hollis, E. M. (1979). *Traffic queues and delays at road junctions*. Laboratory Report LR 909. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

Law, A. M. y Kelton, W. D. (1991). *Simulation modeling and analysis*. Singapore: McGraw-Hill.

Mc Donald, M., Hounsell, N. y Kimber, R.M. (1984) *Geometric delay at non signalised intersections*. Special Report SR 810. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

TRB (1992). *Traffic Flow Theory – A State-of-the-Art Report*. Transportation Research Board, Special Report 165. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

Webster, F. V. y Cobbe, B.M. (1966). *Traffic signals*. Road Research Technical Paper Nº 56. London: HMSO.



4. Modelación de redes de tráfico urbano



4. Modelación de redes de tráfico urbano

4.1. Perspectiva de la modelación de redes viales

Una red es un conjunto de elementos organizados para un determinado fin. En el caso del tráfico, es el conjunto de vías y de sus intersecciones, que permiten la circulación de personas. Una red vial puede ser representada con distinto nivel de detalle de acuerdo con su objetivo. En cualquier caso, sin embargo, la representación involucra dos aspectos:

(a) una abstracción de los elementos físicos de la vialidad (caminos, calles, cruces, estaciones). Esta abstracción toma la forma de un grafo de arcos y nodos, donde los arcos son las vías y los nodos los lugares donde estas se intersecan o donde se producen detenciones.

(b) la representación del movimiento de objetos (vehículos, personas, cosas) sobre el grafo anterior. Es un modelo matemático que describe la cinemática de los objetos sobre el grafo.

Una discusión sobre los distintos niveles de representación de redes puede encontrarse en Ortúzar y Willumsen (1991). El problema deriva del tamaño del área bajo análisis, según se muestra a continuación.

En la figura 4.1, el área de estudio comprende una ciudad que se ha dividido en 6 zonas origen-destino, desde y hacia donde hay flujos de vehículos. En la representación de la red, los nodos son los centros de gravedad de cada zona, donde se asume que se generan y atraen flujos. Los arcos no corresponden físicamente a una vía en particular, sino al conjunto de éstas que unen cada zona. Para este nivel de detalle, la red no necesita ser más densa.

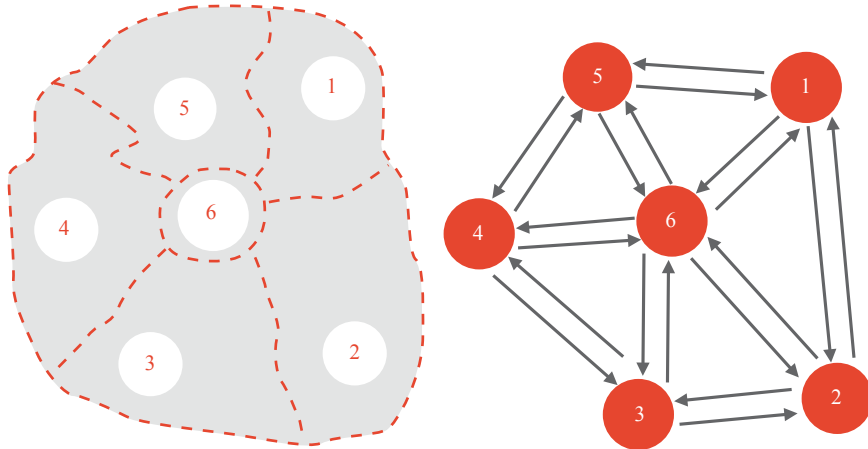
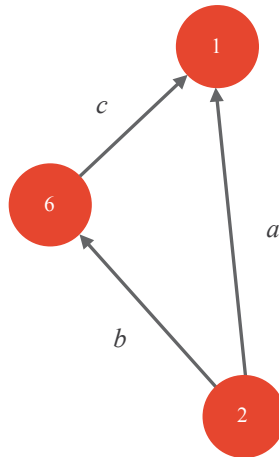


Figura 4.1. Zona de estudio y red vial asociada

En una red de este tipo, el comportamiento del tráfico puede ser representado por un tiempo de viaje constante para cada arco —v.g., dependiente de su longitud— o mediante una relación que hace depender al tiempo de viaje de la magnitud del flujo por cada arco, mediante curvas flujo-demora. Ejemplos son las relaciones BPR vistas en capítulos anteriores (TRB, 1992).

Uno de los objetivos de las relaciones flujo-demora para modelar redes poco densas es pronosticar la asignación de tráfico a las diferentes rutas para ir de un nodo a otro, como se muestra en el siguiente ejemplo.

Ejemplo 4.1. En la figura 4.1, se sabe que un total de 100 mil automóviles se desplazan desde la zona 2 a la 1 en un día laboral normal. Se quiere saber cómo se distribuyen estos vehículos en la red entre ese par de zonas, independientemente de los otros flujos en la red.



Para este ejemplo, se puede construir una subred como la de la figura, donde se han identificado los arcos que conforma las rutas para ir del nodo 2 al 1. Hay dos rutas: la ruta 1 se compone del arco a y la ruta 2 de los arcos b y c . Para cada uno de ellos, hay relaciones flujo-demora (en minutos) que se indican.

$$t_a = 10 + 0,2q_a$$

$$t_b = 8 + 0,3q_b$$

$$t_c = 4 + 0,1q_c$$

El arco a es más largo, por eso su tiempo de viaje a flujo libre es mayor (10 min) y el efecto marginal de cada 1000 veh/h hace aumentar el tiempo de viaje en 12 segundos (0,2 min). Los arcos b y c son más cortos, pero por cada 1000 veh/h adicionales el tiempo de viaje se incrementa en 18 segundos (0,3 min) en el arco b y solo 6 segundos (0,1 min) en el c , porque sus vías tienen mayor capacidad. Sean t_1 y t_2 los tiempos de viaje por la ruta 1 y 2, respectivamente, y q_1 y q_2 los flujos por cada ruta. Obviamente, $q_b = q_c = q_2$. Luego:

$$t_1 = 10 + 0,2q_1$$

$$t_2 = 12 + 0,4q_2$$

Se sabe que el flujo total que va del nodo 2 al nodo 1 son 100 mil veh/día; luego, en miles de vehículos por día, se debe cumplir que: $q_1 + q_2 = 100$. De donde, $q_1 = 100 - q_2$.

Según Wardrop (1952), en una red de transporte en estado de equilibrio, los flujos se reparten de tal forma que los tiempos de viaje por cada ruta alternativa son iguales y mínimos. En nuestro ejemplo, esto se traduce en que $t_1 = t_2$. Aplicando este principio —conocido como el primer principio de Wardrop— y reemplazando los resultados anteriores, se tiene:

$$10 + 0,2(100 - q_2) = 12 + 0,4q_2$$

$$\Rightarrow q_2 = 30$$

$$\Rightarrow q_1 = 70$$

En resumen, de los 100 mil veh/día que viajan entre la zona 2 y la 1, 30 mil lo hacen a través de la zona 6 (el centro) y 70 mil van por la ruta directa. Pero, en virtud del primer principio de Wardrop, todos se demoran lo mismo: 24 minutos.

Existe una profusa literatura sobre problemas en redes como el descrito en el ejemplo anterior que el lector puede consultar (v.g., Sheffi, 1985; Ortúzar y Willunsen, 1991). Una clasificación arbitraria de los distintos tipos de modelos que representan el tráfico en redes de dispositivos viales y algunos ejemplos de software se presenta en la tabla siguiente.

Tabla 4.1. Taxomanía de modelos de redes viales

Categoría de modelo	Cómo trata vehículos y cómo modela tráfico	Ejemplos de software	Aplicaciones típicas
Macroscópico	Como fluido continuo Modelo fluidodinámico Relación flujo-demora	TRIPS EMME/2 ESTRAUS	Asignación tráfico, evaluación de proyectos estratégicos (eg, metro)
Mesoscópico	En grupos vehículos Histogramas cíclicos flujo Dispersión tráfico en arcos	SATURN TRANSYT SCOOT	Coordinación semáforos, prioridad a buses, gestión de tráfico urbano
Microscópico	Vehículos individuales Modelos de seguimiento vehicular y cambio de pista	PARAMICS GETRAM SIGSIM, etc. ⁽¹⁾	Diseño y operación detallada de elementos viales (eg, intersecciones)

En este capítulo, nos referiremos a la modelación de tráfico en redes donde la mayor parte del tiempo de viaje se consume en sus nodos, más que en sus arcos, y estos nodos son frecuentes (cada 200 a 500 m en un plano). La característica de una red de este tipo es su densidad de nodos y arcos.

Un ejemplo de una red densa es un conjunto de calles, en el que los cruces están regulados por semáforos, señales de prioridad o rotondas. Abordaremos su modelación desde una perspectiva mesoscópica, debido a que es la base de software como TRANSYT (Vincent *et al.*, 1980) y SCOOT (Hunt *et al.*, 1981) que se utilizan en los sistemas de control de áreas de tráfico (SCAT). Los SCAT —llamados en inglés ATC (Area Traffic Control), UTC (Urban Traffic Control) y UTMC (Urban Traffic Management and Control)— son el estándar actual en la simulación, optimización y gestión del tráfico en áreas urbanas (IHT, 1997).

4.2. Modelación de elementos de redes urbanas

Considérese una porción de una red vial urbana, como la de la figura 4.2. La abstracción física o modelo de dicha porción de la realidad se puede hacer mediante un grafo de nodos y arcos, como en una red de transportes tradicional. Sin embargo, dependiendo de lo que se quiera estudiar, el grafo debe considerar distintos niveles de detalle (ver Allsop, 1983). Normalmente, los nodos son las intersecciones donde se juntan las vías, pero los arcos pueden tener más de una función.

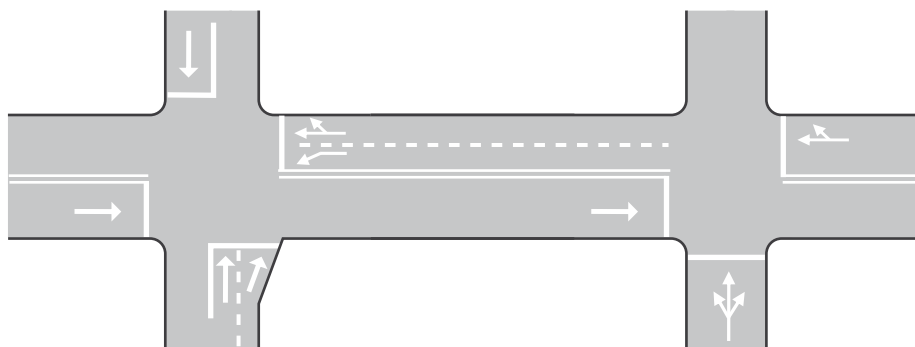


Figura 4.2. Porción de área de estudio de una red vial densa

En una primera instancia, en la que solo interesa mostrar los sentidos de las calles entre dos nodos adyacentes, los arcos de la red se pueden modelar como en la figura 4.3.

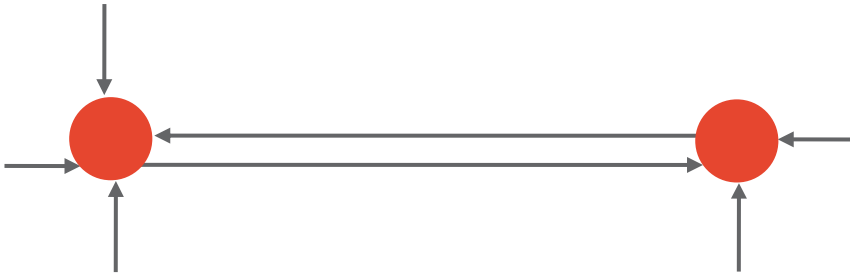


Figura 4.3. Representación gruesa de la vialidad urbana

Por el contrario, si interesa describir no solo los sentidos de circulación, sino que, además, distintos comportamientos en cada pista de circulación (v.g., velocidad), la red se vería como la de la figura 4.4. Este nivel de detalle es apropiado para modelar la gestión de tráfico en redes de semáforos con programas como TRANSYT.

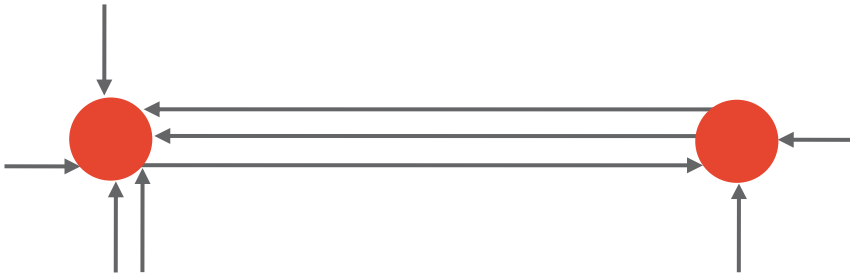


Figura 4.4. Representación detallada por pista de circulación

En consecuencia, una red urbana se modela mediante tres elementos que permiten distinguir aspectos físicos, topológicos, de funcionamiento de las intersecciones y del uso de pistas en una porción del espacio público. Estos elementos son tres: nodos, arcos y líneas de detención. A continuación, se describe cómo usar cada uno de ellos.

a) Nodos

Los nodos en una red para tráfico urbano cumplen dos funciones:

- definir la topología de la red
- identificar la forma como se regula el cruce de arcos:
 - semáforo
 - señal de prioridad
 - rotonda
 - cuello de botella o estrangulamiento

En programas como TRANSYT, un nodo semaforizado se muestra como un círculo con línea continua, como en las figuras anteriores. El resto, como círculos con línea punteada. En la figura 4.5, se muestra un ejemplo.

En la figura, el nodo 1 es una intersección regulada con señal de prioridad; por ende, se grafica con línea punteada. El nodo 2 es un estrangulamiento de la calzada, que reduce la capacidad de dos a una pista; por ello, también se dibuja punteado. Por último, el nodo 3 es una intersección semaforizada, lo que se representa con línea llena.

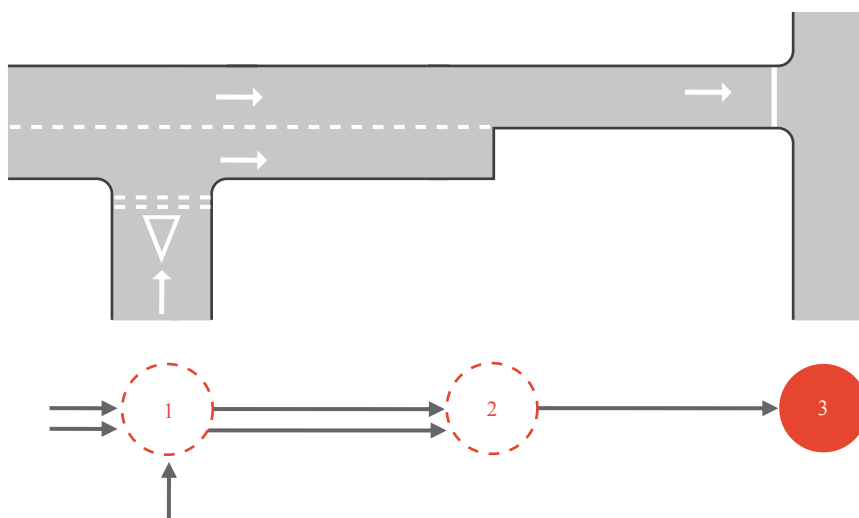


Figura 4.5. Diferenciación gráfica de nodos por tipo de regulación

b) Arcos

El objetivo de los arcos en una red es modelar porciones de la calzada, en donde los vehículos circulan o hacen determinadas maniobras. Las variables que caracterizan un arco son:

- longitud;
- flujo de vehículos;
- velocidad o tiempo de viaje; y,
- tipo de vehículo que lo usa.

Diferenciar arcos por su longitud es obvio. Sin embargo, como no todo arco es usado por un mismo tipo de vehículos, ni todos los vehículos se comportan igual en un mismo arco, hay dos alternativas:

- la primera es promediar las características de los vehículos de acuerdo con la composición del tráfico en cada arco. El resultado gráfico de esta estrategia es mostrar un arco único entre nodos.
- la segunda es reconocer las diferencias, lo que se muestra mediante arcos diferenciados, aun cuando exista una sola pista entre dos nodos.

La figura 4.6 ejemplifica una combinación de ambas estrategias. En la parte superior, se han modelado arcos separados en que cada uno refleja que por él circulan distintos tipos de vehículos: autos y buses. Para mostrar la diferencia, el arco de buses se presenta punteado. En la parte inferior, un arco representa dos pistas en las que se mezclan vehículos de distinto tipo, pero se ha separado otro arco por tener distinta característica física (longitud).

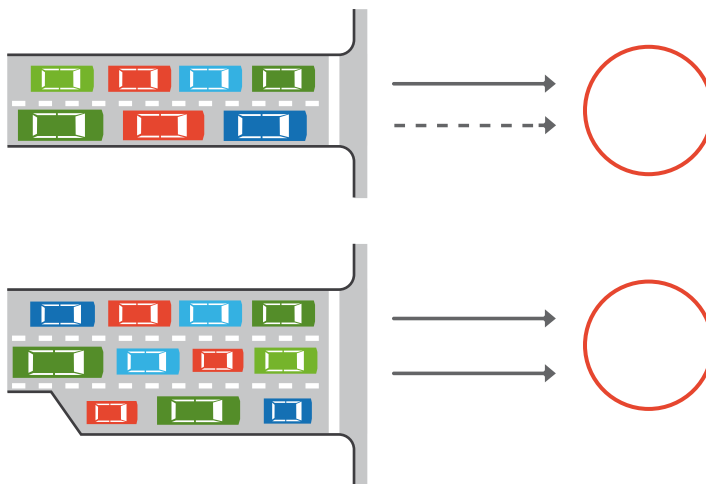


Figura 4.6. Diferenciación de arcos para varios objetivos

c) Líneas de detención

La función de la llamada línea de detención (LD) en una red de tráfico urbano es modelar la capacidad vial que, dependiendo de la forma de regulación del nodo, puede circular por un arco. Es, por ende, la interfaz entre el arco y el nodo. Esta se representa por una línea vertical entre el arco y el nodo.

Al igual que en los casos anteriores, al llegar al nodo, los vehículos hacen distintas maniobras: seguir derecho, virar a la derecha, virar a la izquierda. Como cada maniobra puede tener capacidades distintas, hay también dos alternativas:

- La primera es promediar las capacidades de cada movimiento, lo que da origen a una línea de detención compartida por varios arcos.
- La segunda es diferenciar capacidades por movimiento u otra razón, lo que lleva a dibujar líneas de detención separadas para cada arco.

En la figura siguiente, se muestra la estrategia de uso de línea de detención separadas o compartidas. En el primer caso, los arcos se han separado por tipo de vehículo, pero se ha usado una línea de detención compartida, porque todos ellos tienen verde en la misma

fase del semáforo. En el otro caso, se han dibujado líneas de detención separadas, porque, al tratarse de una intersección regulada con prioridad, cada movimiento tiene una capacidad distinta. Nótese que, en este último caso, se han dibujado dos arcos, ya que los vehículos harán colas separadas para cada viraje; en general, no se permite a un mismo arco poseer más de una línea de detención.

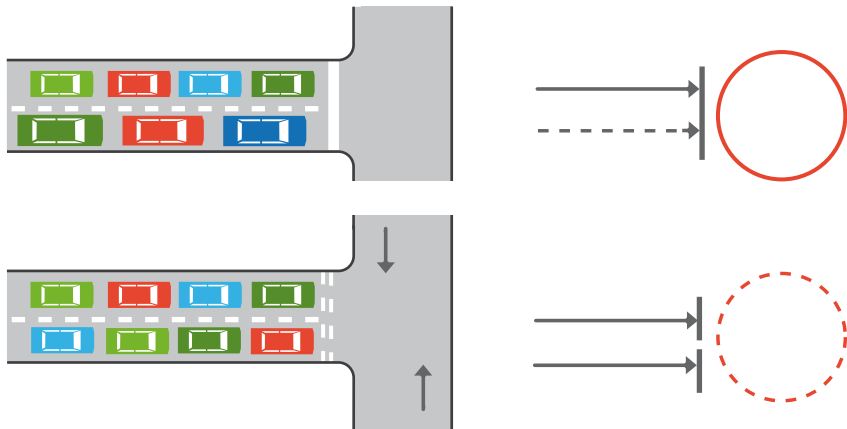


Figura 4.7. Uso de líneas de detención compartidas y separadas

El uso combinado de nodos, arcos y líneas de detención permite en un software como TRANSYT componer todos los elementos físicos de una red de tráfico urbano. En lo que sigue, se verá cómo modelar la circulación de los vehículos sobre una red de este tipo.

4.3. Modelación del tráfico en redes urbanas

Como se mencionó, a diferencia de una red de transporte tradicional, una red de tráfico urbano es densa en nodos. En este escenario, el suponer que los vehículos se comportan como un flujo constante en los arcos no es realista. Por el contrario, el tráfico en una red densa actúa como grupos de vehículos que se desplazan a lo largo de los arcos, producto de su retención frecuente en los nodos. En una condición como la descrita, relaciones analíticas como las curvas flujo-demora del ejemplo 4.1 no son apropiadas

para representar el comportamiento del tráfico. El problema, sin embargo, fue resuelto por Robertson (1969) mediante simulación computacional. Para ello, hace uso de dos mecanismos que se discuten más adelante: los histogramas cíclicos de flujo y el modelo de dispersión de tráfico.

4.3.1. Histogramas cíclicos de flujo

Un histograma cíclico de flujo (HCF) o cyclic flow profile es la distribución temporal de las pasadas de vehículos por una sección de una vía. El lapso sobre el cual se representa este histograma es igual al tiempo de ciclo de los semáforos de la red. De allí, el apelativo "cíclico". Su objetivo es mostrar cómo varía el flujo en un determinado arco de la red en cada instante.

En la figura 4.8, se ilustra este concepto. En una sección x-x de la vía, se grafica la cantidad de vehículos que cruza esa sección durante cada intervalo en que se ha dividido el ciclo C del semáforo. Durante el primer intervalo —de un segundo de duración, en este ejemplo—, cruzó 1 vehículo, en el intervalo siguiente, pasan 2 vehículos y en el subsiguiente pasarán 3. Y así sucesivamente, hasta completar el período de análisis de C segundos.

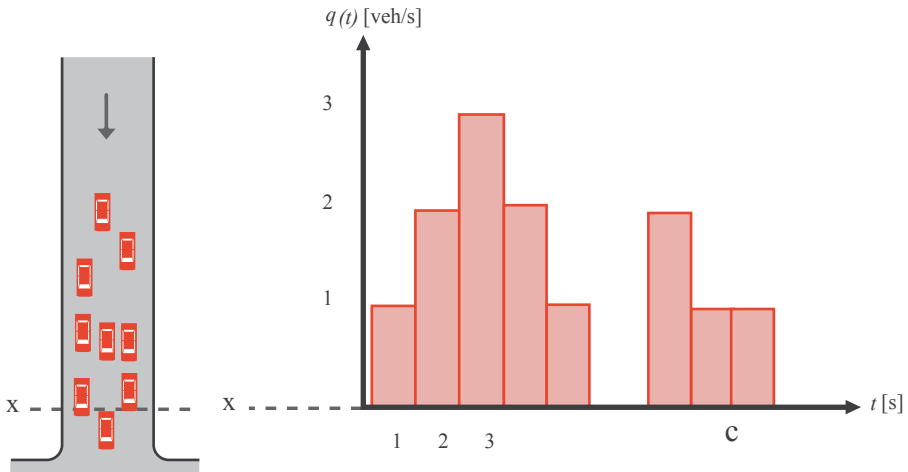


Figura 4.8. Histograma cíclico de flujo

Conociendo el patrón de llegadas de los vehículos a una línea de detención, así como el patrón temporal de la capacidad de esa línea de detención, se puede conocer cómo salen los vehículos desde esa línea de detención. Para ello se definen tres tipos de HCF:

a) Histograma de llegada o *in-profile* (q_{LL}): indica cómo llegan los vehículos a la línea de detención. Su forma dependerá de las condiciones de tráfico aguas arriba del arco.

b) Histograma de largada o *go-profile* (q_L): muestra la distribución temporal de la capacidad de descarga de la línea de detención a través del ciclo. Depende del tipo de regulación que procure el nodo. En la figura siguiente, se ejemplifica la forma de estos para dos casos típicos: señal de prioridad y semáforo. En el primer caso, Q_s es el equivalente a la capacidad promedio de la línea de detención de un acceso secundario; en el segundo, S es el flujo de saturación de la línea de detención y v_e el verde efectivo.

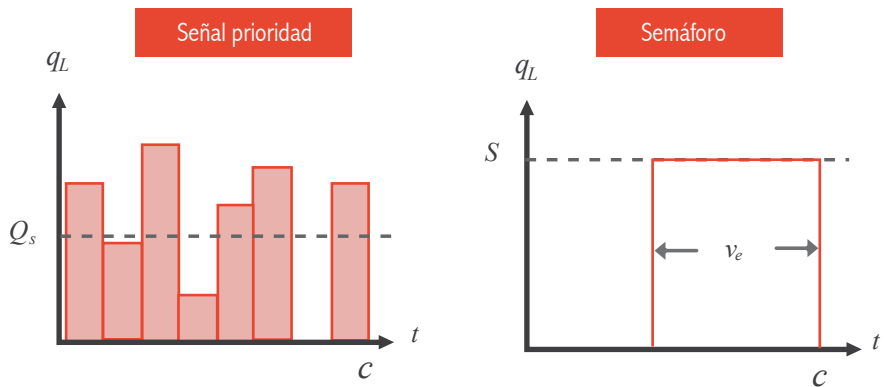


Figura 4.9. Ejemplos de histogramas de largada

c) Histograma de salida o *out-profile* (q_S): es la composición de los anteriores e indica la cantidad efectiva de vehículos que salen desde la línea de detención. En la figura siguiente, Allsop (1983) muestra este para una intersección semaforizada.

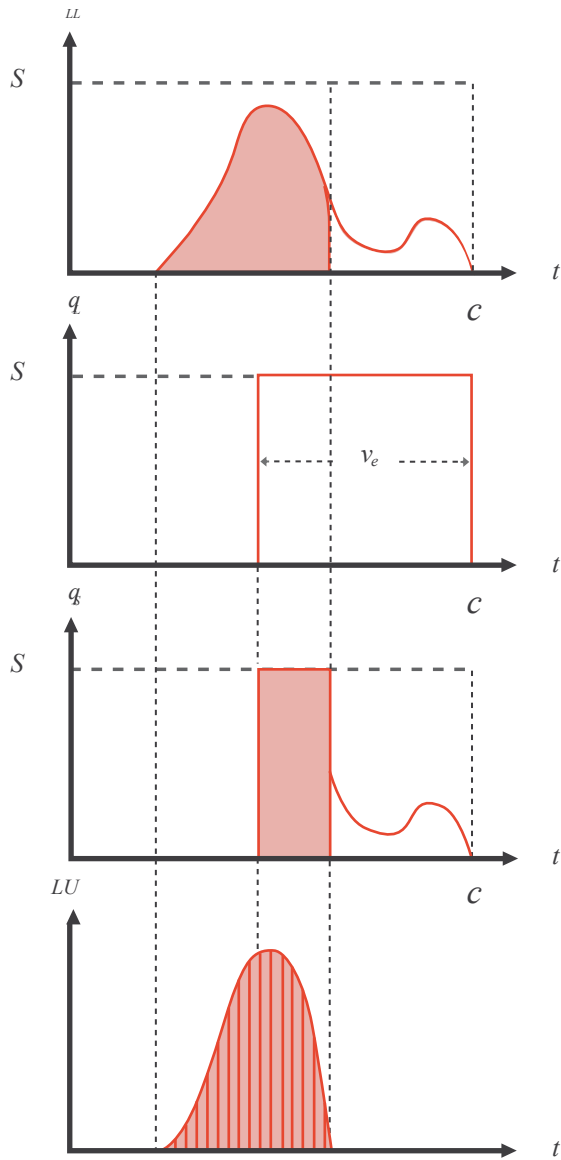


Figura 4.10. Histogramas de salida y longitud de cola en semáforo (Allsop, 1983)

De la figura 4.10, se pueden sacar algunas conclusiones respecto del uso de los HCF. Tanto en el histograma de llegada como en el de salida, el área sombreada es el número de vehículos que tuvieron que detenerse. En tanto, el gráfico LU en función de t de la parte inferior de la figura muestra la evolución de la longitud de la cola durante el ciclo. El área bajo esa curva, medida en vehículos por unidad de tiempo (v.g., veh-s), es por ende la demora total en un ciclo.

Con las propiedades enunciadas, se pueden establecer las siguientes relaciones que permiten la operación con los HCF (Vincent *et al.*, 1980). Para ello, se definen las siguientes variables y relaciones:

C = longitud del ciclo del semáforo [s]

n = número de intervalos en que se divide el ciclo del semáforo [int]

$LU(i)$ = longitud de cola en el intervalo i en la LD [veh]

DU = tasa de demora uniforme [veh-s/s]

HU = tasa de detenciones uniformes [det/s]

$q_{LL}(i)$ = número de vehículos que llega en el intervalo i a la LD

$q_L(i)$ = número de vehículos que pueden ser largado en el intervalo i desde la LD

$q_S(i)$ = número de vehículos que realmente sale en el intervalo i desde la LD

$$LU(i) = \max\{0; LU(i-1) + [q_{LL}(i) - q_L(i)]\} \quad (4.1)$$

$$q_S(i) = \min\{q_{LL}(i) + LU(i-1); q_L(i)\} \quad (4.2)$$

$$DU = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n LU(i) \quad (4.3)$$

$$HU = \frac{1}{C} \sum_{i \in A} q_{LL}(i) \quad (4.4)$$

El conjunto A se define como $\{i / LU(i) \neq 0\}$; es decir, está formado por aquellos intervalos en los cuales hubo cola durante el ciclo.

El cálculo usando lo HCF se repite para dos ciclos en cada arco. Se parte asumiendo que en el primer ciclo no hay cola en la *LD*. Se hacen todos los cálculos para ese ciclo, de modo que se pueda obtener la longitud de cola real para el segundo ciclo, denominado ciclo típico. Este ciclo típico representará las condiciones promedio durante todo el período estudiado.

Ejemplo 4.2. La red de la figura opera con un tiempo de ciclo de 50 segundos. Los histogramas de llegada y largada en la línea de detención del arco 101 se muestran en la tabla 4.2. Calcular las tasas de demoras y detenciones uniformes, además de graficar la evolución de la cola y el histograma de salida en esa *LD*.

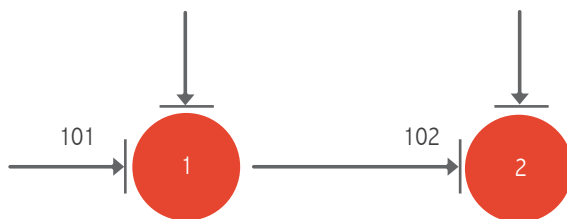


Tabla 4.2. Histogramas de llegada y largada en LD arco 101

Intervalo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$q_{LL}^{101}(i)$	0,5	1	1	0,5	0,5	0	0	0	0	0
$q_L^{101}(i)$	0	0	0	2	2	2	0	0	0	0

Nótese que el ciclo se ha dividido en 10 intervalos. Luego, $n = 10$ [int], $I = 5$ [s/int]. Dados estos valores, se puede deducir que el flujo de saturación de la *LD* es de 2veh/5seg, o sea, $0,4$ [veh/s] = 1440 [veh/h]. De igual forma, el flujo que llega a la *LD* varía entre los 720 y 360 [veh/h]. Para los cálculos, conviene hacer la siguiente tabla.

Tabla 4.3. Cálculos de HCF y longitud de cola en un ciclo

<i>I</i>	<i>LU(i-1)</i>	<i>qLL(i)</i>	<i>qL(i)</i>	<i>LU(i)</i>	<i>qs(i)</i>
1	0	0,5	0	0,5	0
2	0,5	1	0	1,5	0
3	1,5	1	0	2,5	0
4	2,5	0,5	2	1,0	2
5	1,0	0,5	2	0	1,5
6	0	0	2	0	0
7	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0

En este caso, se supuso que no hubo cola en el intervalo anterior al primero; o sea $LU(10) = 0$. No obstante, si el lector repite el cálculo para un segundo ciclo típico, verá que este supuesto se verifica.

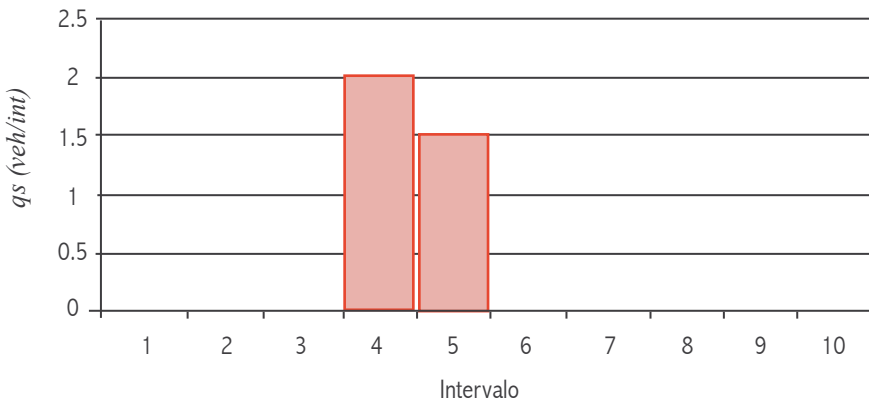
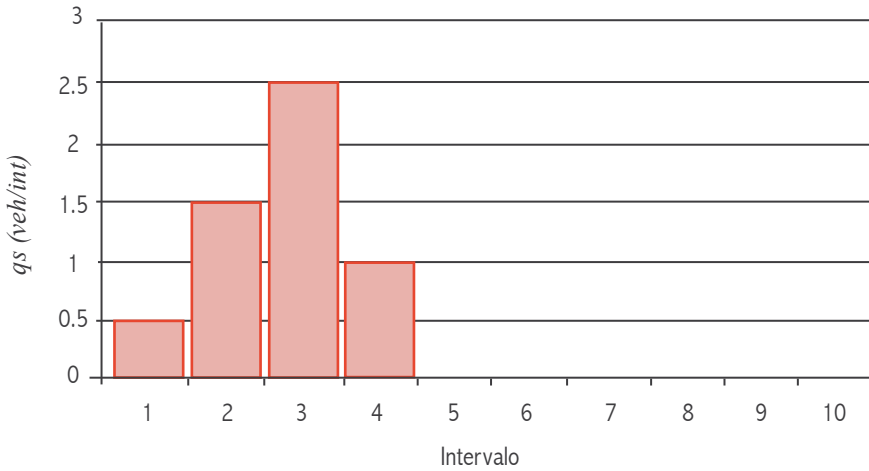
De la tabla anterior, se pueden hacer los cálculos de las tasas de demoras y detenciones, notando para esta última que hay cola sólo en los intervalos 1 al 4 inclusive:

$$DU = \frac{0,5 + 1,5 + 2,5 + 1,0}{10} = 0,55 \text{ [veh-s/s]}$$

$$HU = \frac{0,5 + 1 + 1 + 0,5}{50} = 0,06 \text{ [det/s]}$$

Como las unidades de la tasa de demora son independientes de la unidad temporal, el monto de DU puede ser 0,55 [veh-s/s] ó 0,55 [veh-h/h]. Por el contrario, $HU = 0,06$ [det/s] ó 216 [det/h].

Por último, se puede graficar la evolución de la cola y el histograma de salida del arco 101.



4.3.2. Modelo de dispersión de tráfico

Hasta el momento, conocemos el patrón de tráfico de salida desde la *LD* del nodo que controla un arco dado. En términos prácticos, cómo los vehículos han cruzado la intersección y están entrando a la calle de aguas abajo. El siguiente problema de la modelación de tráfico en una red densa es ver de qué forma se desplaza un grupo o pelotón (*platoon*) de vehículos a lo largo de una calle.

Para dar respuesta a la anterior interrogante, se usa el modelo de dispersión de tráfico (MDT), debido a Robertson (1969). El patrón de tráfico que entra a un arco estará desplazado en el tiempo y se modificará a lo largo de éste producto de la diferencia de velocidades entre vehículos. Como consecuencia, el grupo se dispersará parcialmente. La dispersión amortiguará exponencialmente al patrón de entrada y el grado de amortiguamiento será función del tiempo de viaje a través del arco (figura 4.11).

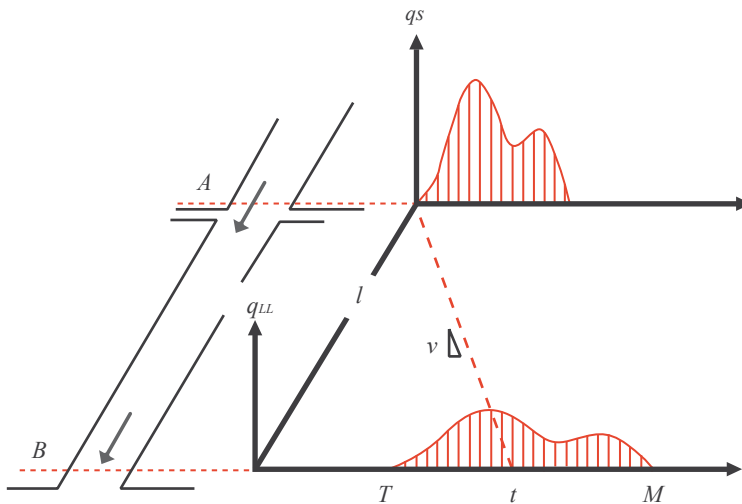


Figura 4.11. Fenómenos de dispersión de tráfico (Allsop, 1983)

En la figura anterior, las variables tienen la siguiente explicación:

T = tiempo que le toma al vehículos más rápido recorrer el arco

M = tiempo que le toma al vehículos más lento recorrer el arco

$\bar{t} = l/v$ = tiempo de viaje promedio del grupo de vehículos

v = velocidad promedio de los vehículos

l = longitud del arco (distancia entre LD)

El modelo de dispersión se deriva como sigue. Sean:

$q_{LLB}(i)$ = histograma de llegada a la LD de aguas abajo del arco

$q_{SA}(i)$ = histograma de salida desde la LD de aguas arriba del arco

$P(t)$ = probabilidad que un vehículo se demore un tiempo t en llegar a la LD aguas abajo

$$q_{LL}^B(i) = \sum_{j=1}^i q_S^A(j)P(t = i - j) \quad (4.5)$$

Para la distribución de $P(t)$ se pueden plantear varias hipótesis. Entre las que se han explorado están:

- normal;
- Pearson Tipo IV;
- geométrica;
- triangular; y,
- uniforme.

Robertson (1969), postula una distribución geométrica (i.e., exponencial discreta) de los tiempos de viaje como la de la figura 4.12. Esta distribución tiene la siguiente forma funcional para $T \leq t \leq M$:

$$P(t) = \frac{F(1-F)^{t-T}}{1-(1-F)^{M-T+1}} \quad (4.6)$$

Donde F es el factor de dispersión de tráfico ($0 \leq F \leq 1$). Se tienen, por tanto, tres parámetros de la distribución: T , M y F . Robertson asume que $M = T + n$, siendo n el número de intervalos en que se ha dividido el ciclo; es decir, que el rango de la distribución es suficientemente grande. Con esto, los parámetros se reducen a dos: T y F .

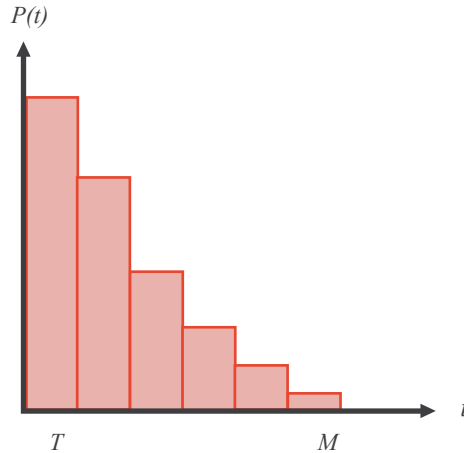


Figura 4.12. Distribución geométrica de tiempos de viaje

Conocido $P(t)$, el tiempo promedio de viaje en el arco se puede calcular como:

$$\bar{t} = E(t) = \sum_{k=T}^M kP(t) = T - 1 + \frac{1}{F} - \left[\frac{M - T + 1}{(1 - F)^{-(M-T+1)} - 1} \right] \quad (4.7)$$

Sin embargo, es un dato que puede obtenerse de observaciones en terreno para cada arco; luego, se puede despejar el valor de F en función de este dato y del parámetro T :

$$F = \frac{1}{1 + \bar{t} - T + \left[\frac{n + 1}{(1 - F)^{-(n+1)} - 1} \right]} \quad (4.8)$$

Pero, como $(1 - F) < 1$ y $(n + 1)$ es un número suficientemente grande (11, 21, etcétera), el paréntesis cuadrado en el denominador de la ecuación anterior tiende a cero. Por ende, el factor de dispersión se puede aproximar a:

$$F = \frac{1}{1 + \bar{t} - T} \quad (4.9)$$

De esta forma, el modelo de dispersión de Robertson se expresa como:

$$q_{LL}^B(i+T) = Fq_S^A(i) + (1-F)q_{LL}^B(i+T-1) \quad (4.10)$$

Según recomiendan Gibson y Aguirre (1984), conviene calcular el flujo de llegada al primer intervalo con la siguiente fórmula (Lam, 1977) y, para los restantes intervalos, usar la ecuación recursiva anterior.

$$q_{LL}^B(i+T) = \frac{F}{1-(1-F)^n} \sum_{j=2}^{n+1} q_S^A(j)(1-F)^{n+1-j} \quad (4.11)$$

Obsérvese que si $F = 1$, la dispersión del tráfico es nula; es decir, el pelotón de vehículos no se dispersa, ya que el histograma de salida de aguas arriba es igual al de llegada aguas abajo. Esto suele ocurrir en arcos de poca longitud, como puentes o cuadras cortas.

Por el contrario, si $F = 0$, la dispersión es total; o sea, el patrón de flujo es una distribución uniforme: el número de vehículos que llega en un intervalo i es el mismo que en el intervalo anterior ($i-1$). Esto ocurre cuando el arco es muy largo; es decir, en redes poco densas. Este último resultado del modelo de dispersión muestra por qué puede ser válido el supuesto de flujo constante en el tiempo en una red poco densa.

Robertson (1969) observó que existe una relación entre los parámetros \bar{i} y T para arcos de tráfico mixto o general. Posteriormente, Pierce y Wood (1977) aplicaron otra para el caso de arcos con transporte público (buses y tranvías). Ambas se pueden resumir en:

$$T = \begin{cases} \lceil \beta \bar{i} + 0,5 \rceil & \text{tráfico general} \\ \lceil \gamma \bar{b} + \sigma \bar{i}_r + 0,5 \rceil & \text{transporte público} \end{cases} \quad (4.12)$$

Donde β , y σ son parámetros. El operador $\lceil . \rceil$ es la función parte entera que retorna un número entero de intervalos para T , \bar{b} es el tiempo promedio de detención de los vehículos de transporte público en los paraderos del arco y \bar{i} es el tiempo que le toma a un vehículo de transporte público recorrer el arco, más sus demoras por frenado y aceleración en paraderos. Es decir, para el caso del transporte público: $\bar{i} = \bar{b} + \bar{i}_r$. Los valores de los parámetros según distribuciones de tiempos de viaje se presentan en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Parámetros para el factor de dispersión de tráfico

Parámetros	Distribución geométrica	Distribución triangular
β	0,80	0,65
σ	0,85	0,70
γ	0,30 - 0,65	0,60

Vincent *et al.* (1980) advierten que el uso del factor de dispersión para transporte público es adecuado cuando los flujos son altos (más de 10 a 20 bus/h) y el tiempo promedio detenido en paraderos es considerablemente menor que el tiempo de ciclo de la red de semáforos; es decir, condiciones del transporte público propias de países desarrollados. Para el tratamiento del transporte público en otras realidades, se recomienda al lector consultar lo tratado en Fernández *et al.* (2006).

Ejemplo 4.3. Para el histograma de salida del arco 101 del ejemplo 4.2, calcular el histograma de llegada a la línea de detención del arco 102. La longitud del arco 102 es de 240 m y la velocidad promedio de los vehículos en él es de 43 km/h.

El primer paso es calcular el factor de dispersión de tráfico, sabiendo que $v = 43$ [km/h] = 12 [m/s]; por consiguiente, $\bar{t} = 20$ [s] = 4 [int] (ya que en el ejemplo 4.2 cada intervalo dura 5 segundos). Supóngase tráfico general y una distribución triangular del tiempo de viaje; luego, $\beta = 0,65$. Por consiguiente:

$$T = [\beta\bar{t} + 0,5] = [0,65 \cdot 4 + 0,5] = 3 \text{ [int]}$$

$$F = \frac{1}{1 + \bar{t} - T} = \frac{1}{1 + 4 - 3} = 0,5$$

Luego, para el primer intervalo en que llegan los vehículos se aplica la fórmula de Lam, la que resulta:

$$q_{LL}^{102}(1+3) = q_{LL}^{102}(4) = 0,5 \sum_{j=2}^{11} q_s^{101}(j)(0,5)^{11-j} = \sum_{j=2}^{11} (0,5)^{12-j} \cdot q_s^{101}(j) = 0,02 \text{ [veh / int]}$$

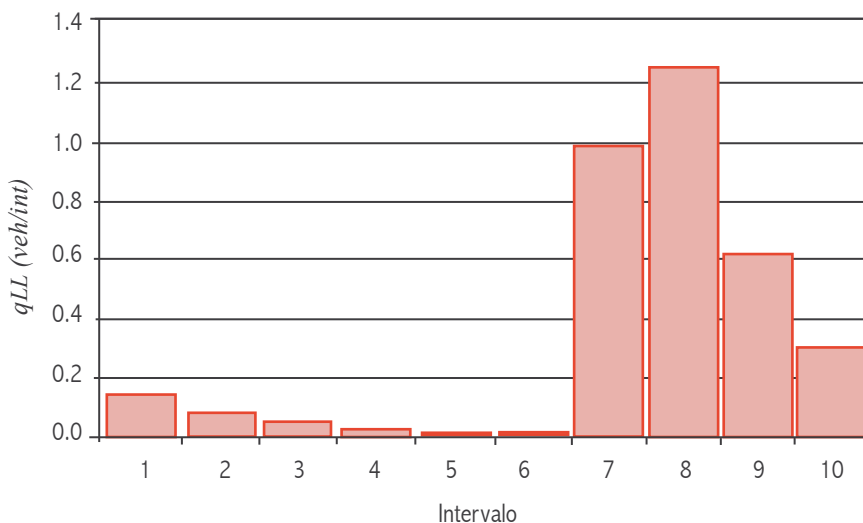
Para el resto de los intervalos se usa el modelo de Robertson típico, teniendo presente que el fenómeno es cíclico, es decir, $q_{LL}^{102}(i+10) = q_{LL}^{102}(i)$.

$$q_{LL}^{102}(i+3) = 0,5q_S^{101}(i) + 0,5q_{LL}^{102}(i+2) = 0,5[q_S^{101}(i) + q_{LL}^{102}(i+2)]$$

Los cálculos son menos engorrosos de lo que parecen, ya que solo $q_{S101}(4)$ y $q_{S101}(5)$ son no nulos. Mediante el uso de una planilla de cálculo, el lector puede comprobar los resultados de la tabla y figura siguientes. Obsérvese que hay conservación de flujo; es decir:

Tabla 4.5. Histogramas de salida del arco 101 y llegada al arco 102

Intervalo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$q_S^{101}(i)$	0	0	0	2	1,5	0	0	0	0	0
$q_{LL}^{102}(i)$	0,157	0,079	0,040	0,020	0,010	0,005	1,001	1,250	0,625	0,313



Este es un ejemplo simple con fines docentes. En redes reales, no obstante, el número de arcos puede llegar a varias decenas. Por tal motivo, se usa software como TRANSYT o similares para efectos de cálculo.

Otro aspecto relativo al uso de *HCF* y *MDP* es lo que ocurre cuando desde aguas arriba de un arco entran y/o salen vehículos desde más de una *LD*. La solución consiste en saber las proporciones de los histogramas de salida de aguas arriba que entran al arco aguas abajo. El procedimiento se resume en la figura 4.13. Si las proporciones del flujo que salen de las líneas de detención *A* y *B*, y entran al arco *C* son las coloreadas, el histograma de salida conjunto para el arco *C* es el que se muestra como q_{SC} . Sobre este histograma, se aplicará el *MDP* para determinar el histograma de llegada aguas abajo.

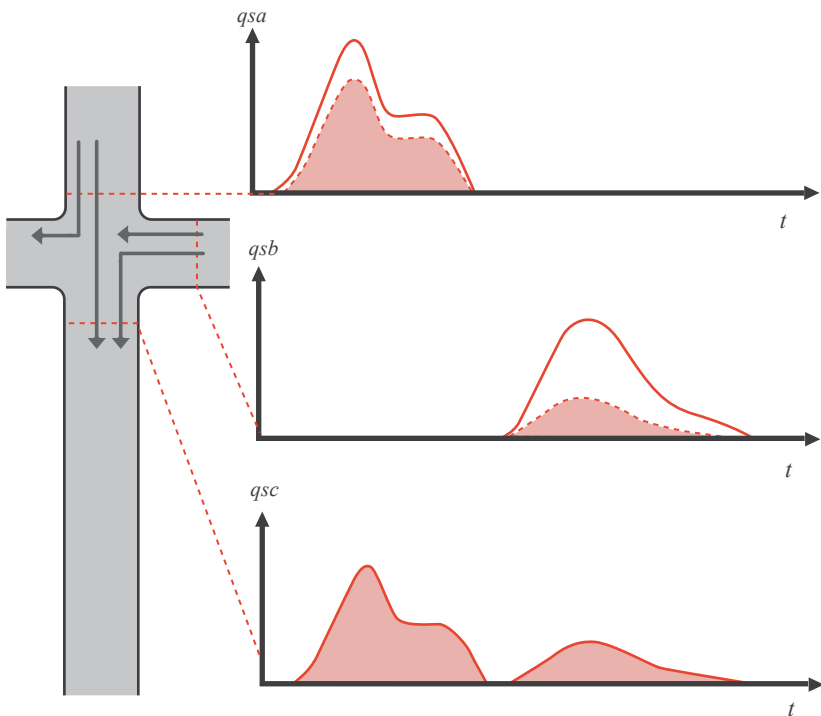


Figura 4.13. Composición de histogramas de salida

Finalmente, para cargar la red con los *HCF* se asume que a sus nodos frontera los vehículos llegan según un patrón uniforme. Este patrón se modifica producto del semáforo del nodo frontera y se dispersa aguas abajo. Para determinar la condición de equilibrio, se hace un bucle con los nodos adyacentes hasta que las diferencias entre los patrones predichos en un nodo sean irrelevantes para todo efecto práctico. En ese momento, se pasa a otro bucle hasta cubrir toda la red, tal como se hace en el método de Cross para el cálculo de desplazamientos en cálculo estructural. El procedimiento se ilustra en la figura 4.14.

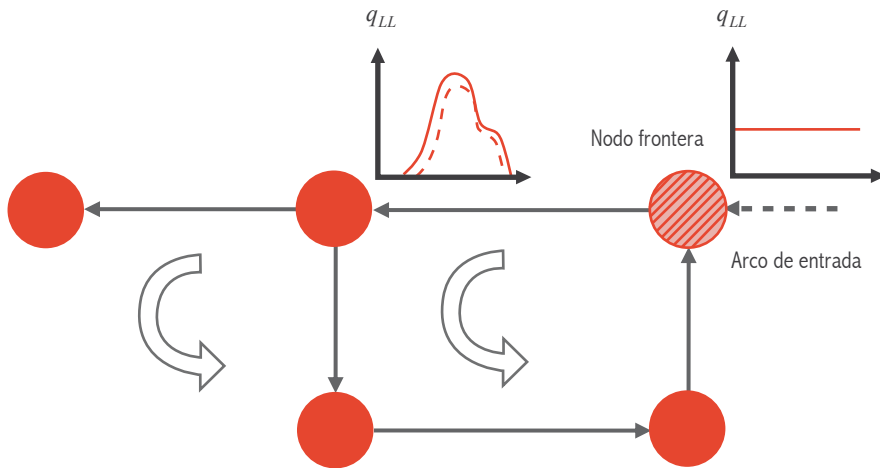


Figura 4.14. Carga y estabilización de HCF en una red

4.4. Índice de rendimiento de una red urbana

El objetivo de modelar redes urbanas es hacer gestión y control del tránsito. Es decir, tomar medidas de diseño físico y operacional para disminuir los impactos derivados del tráfico. Esto significa controlar los impactos producidos al entorno urbano producto de la circulación. Estos son: tiempo, combustible, emisiones (atmosféricas, ruido) y accidentes, entre otros. Una forma de relacionar estos impactos con las variables del tráfico vistas en capítulos anteriores se postula en la figura siguiente.

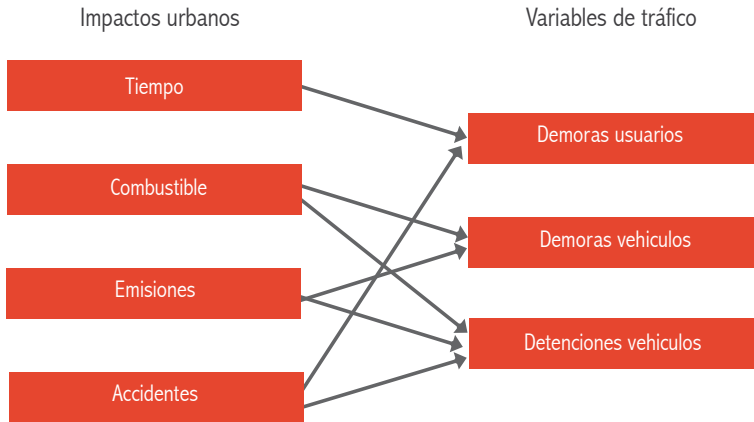


Tabla 4.15. Relación impactos urbanos y variables del tráfico

En la figura, se observa que el consumo de tiempo adicional usado al transportarse por la red está relacionado con las demoras que experimentan los usuarios. Asimismo, el mayor o menor consumo de combustible dependerá de cuantas detenciones hagan los vehículos y cuánto tiempo estén detenidos con el motor encendido (consumo al *ralenti*). Similar comportamiento tienen las emisiones, pero son las operaciones de aceleración y frenado donde se emite la mayor cantidad de contaminantes.

Por otro lado, los accidentes podrían explicarse, en parte, por la frustración que producen las demoras a los usuarios y por la necesidad de los vehículos de detenerse en forma frecuente, lo que incentivaría conductas arriesgadas (cruzar sin tener una brecha apropiada o después del final del amarillo del semáforo).

En consecuencia, pareciera que variables como demoras y detenciones tienen su correlato en los impactos producidos por el tráfico. Sería, entonces, apropiada una medida que resuma ambas variables para toda la red. No obstante, demoras y detenciones se miden en distintas unidades, por lo cual no tendría sentido físico sumarlas directamente. Para agruparlas, se ha hecho uso del valor que tiene el uso de recursos derivados de ellas para la sociedad. Estos valores se denominan precios sociales (SECTU, 1988), con los que se da origen al índice de rendimiento (*IR*) de la red que suele usarse en programas como TRANSYT.

$$IR = \sum_{j=1}^L (Ww_j D_j + Kk_j H_j) \quad (4.13)$$

Donde:

IR = índice de rendimiento de la red [\$/h]

L = conjunto de arco de la red

D_j = tasa de demora total en el arco j [veh-h/h]

H_j = tasa de detenciones totales en el arco j [det/h]

W = costo social del tiempo [\$/h-veh]

K = costo social de las detenciones [\$/det]

w_j = ponderador de demoras en el arco j

k_j = ponderador de detenciones en el arco j

Las tasas totales de demoras y detenciones del IR se determinan de la manera tradicional vista en capítulos anteriores:

$$D_j = DU_j + DAS_j \quad (4.14)$$

$$H_j = HU_j + HAS_j \quad (4.15)$$

Donde las componentes uniformes (DU_j , HU_j) se calculan mediante los HCF como se expuso en el punto 4.3.1. Para sus componentes excedentes (DAS_j y HAS_j), se usan procedimientos analíticos como los de Akçelik (1993):

$$DAS_j = N_{0j} x_j \quad (4.16)$$

$$HAS_j = \frac{N_{0j}}{C} \quad (4.17)$$

En que C es el tiempo de ciclo común de la red, x_j es el grado de saturación del arco j y N_{0j} es la longitud de cola excedente en el arco. Usando la expresión de Akçelik para N_0 , derivada de la curva transformada de Whiting, se tiene:

$$\begin{aligned}
 N_{0j} &= \frac{Q_j \tau}{4} \left[(x_j - 1) + \sqrt{(x_j - 1)^2 + \frac{12(x_j - x_{0j})}{Q_j \tau}} \right] \quad \text{si } x_j > x_{0j} \\
 x_j &= \frac{q_j}{Q_j} \\
 Q_j &= \frac{v_{ej}}{C} S_j \\
 x_{0j} &= 0,67 + \frac{S_j v_{ej}}{600} \tag{4.18}
 \end{aligned}$$

Donde q_j y Q_j son los flujos y capacidades del arco j , respectivamente, v_{ej} es el tiempo de verde efectivo del arco y S_j su flujo de saturación. Estas variables se computan para un período de análisis τ mayor a un ciclo (usualmente 10, 15 o hasta 30 minutos), durante el cual se asume que, tanto el flujo como la capacidad, tienen un valor promedio constante.

Los ponderadores w_j y k_j de demoras y detenciones se utilizan para dar pesos relativos a determinados arcos debido a alguna razón. Por ejemplo, si se quiere evaluar demoras a usuarios en vez de vehículos, w_j puede ser la tasa de ocupación de los vehículos del arco. Por otra parte, si solo se quiere estimar la demora total en la red, los k_j se pueden poner en cero; alternatively, si se quieren evaluar las emisiones producidas por los ciclos de aceleración y frenado de los vehículos, se pueden hacer nulos los w_j .

El uso del *IR* tiene dos objetivos complementarios en redes urbanas: el diseño de medidas de gestión de tránsito (programación de semáforos, rediseño de intersecciones, prioridades al transporte público, instalación de facilidades peatonales, etcétera) y su consiguiente evaluación con respecto a la situación anterior. Por ende, es una potente herramienta de análisis para la toma de decisiones en gestión de tránsito. Inicialmente, no obstante, fue concebido solo para resolver el problema de coordinación de semáforos en ejes arteriales.

Por el carácter detallado de la modelación estudiada, hay decisiones que no se podrían tomar con modelos tradicionales de redes basados en relaciones flujo-velocidad. Supóngase, por ejemplo, que se quiere evaluar el efecto sobre los vehículos de la instalación de paso cebra a mitad de calle, entre dos semáforos. Los cambios en la red se muestran en la figura siguiente.

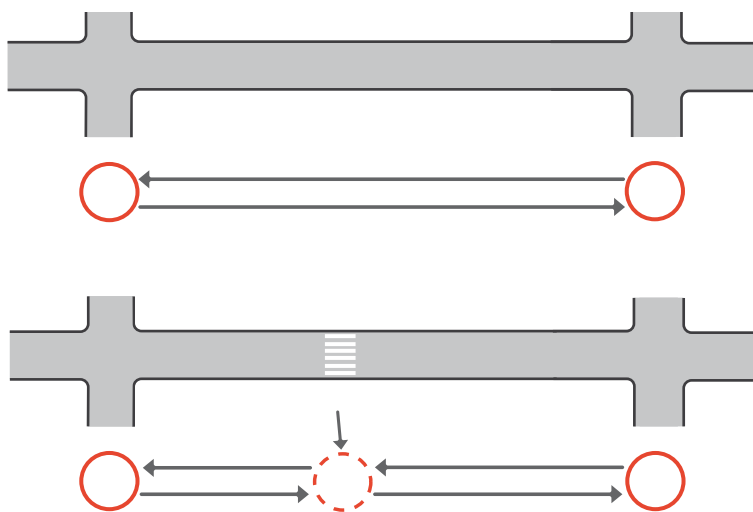
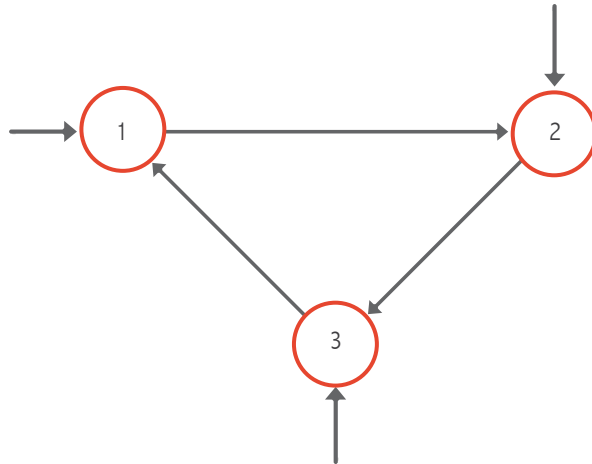


Figura 4.16. Representación de la red para evaluar un paso cebra

En la parte superior de la figura se muestra la vialidad original y su representación como red, compuesta por dos nodos semaforizados con arcos en ambos sentidos. En la parte inferior, se ve el paso cebra y la nueva red, a la que se le ha agregado un tercer nodo prioritario, en el que la prioridad la tendrán los peatones. La red original tendrá un índice de rendimiento IR_0 . Producto del nuevo nodo, en la red modificada habrá dos efectos. Primero, se modificarán los patrones de llegadas a los semáforos, lo que hará cambiar las demoras y detenciones en estos. Segundo, habrá demoras y detenciones adicionales en el nuevo nodo. Luego, se tendrá un IR_1 diferente al anterior. La comparación de ambos nos dará el efecto, en pesos sociales, de la instalación del cruce peatonal.

Ejemplo 4.4. En la red de la figura, todos los nodos son semaforizados. Considere que las demoras y detenciones uniformes del arco que va del nodo 1 al 2 —que denominaremos arco 12— son las mismas calculadas en el ejemplo 4.3. Asuma un costo social de las demoras de 1500 \$/veh-h y de 2,5 \$/det para las detenciones. Se sabe que, durante un período de 12 minutos, el flujo promedio por el arco 12 es de 600 veh/h y el flujo de saturación de su línea de detención es de 1800 veh/h. El verde efectivo del arco es de 50 segundos y la red opera con un ciclo común de 100 segundos. Asumiendo que todos los arcos tienen estas mismas características, calcular el índice de rendimiento de la red.



Por enunciado, sabemos que $DU_{12} = 0,55$ [veh-h/h] y que $HU_{12} = 2160$ [det/h]. Hay que ver cuánto valen las componentes excedentes de estos indicadores (DAS_{12} y HAS_{12}). Usando la aproximación de Akçelik, calculemos x_{o12} y veamos su relación de orden con x_{12} .

$$x_{o12} = 0,67 + \frac{S_{12}v_{e12}}{600} = 0,67 + \frac{0,5[\text{veh/s}]50[\text{s}]}{600} = 0,712$$

$$x_{12} = \frac{q_{12}}{Q_{12}} = \frac{q_{12}C}{v_{e12}S_{12}} = \frac{0,167[\text{veh/s}]100[\text{s}]}{50[\text{s}]0,5[\text{veh/s}]} = 0,668$$

Como $x_{12} < x_{o12}$, entonces $DAS_{12} = 0$ y $HAS_{12} = 0$. Por lo tanto, $D_j = 0,55$ [veh-h/h] y $H_j = 216$ [det/h] para todo arco j de la red. Como todos los arcos son iguales, usemos $w_j = k_j = 1$, $\forall j$. Luego, sabiendo que $W = 1500$ [\$/veh-h] y que $K = 2,5$ [\$/det], el IR resulta:

$$IR = \sum_{j=1}^3 (W \cdot D_j + K \cdot H_j) = 3 \cdot (1500 \cdot 0,55 + 2,5 \cdot 216) = 4095 \text{ [$/h]}$$

4.5. Optimización del rendimiento de una red urbana

En la sección anterior, se mostró cómo usar los histogramas cíclicos de flujo (*HCF*), el modelo de dispersión de tráfico (*MDT*) y el índice de rendimiento (*IR*) para replicar o simular lo que ocurre en una red de tráfico urbano. Sin embargo, esta forma de modelación fue desarrollada para coordinar la programación de semáforos en redes. Esto requiere no solo simular el tráfico sobre la red, sino alguna forma de optimizar el funcionamiento de las intersecciones —de los semáforos en este caso— para que el uso de recursos en la red sea el menor posible.

Lo anterior implica minimizar el *IR*, sujeto a restricciones de operación de los semáforos. El problema ha sido ampliamente estudiado, pero, con excepción de casos muy simples, no se ha llegado a soluciones analíticas eficientes. Como alternativa, sin embargo, se han encontrado procedimientos heurísticos de optimización que han dado buenos resultados desde la creación de programas como TRANSYT (Robertson, 1969). Este procedimiento se basa en el algoritmo *hill-climbing* o escalamiento, que se bosqueja a continuación.

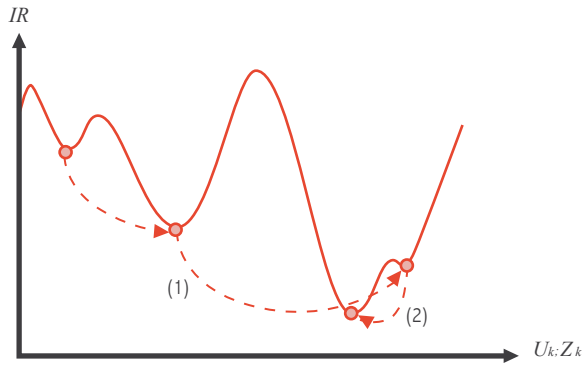


Figura 4.17. Procedimientos del *hill-climbing*

En la figura, se muestra la forma hipotética del índice de rendimiento en función de los repartos y desfases de los semáforos de la red. U_k es la programación del semáforo de la intersección k (vector de repartos de tiempos de verde) y Z_k es el desfase entre el semáforo k y $k-1$ (diferencia entre el inicio de verdes en un mismo sentido). Se parte la

búsqueda haciendo $Z_k = 0, \forall k$ y U_k optimizando la programación de todos los semáforos como si estuviesen aislados. Para explorar la función IR , se procede como se muestra en la figura:

(1) se hacen grandes cambios en los valores de Z_k , los que determinan los mínimos de IR .

(2) se prueba que un mínimo encontrado no sea local, mediante ajustes finos de U_k y Z_k .

Este procedimiento, implementado en TRANSYT, encuentra un “buen” óptimo. En la práctica, se ha visto que usar distintos U_k y Z_k de partida genera planes distintos, pero no más de 3 a 9% de variación en el IR mínimo

Referencias

Akçelik, R. (1993). *Traffic signals: capacity and timing analysis*. Australian Road Research board Ltd. Research Report 123 (Fifth Reprint).

Allsop, R. E. (1983). Network models in traffic management and control. *Transport Reviews* 3(2), pp. 157-182.

Burgos, V. (2004). *Revisión de la incorporación del transporte público en modelos microscópicos de tráfico*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.

Fernández, R., Valenzuela, E., Casanello, F. and Jonquera, C. (2006). Evolution of the TRANSYT model in a developing country. *Transportation Research A* 40(6), pp. 386-398.

Gibson, J. y Aguirre, J.F. (1984). Replanteamiento del modelo de dispersión de tráfico de Roberson. *Actas del I Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte*, Santiago.

Hunt, P. B., Robertson, D.I., Bretherton, R.D. and Winsten, R.I. (1981). *SCOOT – a traffic responsive method of coordinating signals*. TRRL Report LR 1014. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

IHT (1997). *Transport in the urban environment*. The Institution of Highways and Transportation. Essex: McCrimmon Printers Ltd.

Lam, J. K. (1977). Studies of a platoon dispersion model and its practical implication. *Proceedings 7th International Symposium on Transportation and Traffic Theory*.

Ortúzar y Willumsen (1990). *Modelling transport*. Chichester, England: John Wiley & Sons.

Pierce, J. R. and Wood, K. (1977). *BUS TRANSYT – a users' guide*. TRRL Report SR 266. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

Robertson, D. I. (1969). Transyt: a traffic network study tool. RRL Report LR 253. Crowthorne: Road Research Laboratory.

SECTU (1988). *Manual de Diseño y Evaluación Social de Proyectos de Vialidad Urbana*. Comisión de Transporte Urbano, Secretaría Ejecutiva.

Sheffi, Y. (1985). *Urban Transportation Networks*. Englewood Cliffs, N.J. Prentice-Hall.

TRB (1992). *Traffic Flow Theory – A State-of-the-Art Report*. Transportation Research Board, Special Report 165. Washington, D.C.: Federal Highway Administration

Vincent, R. A., Mitchell, A. I. y Robertson, D. I. (1980). *User guide to TRANSYT version 8*. TRRL Report LR 888. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.

Wardrop, J. G. (1952). Some theoretical aspects of road traffic research. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 1(36), pp. 281-293.



AV. GRAU
CLAUSURADA
USAR VIAS
ALTERNAS

Preguntas teóricas y problemas resueltos



Preguntas teóricas

1. Teoría de la circulación

- Defina flujo, concentración, intervalo y espaciamiento.
- ¿Cuál es la diferencia entre un modelo fluidodinámico y la teoría de seguimiento vehicular?
- ¿Cómo se deduce que la capacidad de un tramo continuo es $\frac{1}{4}v_l k_e$? Defina estos parámetros.
- ¿Qué hipótesis sobre la relación $v(k)$ lleva a que la capacidad de un tramo de vía es $v_l k_e / 4$?
- ¿Qué hipótesis de sensibilidad de los conductores lleva a que la relación $v(k)$ sea lineal?
- ¿Qué explica y qué significan las variables de la siguiente expresión:

$$\ddot{x}_{n+1}(t+T) = \lambda [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n+1}(t)]$$

2. Capacidad

De qué variables y parámetros depende la capacidad de intersecciones reguladas con:

- semáforo
- rotonda
- señal de prioridad

3. Capacidad de tramos de vías

- Indique una fórmula general para el cálculo de la capacidad de un tramo de vía
- ¿Qué entiende por capacidad ideal?
- ¿Por qué en una vía bidireccional la capacidad se expresa en vehículos por calzada?
- ¿En qué se diferencia el modelo de cálculo del HCM con el del modelo fluidodinámico?
- ¿Qué son las condiciones ideales para su cálculo?
- Explicando sus variables, ¿qué calcula el modelo?
- ¿Qué es y qué significan las variables de la ecuación:

4. Capacidad de intersecciones semaforizadas

- Indique la fórmula para el cálculo de un acceso semaforizado y enuncie sus variables.
- ¿Defina flujo de saturación?
- ¿Cómo se puede medir el flujo de saturación?
- Defina grado de saturación.
- ¿Qué significado tiene decir que un flujo de saturación es de 2000 ADE/h-pista?
- ¿Cómo se obtiene el flujo de saturación en veh/h y veh/h?
- ¿Qué son y para qué sirven los factores de equivalencia?

5. Capacidad de intersecciones no semaforizadas

- ¿Cuál es la diferencia entre un modelo de brechas y uno de regresión lineal?
- ¿Cómo se relaciona la capacidad básica (Q_0) en un modelo lineal y un parámetro del modelo de brechas?
- ¿Qué indica el siguiente supuesto del modelo de brechas: $F(h) = 1 - (1 - \theta)e^{-\gamma(\Delta - h)}$?
- ¿Qué calcula la expresión $Q_s = Q_0 - \sum_i \alpha_i q_{pi}$? Defina sus variables.

6. Capacidad de estaciones de transporte público

- Indique la forma funcional de un modelo para calcular su capacidad.
- Explicite los submodelos constituyentes del modelo anterior.
- Enumere las variables a medir para calcular la capacidad con el modelo.

- d) ¿Cuál es el componente más relevante en la capacidad de una estación de transporte público?
- e) Cuál de los siguientes valores se aproxima más a la capacidad de un paradero de buses: 800 bus/h, 400 bus/h, 200 bus/h. Justifique su elección.
- f) ¿Qué es la capacidad práctica de un paradero de buses?

7. Colas y demoras

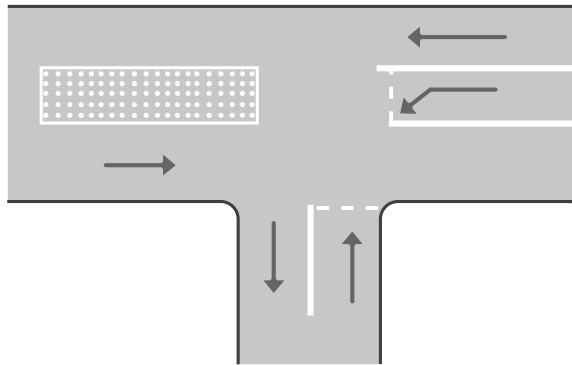
- a) Si, en teoría, las colas se producen cuando el flujo supera a la capacidad, ¿por qué existe cola cuando, en promedio, el grado de saturación es menor que uno?
- b) ¿Por qué es necesario el uso de la función transformada para estimar colas y demoras en tráfico?
- c) En un gráfico demora-grado de saturación de un acceso semaforizado, indique las componentes uniforme, aleatoria y de sobresaturación de la demora.
- d) Indique la diferencia entre demora uniforme y demora aleatoria y por sobresaturación en un semáforo.
- e) En un gráfico apropiado, indique las siguientes variables en un semáforo: cola excedente, cola máxima y máxima extensión de la cola.
- f) ¿Qué miden las magnitudes $[\text{veh-h}]$, $[\text{veh-h/h}]$ y $[\text{veh-h/veh}]$?

8. Redes de tráfico

- a) ¿Qué son y por qué se utilizan los histogramas cíclicos de flujo?
- b) ¿Qué entiende por dispersión de tráfico?
- c) Si en un determinado arco los vehículos tienen el mismo tiempo de viaje, ¿la dispersión es mínima o máxima? Justifique analíticamente su respuesta.
- d) ¿Qué es el índice de rendimiento de una red y para qué sirve?

Problemas propuestos

1. En un gráfico s-t del tráfico, indique cómo se definen y que variables se obtienen de:
 - a) una observación espacial
 - b) una observación temporal
2. Grafique y nombre los conflictos direccionales que se producirán en la siguiente intersección.



3. Dado el supuesto de linealidad de la relación $v(k)$:
 - a) deduzca, a partir de la ecuación fundamental del tráfico, la relación $v_s(q)$
 - b) ¿para qué porcentaje de la capacidad la velocidad disminuye a 2/3 de la velocidad de flujo libre?
4. Greenberg (1959) observó que la sensibilidad de los conductores es inversamente proporcional al espaciamiento entre los vehículos y que la constante de proporcionalidad se puede interpretar como la velocidad cuando se alcanza la capacidad. Si en una vía esa velocidad es de 36 km/h y el tiempo de reacción de los conductores es de 1,5 segundos, determinar el espaciamiento entre vehículos para el cual el tráfico se vuelve inestable.

5. Calcular la capacidad de un tramo en túnel de tres pistas por sentido por el que circula un 95% de automóviles y un 5% de camiones. Por velocidad de diseño, la capacidad ideal del tramo es 1900 [autos/h-pista]. Los factores de corrección por ancho y tipo de conductores dados por el HCM 1985 son 0,96 y 1,00, respectivamente. Debido a la pendiente del túnel (-5%), el factor de equivalencia de un camión es 2,0. Asuma que el factor hora punta de 0,95

6. En la expresión lineal de capacidad de una rotonda, asuma que todas las variables están en sus valores mínimos. En qué porcentaje variará la capacidad de la rotonda si el diseño se cambia, de modo que:

- a) el ángulo de entrada a la rotonda es de 30°
- b) el radio de curva de la entrada de la rotonda es de 20 m
- c) ¿cuál de los dos cambios de diseño recomendaría?

7. El "trufi" es un modo de transporte público que consiste en un triciclo de reparto con motor y espacio para dos pasajeros sentados en su plataforma. Experimentos en intersecciones han mostrado que en un ciclo de semáforo se descargan 20 trufis de una cola de trufis y 15 autos de una cola de ADE.

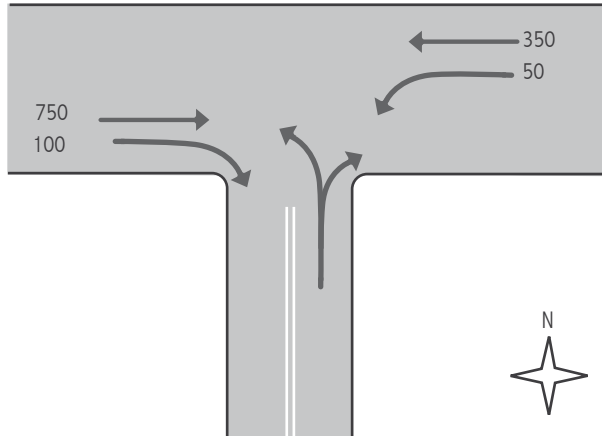
- a) Estime el factor de equivalencia a un trufi
- b) ¿Cuál sería el flujo de saturación de una pista de trufis, si $S_b = 1800$ ADE/h-pista?

8. En la intersección de la figura, el acceso sur es secundario. Los flujos indicados están en [veq/h]. Se dispone de la siguiente información para el cálculo de capacidades:

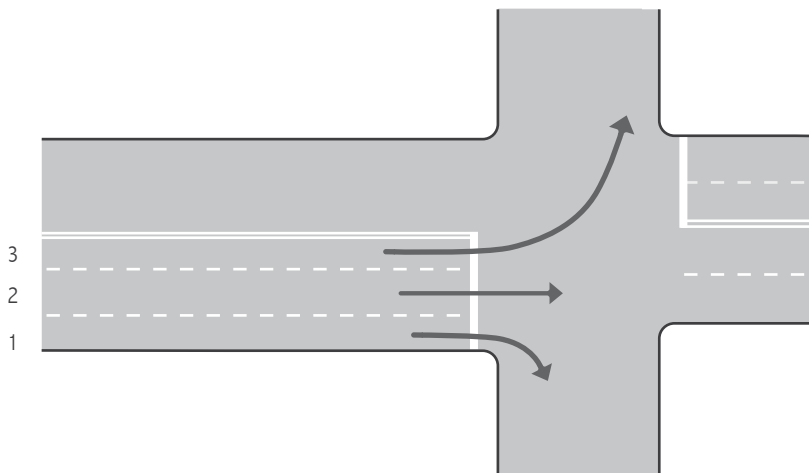
- señal de prioridad: $Q_{sc} = 800 - 0,20q_{EW} - 0,15q_{ES} - 0,25q_{WE} - 0,05q_{WS}$
- rotonda: $Q_e = 900 - 0,40q_c$
- semáforo: $u_s = 0,45$; $S_s = 1300$ veq/h

a) Elija la mejor forma de regular la intersección, considerando solo lo que ocurre con la capacidad de la vía secundaria.

b) ¿Varía su decisión si se cambia la programación del semáforo de modo que la razón de verde efectivo sea de 0,50?



9. En el acceso de la figura, los flujos y flujos de saturación por cada pista son los que se indican en la tabla. Los factores de equivalencia por tipo de vehículo son 2,0 [veq/bus] y 2,5 [veq/camión]. Los factores por movimiento son 1,2 [ADE/veq] para el viraje a la derecha y 1,5 [ADE/veq] para el viraje a la izquierda. Si las pistas tienen pendiente nula y 3,00 m de ancho, calcular el flujo de saturación total del acceso en [veh/h].



Pista	S_b [ADE/h]	Flujo [veh/h]		
		Autos	Buses	Camiones
1	1900	300	30	10
2	2100	500	100	20
3	2000	200	0	4

10. Para un empalme en T , calcule la capacidad de los movimientos $S-W$ y $E-S$ asumiendo que todas las pistas tienen 3,0 m de ancho. La visibilidad desde el acceso S es de 60 m, indistintamente para ambos lados, y desde el acceso E es de 120 m. La pendiente es nula y los flujos son los entregados en la tabla.

O - D	Flujo [veq/h]		
	E	S	W
E	-	450	450
S	300	-	440
W	150	-	-

11. Para un modelo de brechas, se han encontrado los siguientes valores de los parámetros en [s]. Indique la capacidad básica que se obtiene en cada caso. Comente la razón de las diferencias de capacidades básicas.

Parámetro	Rotonda	Ceda el paso
τ	3,5	5,5
β	3,0	4,5
Δ	1,8	2,0

12. En un gráfico apropiado, muestre los siguientes indicadores de estado de una cola en una intersección regulada con señal de prioridad en un período $[0,t]$. Asuma que el flujo de vehículos es menor que la capacidad de la intersección, que la longitud de cola al inicio del período es no nula y que la cola se disipa en un tiempo $t' > t$.

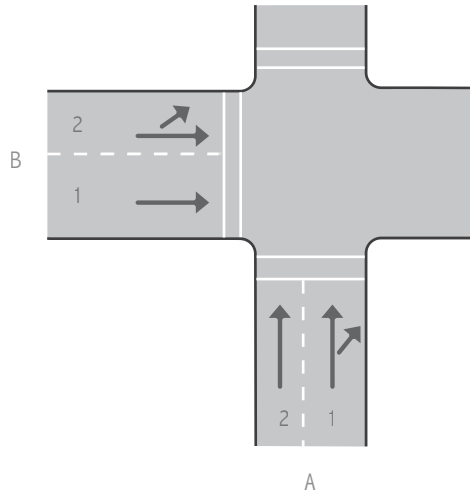
- a) número de vehículos en cola en el instante t
- b) tiempo que permanece en cola un vehículo n cualquiera
- c) tasa de demora promedio por unidad de tiempo en el período
- d) demora promedio por vehículo en el período

13. Para la intersección de la figura y los datos entregados, se pide calcular en el acceso B:

- a) el flujo de cada pista en ADE/h
- b) la tasa de demora por unidad de tiempo
- c) la demora promedio por vehículo
- d) la longitud máxima de la cola
- e) la máxima extensión de la cola

Las características de la intersección son:

- flujo de saturación básico: 2000 ADE/h-pista
- razón verde efectivo del acceso B: 0,55 (el semáforo opera con dos fases y un ciclo de 100 segundos)
- factor de equivalencia de vehículos pesados: 2,0
- factor de equivalencia viraje con oposición peatonal: 1,5
- factor de equivalencia viraje sin oposición peatonal: 1,25
- las pistas son de 3,5 m de ancho y la pendiente es nula.

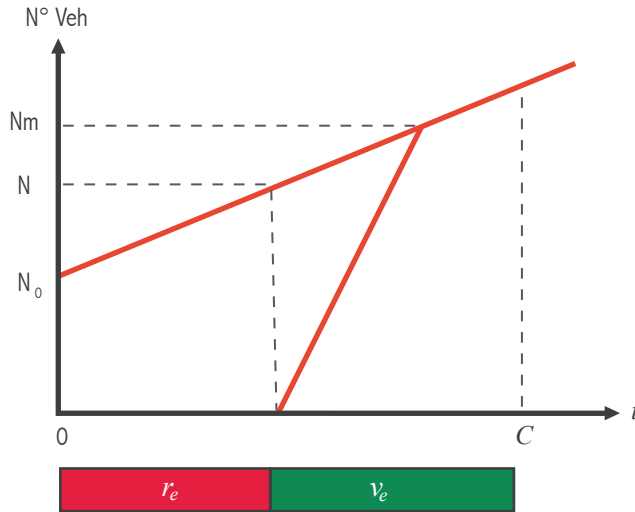


Flujos vehiculares acceso B en veh/h

Pista	Movimiento	Autos	Buses
1	Directo	710	20
2	Directo	520	-
	Izquierda	150	-

14. En el siguiente gráfico:

- ¿qué representan las pendientes de las líneas rectas llenas?
- ¿qué representa el punto donde ambas rectas se encuentran?
- defina qué son N_0 , N y N_m
- encuentre una expresión para estimar N y N_m en función de N_0 y de las variables de operación del semáforo



15. Un nuevo proyecto de transporte público considera un sistema de tranvías Citadis 301. Estos son vehículos articulados de 30 m de longitud. Los vehículos tienen 4 puertas centrales anchas y dos angostas en los extremos. El tiempo que demora en abrir las puertas es de 5 segundos, igual al necesario para cerrarlas. Las puertas centrales se usarán para bajar y las extremas para subir, donde se cobrará la tarifa. El sistema de cobro consistirá en un lector óptico que permitirá una velocidad de embarque de 2 segundos por pasajero. Según el fabricante, la tasa de aceleración y frenado confortable para los vehículos es de 1 m/s^2 y su velocidad máxima entre estaciones es de 70 km/h , las que estarán ubicadas a mitad de cuadra. Si la tasa de subida promedio a cada vehículo es de 10 pasajeros, calcular la capacidad de una estación del Citadis.

16. Un innovador proyecto de transporte público consiste en una vía exclusiva para buses articulados y guiados, con capacidad para 58 pasajeros sentados y 130 pasajeros de pie, con una densidad de 4 pax/m^2 . Los buses tienen tres puertas, de las cuales dos se usan para subir y una para bajar. El sistema de cobro de tarifa se realiza a la subida del vehículo mediante torniquetes accionados con monedas, por lo que el proceso de subida toma, en promedio, 7 segundos por pasajero y el de bajada 2. El tiempo mínimo que le toma a cada vehículo entrar, abrir y cerrar las puertas, y salir de la estación es de 15 segundos. Las estaciones tienen un sitio de detención y están ubicadas cada 500 metros coincidiendo con intersecciones semaforizadas que trabajan con un tiempo de ciclo de 90

segundos y un tiempo de verde efectivo para los buses igual a 45 segundos. Un estudio de demanda indica que, en promedio, durante los 15 minutos punta en las estaciones subirían 6 pasajeros por bus y bajarían 13. Para este proyecto, se pide calcular la capacidad de circulación por la vía segregada en vehículos por hora y por sentido, para que en las estaciones exista una probabilidad casi nula (v.g. 1%) de que se produzcan colas de vehículos.

17. El acceso a una intersección tiene las propiedades indicadas en la tabla. Basado en la demora promedio por vehículo, recomiende qué forma de regulación es más eficiente para los usuarios del acceso señalado: señal de prioridad o semáforo. ¿Cambiaría su recomendación si el ciclo del semáforo se redujese a la mitad?

Parámetros	Valor	Unidades
Flujo	500	veq/h
Flujo de saturación	2000	veq/h
Tiempo de ciclo del semáforo	120	segundos
Razón de verde efectivo	0,4	-
Capacidad con señal de prioridad	600	veq/h
Longitud de cola inicial	0	veq
Período de cálculo con prioridad	6	minutos

18. Para la siguiente red, los histogramas de llegada y largada del nodo 101 son los que se muestran en la tabla 1. Asuma que al inicio del ciclo no hay cola excedente.

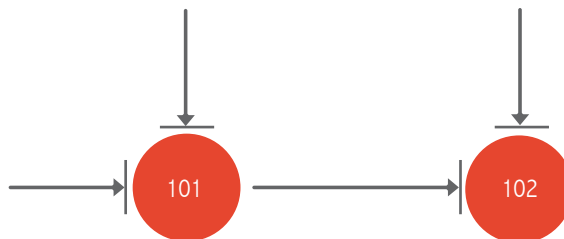


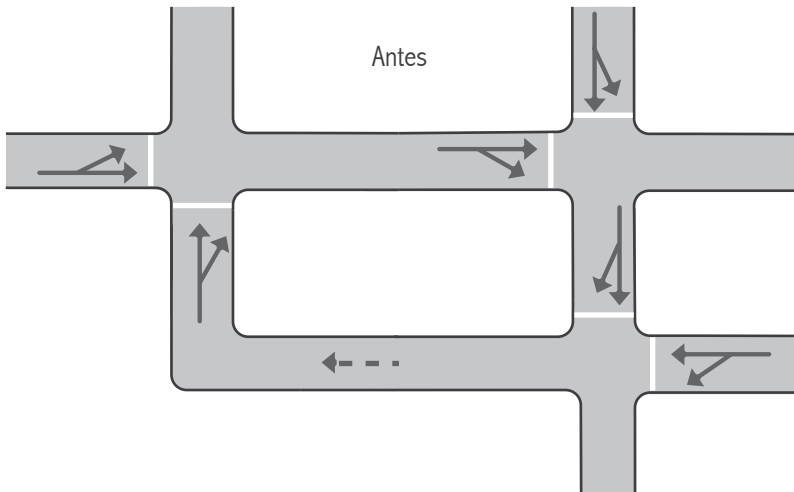
Tabla 1. Histogramas de llegada y largada en nodo 101

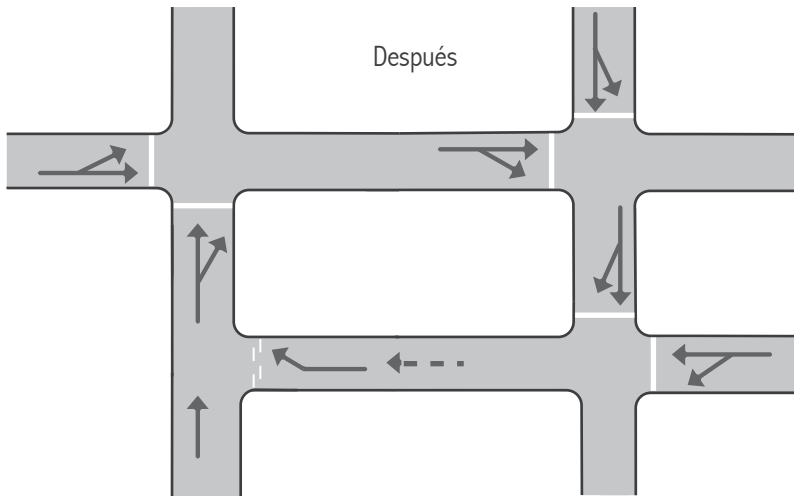
Segundo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$q_{LL}^{101(i)}$	0,5	1	1	0,5	0,5	0	0	0	0	0
$q_L^{101(i)}$	0	0	0	2	2	2	0	0	0	0

- a) calcule la tasa de demora y la tasa de detenciones uniformes del arco
- b) grafique el histograma de salida del arco
- c) si el tiempo promedio de viaje en el arco 101-102 es igual al tiempo del vehículo más rápido y no hay salidas ni incorporaciones en el nodo 101, grafique el histograma de llegada al nodo 102

19. Para el siguiente cambio en la red vial de la figura se pide:

- a) dibujar la red antes y después del cambio
- b) indicar cómo cambiarán los histogramas de llegada en los nodos





20. Sea una red compuesta únicamente por dos nodos semaforizados unidos por una vía unidireccional por la que circulan solo autos. Por petición de los vecinos, se ha instalado un paso cebra entre ambos semáforos.

- a) Represente la red en la situación original.
- b) Muestre el cambio en la representación de la red con el paso cebra.
- c) ¿Qué efectos esperaría en la operación del nodo aguas abajo producto del paso cebra?

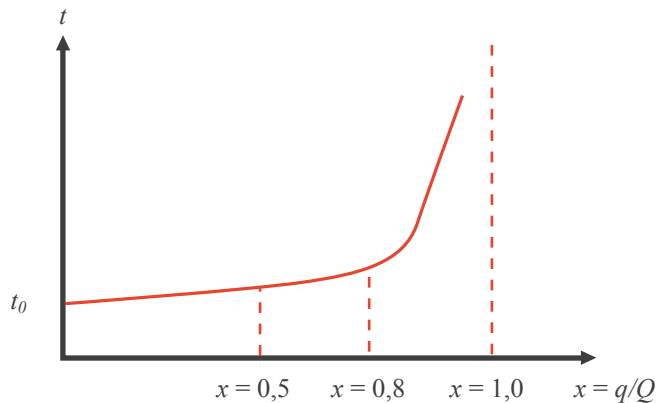
Problemas resueltos

1. Responda

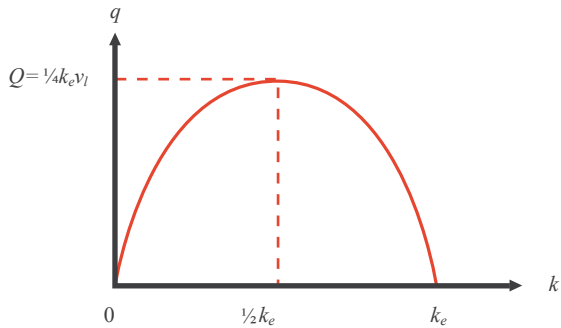
- Distinga entre los conceptos de flujo y capacidad.
- Diferencie intervalo de espaciamiento y su relación con otras variables de tráfico.
- Defina grado de saturación y su relación con la demora de vehículos.
- Dibuje el diagrama fundamental con sus cotas principales.
- Considerando que $Q = \frac{1}{4} k_e v_f$, indique de qué dependerá la capacidad de un tramo.
- ¿Cuál es la ley psicológica en que se basa el seguimiento vehicular y cómo se expresa matemáticamente?

Solución:

- Flujo: $q = n/T$, n° vehículos que pasan por un punto por unidad de tiempo. Capacidad: $Q = \max n/T$, máximo n° de vehículos por unidad de tiempo.
- Intervalo: $h = 1/q$, tiempo entre pasadas de parachoques traseros de vehículos. Espaciamiento: $s = 1/k$, distancia entre ídem.
- Grado de saturación: $x = \text{Demanda de tráfico } (q) / \text{Oferta vial } (Q)$. Relación con la demora:



d) Diagrama fundamental:

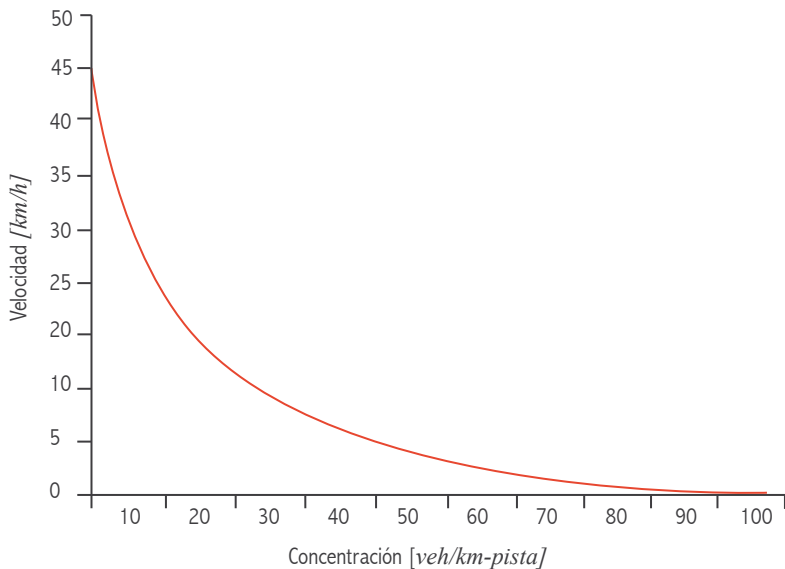


e) Capacidad depende de las características del vehículo, del conductor, de la vía, del ambiente, de la composición de tráfico y del sistema de control de tráfico.

f) Ley de Webster: respuesta = sensibilidad*estímulo:

$$\ddot{x}_{n+1}(t+T) = \lambda \cdot [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n+1}(t)]$$

2. Dada la relación velocidad-concentración de la figura, calcular la capacidad del tamo de vía que representa.



Solución:

El cálculo es simple. En cualquier relación $v(k)$, donde la curva corta el eje y (velocidad) es la velocidad de flujo libre v_l , y donde la curva corta el eje x (concentración) es la concentración de embotellamiento k_e . La capacidad en [veh/km-pista] es entonces:

$$Q = \frac{v_l k_e}{4} = \frac{45 \cdot 100}{4} = 1125$$

3. Calcular la capacidad de un tramo de una carretera de dos pistas por sentido de 3,60 m de ancho, mediana de 3,60 m y bermas de 1,80 m por la que circula un 90% de automóviles y un 10% de buses. Por velocidad de diseño, la capacidad ideal del tramo es 2000 [autos/h-pista]. Los factores de corrección por tipo de conductores y tipo de carretera dados por el *HCM* son 1,00 y 0,95, respectivamente. El factor de equivalencia de vehículos pesados es 2,0. Asuma un factor hora punta de 1,00.

Solución:

Los datos son:

$N = 2$ pistas

pistas: 3,60 m (condición ideal)

bermas: 1,80 m (condición ideal)

composición tráfico: 90% autos, 10% buses

$C_{VD} = 2000$ autos/h-pista

$FHP = 1,00$

$f_C = 1,00$

$f_T = 0,95$

$E_B = 2,0$

El modelo a ocupar es:

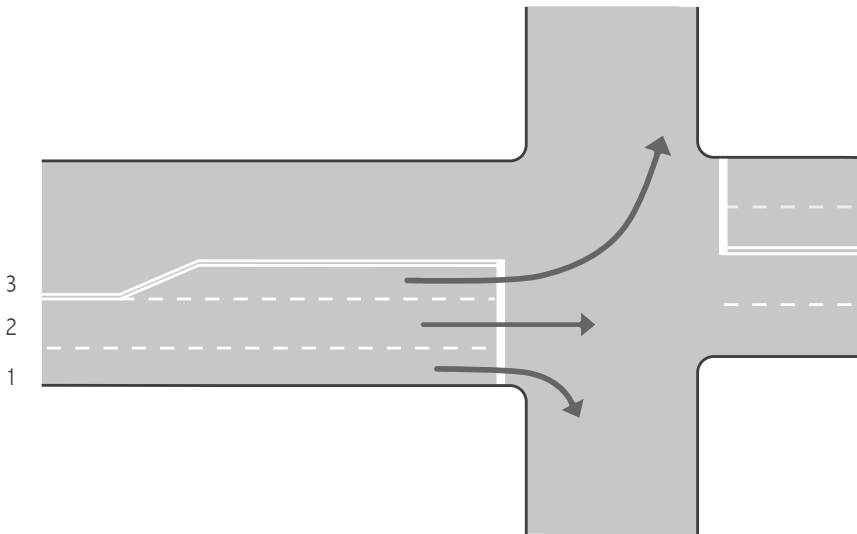
$$IS = N C_{VD} f_A f_{VP} f_C f_T$$

$$f_{VP} = \frac{100}{100 + P_B (E_B - 1)} = \frac{100}{100 + 10(2,0 - 1)} = 0,91$$

$$IS = 2 \cdot 2000 \cdot 1,00 \cdot 0,91 \cdot 1,00 \cdot 0,95 = 3458 \text{ veh/h}$$

$$VS = FHP \cdot IS = 1,00 \cdot 3458 = 3458 \text{ veh/h}$$

4. En el acceso de la figura, los flujos y flujos de saturación por cada pista son los que se indican en la tabla. Los factores de equivalencia por tipo de vehículo son 2,0 [veq/bus] y 2,0 [veq/camión]. Los factores por movimiento son 1,30 [ADE/veq] para el viraje a la derecha y 1,15 [ADE/veq] para el viraje a la izquierda. Si las pistas tienen pendiente nula y 3,50 m de ancho, calcular el flujo de saturación total del acceso en [veh/h].



Pista	S_b [ADE/h]	Flujo [veh/h]		
		Autos	Buses	Camiones
1	2055	500	100	0
2	2292	800	20	10
3	2121	100	0	2

Solución:

Los datos son: $f_{VP} = 2,00$; $f_{v.der} = 1,30$; $f_{v.izq} = 1,15$; $i = 0\% \Rightarrow f_p = 1,00$; $w = 3,50\text{ m} \Rightarrow f_a = 1,00$;

$$S = S_b \cdot f_k$$

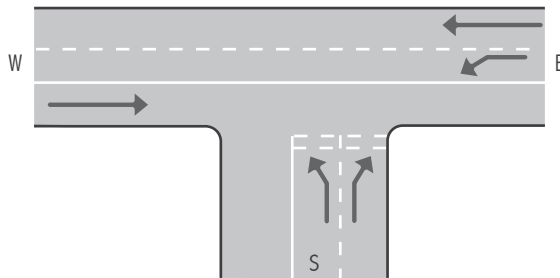
$$f_k = \frac{f_a \cdot f_p}{f_c} = \frac{1}{f_c}$$

$$f_c = \sum_i f_{ti} \cdot f_{mi} \cdot P_i = \frac{\sum_i f_{ti} \cdot f_{mi} \cdot q_i}{\sum_i q_i}$$

Pista	S _b [ADE/h]	Flujo [veh/h]				f _e [ADE/veh]	S [veh/h]
		Autos	Buses	Camiones	Total		
1	1900	500	100	0	600	1,52	1352
2	2100	800	20	10	830	1,04	2204
3	2000	100	0	2	102	1,17	1813
Total							5369

5. Calcule la capacidad del movimiento $E-S$ en la intersección de la figura. Todas las pistas tienen 3,0 m de ancho. La visibilidad desde el acceso S es de 60 m, indistintamente para ambos lados, y desde el acceso E es de 120 m. La pendiente es nula y los flujos son los entregados en la tabla.

O \ D	E	S	W
E	-	450	450
S	300	-	440
W	150	-	-



Solución:

Datos:

$$q_{pi} = 150 \text{ veq/h}$$

$$W_M = 0$$

$$W = 3,00 \text{ m}$$

$$w = 3,00 \text{ m}$$

$$V_I = 120 \text{ m}$$

Cálculos:

$$Z = 0$$

$$Y = 1 - 0,029 * 3,00 = 0,913$$

$$X = [1 + 0,099(3 - 3,55)][1 + 0,0009(120 - 120)][1] = 0,946$$

$$Q_{sES} = 0,946(745 - 0,913 * 0,364 * 150) = 658 \text{ veq / h}$$

6. Para la intersección de la figura y para los valores de la tabla, en [veh/h], calcule los flujos por acceso en [ADE/h]. Asuma pistas de ancho estándar y pendiente nula en todos los accesos. Considere que: $f_{bus\ normal} = 2,0$; $f_{bus\ articulado} = 2,5$; $f_{taxibus} = 1,6$; $f_{ca-mión} = 2,0$; $f_{vira\ derecha} = 1,5$; $f_{vira\ izquierda} = 1,2$.

Acceso	Mov	VL	BN	BA	TXB	CAM	Flujo (veq/h)	Flujo (ADE/h)	Flujo (ADE/h)
ESTE	1	73	0	0	0	0	73	110	702
	2	448	1	5	1	0	507	507	
	3	65	0	0	0	3	71	85	
SUR	4	195	0	0	0	11	217	326	749
	5	320	0	0	0	4	328	328	
	6	31	17	5	0	1	80	95	
OESTE	7	6	4	10	0	1	41	62	219
	8	122	5	2	4	7	157	157	
NORTE	9	28	0	0	0	0	28	42	312
	10	217	3	0	0	5	233	233	
	11	25	0	0	0	3	31	37	

Solución:

El procedimiento es como sigue:

- en cada fila, multiplicar cada tipo de vehículo por su f_{eq} . El resultado es el flujo en [veq/h]
- multiplicar lo anterior de cada fila por el f_{eq} por tipo de movimiento. El resultado es el flujo en [ADE/h]
- sumar los flujos por movimiento para obtener el flujo en cada acceso

El resultado se resume en la siguiente tabla:

Acceso	Mov	VL	BN	BA	TXB	CAM	Flujo (veq/h)	Flujo (ADE/h)	Flujo (ADE/h)
ESTE	1	73	0	0	0	0	73	110	702
	2	448	1	5	1	0	507	507	
	3	65	0	0	0	3	71	85	
SUR	4	195	0	0	0	11	217	326	749
	5	320	0	0	0	4	328	328	
	6	31	17	5	0	1	80	95	
OESTE	7	6	4	10	0	1	41	62	219
	8	122	5	2	4	7	157	157	
NORTE	9	28	0	0	0	0	28	42	312
	10	217	3	0	0	5	233	233	
	11	25	0	0	0	3	31	37	

7. Usando los parámetros asociados con una intersección regulada con señal de prioridad, comparar las capacidades de un acceso secundario por la que circulan solo vehículos livianos, usando los modelos de Gordon & Miller y de Van Vliet. El flujo por la vía prioritaria es 360 veh/h. Explique bajo qué condiciones aplicaría el modelo de Gordon & Miller con mayor confianza.

Solución:

El modelo de Gordon y Miller arroja el siguiente resultado:

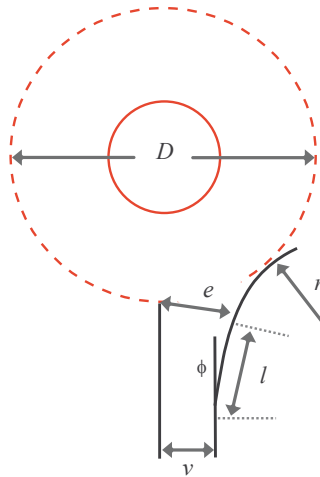
$$Q_s = \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} = \frac{0,1 e^{-0,1,5}}{1 - e^{-0,1,5,5}} = 0,144 \text{ veh} / s = 519 \text{ veh} / h$$

Este resultado, con la corrección de Van Vliet – notando que $(1 - x_p) = (1 - q_p \Delta)$ – se transforma en:

$$Q_s = \left(1 - x_p\right) \frac{q_p e^{-q_p \tau}}{1 - e^{-q_p \beta}} = (1 - 0,2) \cdot 519 = 415 \text{ veh} / h$$

Es decir, la estimación de Gordon y Miller está un 25% por arriba de la de Van Vliet. Ambas se aproximarán más en la medida en que el grado de saturación por la vía prioritaria (x_p) sea cada vez menor.

8. Suponga que la intersección de la anterior es una rotonda. Para las condiciones geométricas que se indican, exprese la capacidad como $Q_e = Q_0 - \alpha q_c$ y calcule Q_e para un flujo circulante de 360 veh/h. Compare el valor de Q_0 con el pronosticado por un modelo de brechas.



Intervalo	Unidades	Valor
e	[m]	4,5
v	[m]	4,5
l	[m]	1,0
D	[m]	13,5
r	[m]	6,0
ϕ	[°]	0
a	[]	303
b	[]	0,21
c	[]	0,2

Solución:

Como en todo modelo lineal de capacidad, conviene calcular primero los factores geométricos.

$$k = 1 - 0,00347(0 - 30) - 0,978 \left(\frac{1}{6} - 0,05 \right) = 0,99$$

$$x = 4,5 + \frac{4,5 - 4,5}{1 + 3,2 \left(\frac{4,5 - 4,5}{1} \right)} = 4,5$$

$$y = 1 + \frac{0,5}{1 + e^{\left(\frac{13,5 - 60}{10} \right)}} = 1,495$$

En consecuencia, la capacidad es:

$$Q_e = 0,99 [303 \cdot 4,5 - 0,21 \cdot 1,495 (1 + 0,2 \cdot 4,5) 60]$$

$$Q_e = 1350 - 0,6q_c = 1134 \text{ veq/h}$$

El valor de $Q_0 = 1350 \text{ veq/h}$. Con el modelo de brechas, $Q_0 \approx 1/\beta = 1 / 3,5 = 1029 \text{ veh/h}$.

9. Se instaurará una nueva forma de operación en los paraderos de buses que atiendan buses articulados de 4 puertas. Esta consistirá en que las puertas centrales del bus se usarán para bajar y las extremas para subir, donde se cobrará la tarifa. Para asegurar el acato de esta forma de operar, el conductor abre primero las puertas de bajada y luego las de subida. El sistema de cobro será un lector óptico que permite una velocidad de embarque de 2 segundos por pasajero. Asuma que la de desembarque es la mitad. El tiempo que se demora la apertura de puertas es de 2 segundos, que es igual al necesario para su cierre. Según medidas en terreno, el tiempo que demora un bus en entrar y salir del paradero es de 12 segundos. En la eventualidad de que la estación quede cercana a un semáforo, se espera que la razón de verde efectivo de este sea igual a 0,6. En los 15 minutos punta de la hora punta, suben en promedio a cada vehículo 20 pasajeros y baja la misma cantidad. Considerando que se puede atender un bus a la vez, calcular la capacidad de un paradero bajo esta nueva modalidad de operación. Si el flujo de buses es de 1 bus por minuto, ¿qué sugeriría?

Solución:

Los datos para esta pregunta son: $N_b = 1$; $(g/C) = 0,6$; $t_c = 12 \text{ s}$; $Z_a = 0,675$; $C_v = 0,6$; $t_{oc} = 8 \text{ s}$; $t_a = 1 \text{ s/pax}$; $t_b = 2 \text{ s/pax}$. Luego:

$$t_d = t_{oc} + t_a p_a + t_b p_b = 8 + 2 \cdot 10 + 1 \cdot 10 = 38 \text{ s}$$

$$Q_N = \frac{3600(g/C)N_b}{t_c + (g/C)t_d + Z_a C_v t_d} = \frac{3600 \cdot 0,6 \cdot 1}{12 + 0,6 \cdot 38 + 0,675 \cdot 0,6 \cdot 38} = \frac{2160}{50,19} = 43 \text{ bus / h}$$

Si el flujo es de $1 \text{ bus/min} = 60 \text{ bus/h}$, bastaría agregar 1 sitio y la capacidad llegaría a $Q_N = 43 \cdot 1,85 = 80 \text{ bus/h}$.

10. Para el acceso a una rotonda por la que solo circulan autos y cuyas características se indican, calcular:

- la capacidad del acceso
- la tasa de demora por unidad de tiempo y la demora promedio por vehículo luego de 15 minutos

Intervalo	Valor
e	5,0 m
v	3,0 m
l	10,0 m
D	20,0 m
r	10,0 m
ϕ	0°
q_e, q_e	700 vh/h
L_0	4 veh

Solución:

- Usar modelo de capacidad de rotondas de regresión lineal y calcular correctamente:

$$Q_e = k[ax - by(1 + cx)q_c]$$

Donde a , b y c son parámetros; k , x , e y son factores que dependen de la geometría. Para los datos:

$$k = 1 - 0,00347(0 - 30) - 0,978 \left(\frac{1}{10} - 0,05 \right) = 1,055$$

$$x = v + \frac{e - v}{1 + 3,2 \left(\frac{e - v}{l} \right)} = 4,220$$

$$y = 1 + \frac{0,5}{1 + e \left(\frac{D-60}{10} \right)} = 1,491$$

$$\begin{aligned} Q_e &= 1,055 * [303 * 4,22 - 0,21 * 1,491 * (1 + 0,2 * 4,22) * 700] \\ &= 1349 - 0,61 * 700 = 922 [\text{veh} / h] \end{aligned}$$

b) Se sabe que $c = 1$, $L0 = 4$, $Q = 922$ veh/h, $x = 700/922 = 0,76$ y $t = 0,25$ h. Calcular correctamente la tasa de demora D_t con curva transformada y luego la demora promedio por vehículo d_t como D_t/q .

$$U_D = 0,5(1 - x)Qt - 3 = 24,7$$

$$V_D = 2(8 + xQt) = 366,4$$

$$D_t = \frac{1}{2} \left(\sqrt{U_D^2 + V_D} - U_D \right) = 3,3 [\text{veh} - h / h] = 3,3 [\text{veh}]$$

$$d_t = \frac{D_t}{q} = \frac{3,3}{700} = 0,0047 [\text{veh} - h / \text{veh}] = 16,9 [s]$$

11. En una avenida, circula un servicio troncal compuesto por buses articulados de 18,5 m de largo y 4 puertas, de las cuales una se usa para subir y las otras 3 para bajar. La frecuencia máxima del servicio es de un bus cada 90 segundos. El paradero con máxima demanda de la avenida está a mitad de cuadra y puede atender a un bus a la vez al que suben 20 pasajeros y bajan 10. Estudios de terreno indican que el tiempo de despeje del paradero para este tipo de buses es de 20 segundos, el coeficiente de variación del tiempo de subida y bajada de pasajeros es 0,83. y el tiempo de subida y bajada de pasajeros se modela como:

$$t_d = \beta_0 + \max_{j=\text{puerta}} \{ (\beta_1 + \beta_1' \delta_1) PS_j + (\beta_2 - \beta_2' \delta_2) PB_j \}$$

Servicio \ Parámetro	β_0 [s]	β_1 [s/pax]	β_1' [s/pax]	β_2 [s/pax]	β_2' [s/pax]	$\delta_{1=1}$ si suben	$\delta_{2=1}$ si bajan
Troncal	9,32	2,05	0,88	3,32	1,93	≥ 40	≥ 15
Alimentador	8,04	3,82	2,22	1,80	0,36	≤ 5	≥ 25

a) ¿Cómo decide si es factible la instalación de la pista solo bus en dicha avenida y cuál es su decisión?

b) ¿Qué medida propone para mejorar las operaciones en el paradero y cómo impactaría en su decisión?

Solución:

a) La factibilidad depende de si la pista solo bus ofrece suficiente capacidad. Esta capacidad la dará el paradero crítico. Luego, hay que calcular la capacidad de dicho paradero. Usar fórmula del HCM, asumiendo que los pasajeros que bajan se reparten entre las 3 puertas.

$$t_d = 9,32 + \max\{2,05 * 20; 3,32 * 3; 3,32 * 3; 3,32 * 4\} = 50,32[s]$$

$$Q_N = \frac{3600(g/C)N_{eb}}{t_c + (g/C)t_d + Z_a C_v t_d} = \frac{3600 * 1 * 1}{20 + 50,32 * 1 + 0,675 * 0,83 * 50,32} = 36,5 \approx 37 [bus / h]$$

Luego, el paradero crítico puede atender a 37 bus/h, pero el flujo es 40 bus/h (1 bus cada 90s). Por lo tanto, la pista solo bus no tendrá la capacidad suficiente y no debe implementarse.

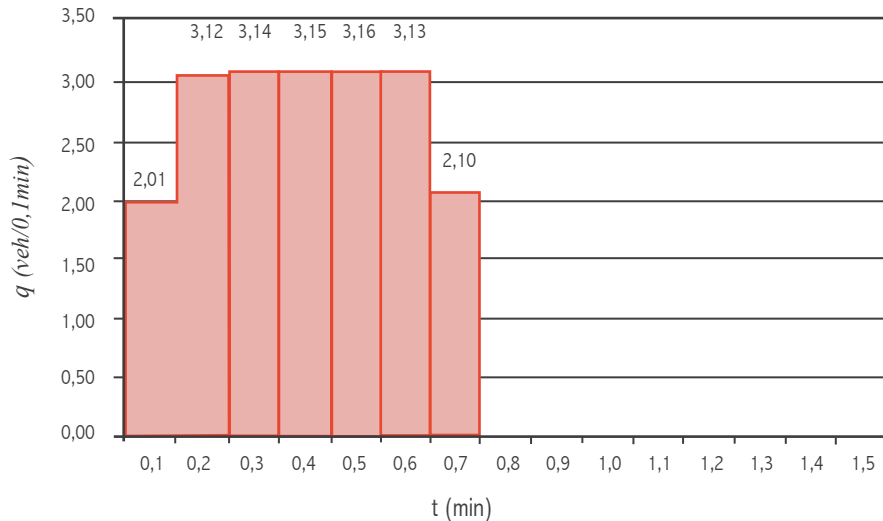
b) Una forma de aumentar la capacidad es disminuir t_d . Para ello, permitir la subida por las dos puertas delanteras y la bajada por las otras dos.

$$t_d = 9,32 + \max\{2,05 * 10; 2,05 * 10; 3,32 * 5; 3,32 * 5\} = 20,5[s]$$

$$Q_{N=1} = \frac{3600 * 1}{20 + 20,5 + 0,675 * 0,83 * 20,5} = 54,1 \approx 54 [bus / h]$$

La pista solo bus tendrá suficiente capacidad y podrá implementarse.

12. A partir de la figura que muestra descargas completamente saturadas durante un ciclo de un semáforo, indicar cuáles son y calcular los índices de rendimiento por vehículo para un flujo de 500 veh/h.



Solución:

Los índices de rendimiento pedidos son: demoras [veh-h/veh], colas [veh] y detenciones [det/veh]

De la figura, se pueden calcular lo siguiente:

$$C = 1,5 * 60[s] = 90[s]$$

$$V + A = 0,7 * 60[s] = 42[s]$$

$$S = \frac{3,12 + 3,14 + 3,15 + 3,16 + 3,13}{5} = 3,14[\text{veh} / 0,1\text{min}] = 1884[\text{veh} / h]$$

$$l_i = 0,1 \left(1 - \frac{2,01}{3,14} \right) = 0,036[\text{min}] = 2,16[s]$$

$$l_f = 0,1 \left(1 - \frac{2,10}{3,14} \right) = 0,033[\text{min}] = 1,98[s]$$

$$v_e = V + A - (l_i + l_f) = 37,9 \approx 38 [s]$$

$$u = \frac{v_e}{C} = 0,42$$

$$Q = S * u = 791 [veh / h] \approx 790$$

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{500}{790} = 0,63$$

$$y = \frac{q}{S} = \frac{500}{1884} = 0,27$$

Para calcular los índices de rendimiento, lo primero es probar si hay cola excedente. Usando Akcelik (1993):

$$x_0 = 0,67 + \frac{Sv_e}{600} = 0,70$$

Luego $x < x_0 \Rightarrow N_0 = 0$. Solo hay que calcular las componentes uniformes.

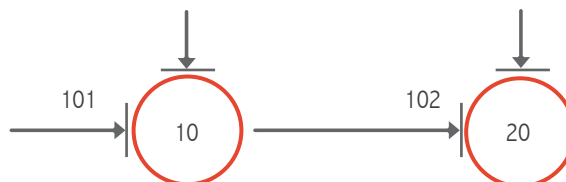
$$d = du = \frac{C(1-u)^2}{2(1-y)} = \frac{90(1-0,42)^2}{2(1-0,27)} = 20,7 [s]$$

$$h = hu = 0,9 \left(\frac{1-u}{1-y} \right) = 0,9 \left(\frac{1-0,42}{1-0,27} \right) = 0,72 [det/ veh]$$

$$N = qr_e = q(C - v_e) = \left(\frac{500}{3600} \right) (90 - 38) = 7,2 [veh]$$

$$N_m = \frac{qr_e}{1-y} = \frac{7,2}{1-0,27} = 9,9 [veh]$$

13. La red semaforizada de la figura opera con un tiempo de ciclo de 60 segundos. Los histogramas de llegada y largada en la línea de detención del arco 120 se muestran en la tabla 1.



Elementos de la teoría del tráfico vehicular

- Determine el flujo de saturación de la LD en veh/h.
- Calcule la tasa de demoras en esa LD .
- Calcule la demora promedio por vehículo y comente el resultado.

Haga sus cálculos intermedios en la tabla y explicita el resto de sus cálculos. Asuma que la longitud de cola para el intervalo anterior al primero es cero, como figura en la tabla.

I	LU(i-1)	q _L (i)	q _L (i)	LU(i)	q _s (i)
1	0	0,6	0		
2		1,2	0		
3		1,2	0		
4		0,6	2,4		
5		0,6	2,4		
6		0	2,4		
7		0	0		
8		0	0		
9		0	0		
10		0	0		

Solución:

a) El flujo de saturación sale de q_L . Su máximo es 2,4 veh en 6 s, es decir, 0,4 veh/s ó 1440 veh/h.

b) La tabla de cálculos es:

$$C = 60s$$

$$n = 10$$

$$I = 6s$$

Calculos						
I	t	LU(i-1)	qLL(i)	qL(i)	LU(i)	qS(i)
	0				0,0	
6	1	2	0,6	0	0,6	0,0
6	2	3	1,2	0	1,8	0,0
6	3	4	1,2	2,4	3,2	0,0
6	4	5	0,6	2,4	1,2	2,4
6	5	6	0,6	2,4	0,0	0,8
6	6	7	0,0	0	0,0	0,0
6	7	8	0,0	0	0,0	0,0
6	8	9	0,0	0	0,0	0,0
6	9	10	0,0	0	0,0	0,0
6	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
				DU =	0,66	

Luego:

$$DU = 0,66 \text{ [veh-s/s]} = 0,66 \text{ [veh-h/h]}$$

c) Si se divide por el flujo promedio en el ciclo, que son 4,2 veh en 60 s ó 0,07 veh/s, resulta una demora promedio por vehículo de 9,4 [s], que es baja.

14. Para una intersección del tipo empalme en Y , regulada con un semáforo, se pide calcular para su acceso sur.

- la tasa de demora total
- la demora promedio total por vehículo
- la longitud máxima de la cola
- la máxima extensión de la cola

Todas las vías que confluyen en la intersección son bidireccionales con dos pistas por sentido y flujo de saturación de 1800 ADE/h-pista. El semáforo opera con tres fases, una para cada acceso, sin movimientos traslapados. Su tiempo de ciclo es de 100 segundos con una razón verde efectivo de 0.33 por acceso. Asuma que no hay cola al inicio de un período de análisis de 15 minutos. Los flujos, en ADE/h, en la intersección son:

Destino Origen	S	NW	NE
S	50	350	500
NW	700	20	255
NE	370	250	5

Solución:

a) La tasa de demora total

D = Tasa de demora total por unidad de tiempo

$$D = DU + DAS$$

$$DU = \frac{q \cdot C \cdot (1-u)^2}{2 \cdot (1-y)}$$

$$q = 50 + 350 + 500 = 900[ADE / h]$$

$$C = 100[s]$$

$$u = \frac{v_e}{C} = 0.33$$

$$y = \frac{q}{S} = \frac{900[ADE / h]}{2[pistas] \cdot 1800[ADE / h \cdot pista]} = 0.25$$

$$\Rightarrow DU = \frac{900[ADE / h] \cdot 100[s] \cdot (1[h] / 3600[s]) \cdot (1-0.33)^2}{2 \cdot (1-0.25)} = 7.48[ADE \cdot h / h]$$

$$DAS = N_o \cdot x$$

$$N_o = \begin{cases} \frac{Q \cdot t}{4} \cdot \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{12 \cdot (x-x_o)}{Q \cdot t}} \right], & \text{si } x > x_o \\ 0, & \text{si } x \leq x_o \end{cases}$$

$$x_o = 0.67 + \frac{S \cdot v_e}{600}$$

$$x = \frac{q}{Q}$$

$$Q = u \cdot S = 0.33 \cdot (2[\text{pista}] \cdot 1800[ADE/h \cdot \text{pista}]) = 1188[ADE/h]$$

$$x_o = 0.67 + \frac{(2[\text{pistas}] \cdot 1800[ADE/h \cdot \text{pista}] \cdot (0.33 \cdot 100s \cdot (1[h]/3600[s])))}{600} = 0.725$$

$$x = \frac{900[ADE/h]}{1188[ADE/h]} = 0.7576$$

$$\Rightarrow x > x_o$$

$$t = 15[\text{min}] = 0.25[h]$$

$$N_o = \frac{1188[ADE/h] \cdot 0.25[h]}{4} \cdot \left[(0.76-1) + \sqrt{(0.76-1)^2 + \frac{12 \cdot (0.76-0.725)}{1188[ADE/h] \cdot 15[\text{min}]}} \right]$$

$$N_o = 0.20[ADE]$$

$$\Rightarrow DAS = 0.20 \cdot 0.7576 = 0.152[ADE \cdot h/h]$$

$$\Rightarrow D = DU + DAS = 7.48 + 0.152 = 7.63[ADE \cdot h/h]$$

b) La demora promedio total por vehículo

d = demora total promedio por vehículo

$$du = \frac{DU}{q}$$

$$DU = 7.48[ADE]$$

$$q = 900[ADE/h]$$

$$\Rightarrow du = \frac{7.48[ADE]}{900[ADE/h]} = 0.0083[ADE \cdot h/ADE]$$

$$das = \frac{DAS}{q}$$

$$DAS = 0.152[ADE]$$

$$q = 900[ADE/h]$$

$$\Rightarrow du = \frac{0.152[ADE]}{900[ADE/h]} = 0.00017[ADE \cdot h / ADE]$$

$$\Rightarrow d = du + das = 0.00017 + 0.0083 = 0.00848[ADE \cdot h / ADE]$$

c) la longitud máxima de la cola

$$N = q \cdot r_e + N_o$$

$$q = 900[ADE/h]$$

$$r_e = C - v_e = 100 - 0.33 \cdot 100 = 67[s]$$

$$N_o = 0.20[ADE]$$

$$\Rightarrow N = 900[ADE/h] \cdot 67[s] \cdot (1[h]/3600[s]) + 0.20[ADE] = 16.95[ADE]$$

d) la máxima extensión de la cola

$$N_m = q \cdot t_o + N_o$$

$$q = 900[ADE/h]$$

$$t_o = \frac{C \cdot (1-u)}{(1-y)} = \frac{100[s] \cdot (1-0.33)}{(1-0.25)} = 89.33[s]$$

$$N_o = 0.20[ADE]$$

$$\Rightarrow N_m = 900[ADE/h] \cdot 89.33[s] \cdot (1[h]/3600[s]) + 0.20[ADE] = 22.53[ADE]$$

15. Compare el rendimiento del acceso sur de la pregunta anterior si, en vez de semáforo, la intersección se regula con una rotonda, cuya capacidad se puede aproximar por la expresión $Q_e = 1200 - 0,5qc$.

Solución:

$$q_c = q_{NW-NW} + q_{NW-NE} + q_{NE-NE} = 20[ADE/h] + 255[ADE/h] + 5[ADE/h] \\ = 280[ADE/h]$$

$$Q_e = 1200 - 0.5 \cdot q_c = 1200 - 0.5 \cdot 280 = 1060[ADE/h]$$

D_t = Tasa de demora por unidad de tiempo

$$D_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{U_D^2 + V_D} - U_D \right)$$

$$U_D = \frac{(1-x) \cdot (Q \cdot t)^2 - 2 \cdot (L_o - 1) \cdot Q \cdot t - 4 \cdot (1-c) \cdot (L_o + x \cdot Q \cdot t)}{2 \cdot [Q \cdot t + 2 \cdot (1-c)]}$$

$$V_D = \frac{2 \cdot (2 \cdot L_o + x \cdot Q \cdot t) \cdot [Q \cdot t - (1-c)] \cdot (2 \cdot L_o + x \cdot Q \cdot t)}{Q \cdot t + 2 \cdot (1-c)}$$

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{900[ADE/h]}{1060[ADE/h]} = 0.849$$

$$t = 15[\text{min}] = 0.25[s]$$

$$L_o = 0$$

Rotonda → señal de prioridad → t servicio aleatorio → $c = 1$

$$U_D = \frac{(1-0.849) \cdot (1060 \cdot 0.25)^2 - 2 \cdot (0-1) \cdot 1060 \cdot 0.25 - 4 \cdot (1-1) \cdot (0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25)}{2 \cdot [1060 \cdot 0.25 + 2 \cdot (1-1)]}$$

$$U_D = 21$$

$$V_D = \frac{2 \cdot (2 \cdot 0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25) \cdot [1060 \cdot 0.25 - (1-1)] \cdot (2 \cdot 0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25)}{1060 \cdot 0.25 + 2 \cdot (1-1)}$$

$$V_D = 450$$

$$\Rightarrow D_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{21^2 + 450} - 21 \right) = 4.425[ADE \cdot h/h]$$

$d_t =$ Demora promedio por vehículo

$$d_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{U_d^2 + V_d} - U_d \right)$$

$$U_d = \frac{t}{2} \cdot (1-x) - \frac{1}{Q} \cdot (L_o - c + 2)$$

$$V_d = \frac{2}{Q} \cdot \left[(1-x) \cdot t + c \cdot x \cdot t - 2 \cdot (1-c) \cdot \left(\frac{L_o + 1}{Q} \right) \right]$$

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{900[ADE/h]}{1060[ADE/h]} = 0.849$$

$$t = 15[\text{min}] = 0.25[\text{s}]$$

$$L_o = 0$$

Rotonda \rightarrow señal de prioridad $\rightarrow t$ servicio aleatorio $\rightarrow c = 1$

$$U_d = \frac{0.25}{2} \cdot (1-0.849) - \frac{1}{1060} \cdot (0-1+2) = 0.0179$$

$$V_d = \frac{2}{1060} \cdot \left[(1-0.849) \cdot 0.25 + 1 \cdot 0.849 \cdot 0.25 - 2 \cdot (1-1) \cdot \left(\frac{0+1}{1060} \right) \right] = 0.00047$$

$$\Rightarrow d_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{0.0179^2 + 0.00047} - 0.00047 \right) = 0.0138[ADE \cdot h / ADE]$$

$L_t =$ Longitud cola instante t .

$$L_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{U_L^2 + V_L} - U_L \right)$$

$$U_L = \frac{(1-x) \cdot (Q \cdot t)^2 + (1-L_o) \cdot Q \cdot t - 2 \cdot (1-c) \cdot (L_o + x \cdot Q \cdot t)}{Q \cdot t + (1-c)}$$

$$V_L = \frac{4 \cdot (L_o + x \cdot Q \cdot t) \cdot [Q \cdot t - (1-c)] \cdot (L_o + x \cdot Q \cdot t)}{Q \cdot t + (1-c)}$$

$$x = \frac{q}{Q} = \frac{900[ADE/h]}{1060[ADE/h]} = 0.849$$

$$t = 15[\text{min}] = 0.25[s]$$

$$L_o = 0$$

Rotonda \rightarrow señal de prioridad $\rightarrow t$ servicio aleatorio $\rightarrow c = 1$

$$U_L = \frac{(1-0.849) \cdot (1060 \cdot 0.25)^2 + (1-0) \cdot 1060 \cdot 0.25 - 2 \cdot (1-1) \cdot (0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25)}{1060 \cdot 0.25 + (1-1)}$$

$$U_L = 41$$

$$V_L = \frac{4 \cdot (0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25) \cdot [1060 \cdot 0.25 - (1-1) \cdot (0 + 0.849 \cdot 1060 \cdot 0.25)]}{1060 \cdot 0.25 + (1-1)}$$

$$V_L = 900$$

$$\Rightarrow L_t = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{41^2 + 900} - 41) = 4.902[ADE]$$

Se comparan:

D = Tasa de demora total por unidad de tiempo

$$D = 7.63[ADE \cdot h / h]$$

D_t = Tasa de demora por unidad de tiempo

$$D_t = 4.425[ADE \cdot h / h]$$

d = Demora total promedio por vehículo

$$d = 0.00848 [ADE \cdot h / ADE]$$

d_t = Demora promedio por vehiculo

$$d_t = 0.0138 [ADE \cdot h / ADE]$$

L_t = Longitud cola instante t.

$$L_t = 4.902[ADE]$$

$$N = 16.95[ADE]$$

$$N_m = 22.53[ADE]$$

Ergo, es más eficiente que la intersección sea regulada con una rotonda.

SE TERMINÓ DE IMPRIMIR EN
LOS TALLERES GRÁFICOS DE
TAREA ASOCIACIÓN GRÁFICA EDUCATIVA
PSJE. MARÍA AUXILIADORA 156, BREÑA
CORREO E.: TAREAGRAFICA@TAREAGRAFICA.COM
TELÉFONO: 332-3229 FAX: 424-1582
SE UTILIZARON CARACTERES
ABADI MT CONDENSED LIGHT EN 11 PUNTOS
PARA EL CUERPO DEL TEXTO
FEBRERO 2011 LIMA - PERÚ