

## PROPOSICION DE CURVAS FLUJO-VELOCIDAD

Jorge Laval Allende  
Coordinación General de Concesiones  
Ministerio de Obras Públicas  
Fax: 3613793  
e-mail: [jlavall@mop.cl](mailto:jlavall@mop.cl)

### RESUMEN

En este trabajo se proponen curvas flujo-velocidad para los movimientos de intersecciones prioritarias y semaforizadas así como para calzadas simples interurbanas. El enfoque utilizado para abordar estos problemas está basado en la teoría de colas, particularmente en el caso de colas tipo M/G/1 donde el tiempo de servicio no sigue una distribución exponencial. Las curvas propuestas son no separables ya que dependen del flujo de otros arcos de la red: en el caso de intersecciones prioritarias la demora depende del flujo prioritario y de los movimientos que se oponen, mientras que para calzadas bidireccionales interurbanas el tiempo de viaje está determinado por el flujo en contra (que restringe los adelantamientos) y el flujo de vehículos lentos en la misma dirección. Se implementó estas formulaciones en el modelo de asignación MERCURIO (Laval, 1999) obteniendo interesantes resultados.

## 1. INTERSECCIONES PRIORITARIAS

Sin duda que este es uno de los temas más estudiados en la teoría de tráfico y numerosos modelos han sido propuestos para estimar capacidades y medidas de operación en intersecciones. La idea es proponer modelos que requieran menos tiempo de cálculo que los existentes, para ser incorporados en la etapa de asignación a redes urbanas extensas. En lo que sigue se presenta un modelo que representa el estado del arte en la materia para luego compararlo con el modelo propuesto.

### 1.1 Estado del Arte

Brevemente, los modelos que están siendo utilizados por programas como SIDRA están basados en la teoría de brechas donde destaca el trabajo de Akçelik (1994) que utilizando una distribución exponencial apelotonada para el *headway* del flujo principal y analogías con modelos para semáforos, deduce expresiones para la capacidad y demoras. En el Apéndice 1 se presenta un resumen de este modelo. Otros modelos de capacidad muy conocidos son los llamados modelos de capacidad lineal que son estimados a partir de observaciones empíricas mediante la técnica de regresión lineal y son usados por modelos como ARCADY y RODEL (Brown 1995; Chard 1997; Hollis, Semmens and Dennis 1980; Kimber 1980, 1989; Ourston and Hall 1997; Waddell 1997).

### 1.2 Modelo Propuesto

Gran parte de los fenómenos de tráfico se pueden modelar naturalmente mediante la *teoría de brechas*, que es la teoría de colas aplicada a casos donde el tiempo de servicio o tiempo del primer auto en la fila está condicionado por una cierta brecha mínima aceptable y por lo tanto sigue una distribución general.

Considérese el caso de una intersección prioritaria donde el flujo secundario debe atravesar un flujo principal, o el caso del adelantamiento donde el vehículo que quiere adelantar a otro de circulación más lenta deberá esperar hasta que el tiempo entre dos vehículos en sentido en contra sea superior a una cierta brecha crítica. Estos son un típico ejemplo de colas del tipo **M\G\1**, las que presentan solución analítica cerrada para la demora promedio en el sistema, y se conoce como la fórmula de Pollaczek y Khintchine (Kleinrock, 1962):

$$D = \frac{qw^2}{2(1-qw)} + w \quad (1)$$

Donde:

- $D$  demora promedio en el sistema
- $q$  flujo que cede el paso, distribución de Poisson
- $w$  esperanza de la demora del primer vehículo en la fila o tiempo de servicio del sistema, distribución general.
- $w^2$  segundo momento de  $w$  ( $w^2 = Var(w) + w^2$ )

En esencia este es el modelo propuesto, donde las expresiones para  $w$  y  $w^2$  se encuentran en el Apéndice 2. A continuación se analizan los movimientos que deben esperar una brecha para cruzar (movimientos directos) y luego aquellos que además deben esperar que se disipe la cola de un movimiento directo con mayor prioridad (virajes). También se presenta un análisis de movimientos que comparten pista.

### 1.2.1 Movimiento directo

En este caso el flujo secundario debe cederle el paso al flujo principal de tal forma que pasará cuando exista la brecha para hacerlo. Así, basta con aplicar (1) pero dado el esfuerzo de cálculo que implica el término  $w^2$  (en un modelo de asignación) es necesario hacer algún supuesto. Hughes y Maher (1997) consideran constante este término y han propuesto valores de 0,85 para estos movimientos. Se comprobó que la anterior suposición puede llevar a sesgos importantes, por lo que en este trabajo se calcula explícitamente este término. Para esto se examinó la diferencia que existe entre  $w^2$  y el segundo momento de la distribución exponencial ( $2w^2$ ) y se observa que existe una relación muy parsimoniosa del tipo:

$$w^2 = \frac{2w^2}{1 - e^{\phi\lambda}} \quad (2)$$

donde  $\phi$  se relaciona con la brecha mínima,  $g$ , según:  $\phi = (-3,32 g - 1,91) \cdot 10^{-5}$  (3)

El ajuste logrado con (7) produce un sesgo prácticamente imperceptible, con  $R^2=1$ .

### 1.2.2 Virajes

En este caso la demora es idéntica al caso anterior con la salvedad de que las colas de los movimientos a los que hay que cederles el paso deben estar vacías, en caso contrario hay una espera adicional. Luego, interesa conocer la probabilidad estacionaria,  $P_0$ , de encontrar una cola M/G/1 vacía. De acuerdo a Bertsimas y Wein (1998) esta probabilidad es:

$$P_0 = 1 - qw \quad (4)$$

Notar que (11) es válida también para llegadas con distribución general. Al igual que antes, la probabilidad de esperar  $N$  brechas antes de pasar viene dada por una distribución geométrica pero esta vez con probabilidad :

$$p = e^{-\lambda g} \prod_i P_0^i \quad (5)$$

donde la productoria corresponde a la probabilidad de encontrar vacías todas las colas de los movimientos a los que haya que cederles el paso. Así, la media de  $w$  es igual al número de brechas a esperar multiplicado por el tiempo promedio de cada brecha pero esta vez sin la restricción de que sea menor que  $g$ , o sea:

$$w = E[N]E[T] = \frac{1-p}{p} \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (6)$$

y en este caso se tiene simplemente que:

$$w^2 = \frac{1-p}{(p\lambda)^2} \quad (7)$$

Con lo anterior basta aplicar (1) con los parámetros de (11) y (12) para obtener las demoras en virajes con oposición. Vale la pena recalcar que al levantar la restricción de que el tiempo de las brecha sea menor que  $g$  simplifica mucho el cálculo de  $w$  y sobre todo de  $w^2$  por lo que parece factible, desde el punto de vista de tiempos de cálculo computacional, incorporarlo formalmente a un modelo de asignación sin necesidad de un ajuste como (7). Además, es interesante constatar que el número de movimientos a los que haya que cederles el paso interviene únicamente en el cálculo de  $p$ , lo que lo hace un método muy sencillo e intuitivo.

### 1.2.3 Movimientos que comparten pista

Aquí se trata de una cola M/G/1 multiclase. Igual que antes basta calcular adecuadamente los dos primeros momentos de  $w$  y aplicar (1). De acuerdo a Bertsimas y Wein (1998) se tiene que:

$$w = \sum_{j \in J} \frac{q_j}{Q} w_j \quad (8)$$

$$w^2 = \sum_{j \in J} \frac{q_j}{Q} w_j^2 \quad (9)$$

donde  $Q = \sum_{j \in J} q_j$  y  $J$  es el conjunto de movimientos que comparten la misma pista. Dado que cada movimiento tiene su propio tiempo de servicio  $w_j$ , la demora de cada movimiento es:

$$D_j = \frac{Qw^2}{2(1-Qw)} + w_j \quad (10)$$

Los  $w_j$  se calculan de acuerdo a la sección 1.2.1 o 1.2.2 (según sea el caso). Para los movimientos sin oposición se sugiere utilizar  $w_j = 1/s_j$ , y  $w_j^2 = 2w_j^2$  donde  $s_j$  es el flujo de saturación del movimiento.

## 1.3 Comparación con Akçelik (1994)

A continuación se presenta una comparación del modelo propuesto en este paper (modelo JLA) y el modelo de Akçelik (1994) (modelo AKC) para dos niveles de flujo principal representativos de este tipo de intersecciones.

En ambas figuras se puede ver que la demora de JLA es superior a la de AKC para bajos niveles de flujo ( $x < 0,5$ ) y para grados de saturación cercanos a 1, mientras que para grados de saturación intermedios es menor. En todo caso, se observa que ambas curvas representan el fenómeno de forma muy similar.

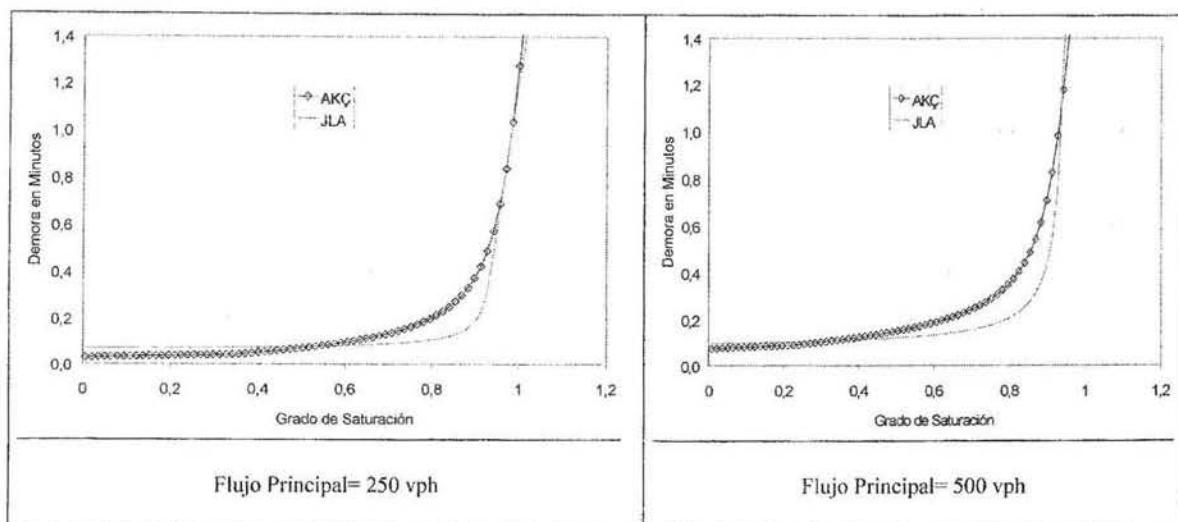


Figura 1: Tiempos de espera en intersección prioritaria para JLA y AKC

En el contexto de un modelo de asignación se comprobó que JLA requiere un 70% menos de tiempo de cálculo que el modelo AKC y arrojando asignaciones que no difieren más de un 3%. En todo caso, el tiempo total de ejecución del algoritmo de equilibrio de usuario no se reduce más de un 20% dado que, como se sabe, el mayor requerimiento computacional lo produce el cálculo de rutas mínimas que es idéntico en ambos casos. Este ejercicio se hizo para la red de la concesión Cartagena – Quintay (LEN, 1999) donde se simuló las cinco intersecciones de prioridad que tendrá el litoral central entre Algarrobo y Cartagena cuando esta concesión este en operación.

## 2. CALZADAS SIMPLES

El fenómeno de adelantamiento en calzadas simples bidireccionales es lo más determinante en su operación y capacidad. En los modelos de asignación tradicionales se considera una capacidad fija y que no hay interacción con el flujo en contra. A continuación se presenta el estado del arte en el tema para luego proponer y comparar un nuevo modelo.

### 2.1 Estado del Arte

Este problema ha sido muy estudiado en la literatura de transporte. Newell (1955) dedujo la primera ecuación integral mientras que Erlander (1967) usó los resultados de Gustavsson (1967) y estableció otra ecuación integral utilizando el enfoque de Carleson (1957). Newell (1966) considera la interacción de dos tipos de vehículos (lentos y rápidos) mientras que los modelos mencionados anteriormente consideran que cada vehículo se rige por su propia velocidad y es estorbado por los más lentos. Sin embargo, ninguno toma en cuenta el fenómeno de colas, en consecuencia sus resultados

pueden ser usados solo en caso de bajos niveles de flujo. Para solucionar ésto, Andrews (1970) intenta modelar la interacción entre tres tipos de vehículos, pero la derivación matemática resultó demasiado engorrosa. Miller (1962) y Gordon y Newell (1964) incluyeron colas en sus modelos, pero al igual que Andrews (1970) las ecuaciones resultantes son muy engorrosas salvo en el caso de dos tipos de vehículos. Hasta ahora modelos con dos tipos de vehículos son de sencilla implementación. Daganzo (1975) fue el primero en incorporar la distancia física entre dos vehículos y extender los resultados anteriores para el caso de altos niveles de tráfico, además de derivar un modelo para la capacidad de este tipo de vías. El modelo de Daganzo representa el estado del arte en el tema y será comparado con el modelo propuesto y se puede plantear de la siguiente forma:

$$V_{\text{daganzo}} = \frac{v}{1 - \frac{q_f}{q_f} \left( \frac{V-v}{V} \right)}$$

Con:  $q_f = \frac{1 + Aq - \sqrt{(1 + Aq)^2 - 4Aq_f}}{2A}; A = \frac{V-v}{V\mu}; \mu = 637 \exp\left(-\frac{q}{153}\right)$

Donde  $v$  y  $V$  son las velocidades de vehículos lentos y rápidos;  $q$ ,  $q_f$  y  $qff$  es el flujo total en un sentido, el de autos y de autos libres (no en cola), mientras que  $\mu$  es la tasa de servicio de la cola detrás de un camión. Las principales limitaciones de este modelo son que supone que la cola detrás de un camión es del tipo M/M/1, claramente irreal dado que es un fenómeno de teoría de brechas. Además, la derivación de la tasa de servicio detrás de un camión supone que el flujo en el sentido contrario es aproximadamente igual al flujo en el mismo sentido, lo que restringe su aplicación para casos asimétricos.

## 2.2 Modelo Propuesto

Sea:

$\lambda$	flujo en sentido contrario
$F_l$	flujo de vehículos lentos por adelantar
$V_l$	velocidad media vehículos lentos
$F_r$	flujo de vehículos rápidos
$V_r$	velocidad a flujo libre de vehículos rápidos
$D$	demora en aceptar una brecha mínima de adelantamiento
$L$	espaciamiento promedio entre cada vehículo rápido
$d_1, d_2$	distancia sin y con prohibición de rebase
$dl_i$	distancia libre de la interferencia de vehículos lentos, $i=1, 2$
$dc_i$	distancia en cola detrás de un vehículo lento, $i=1, 2$
$ppa$	proporción de prohibición de adelantamiento.

La demora en aceptar una brecha mínima de adelantamiento  $D$  se calcula mediante (1) haciendo  $q=F_r$  y considerando una brecha mínima del orden de los 25 segundos. Luego, si  $X$  es el número promedio de vehículos lentos por rebasar, en tramos sin prohibición de rebase se puede plantear que el tiempo en cola detrás de un vehículo lento es  $XD$ , mientras que la *distancia libre* de vehículos lentos es:

$$dl_l = \frac{XV_r}{V_r - V_l} \left( \frac{V_l}{F_l} - F_r DL \right) \quad sa: \quad dl_l > 0 \quad (11)$$

en donde se supuso que el vehículo rápido desarrolla una velocidad fija  $V_r$ . Claramente, cuando este último término  $dl_l$  es nulo las colas detrás de los vehículos lentos igualan la distancia promedio entre cada uno, en cuyo caso la velocidad media de cada vehículo rápido es  $V_l$ ; valores negativos de este término están fuera del rango de definición de  $X$ . Se puede plantear por conservación de la distancia recorrida que:

$$X = \frac{d}{[V_l D + \frac{V_r}{V_r - V_l} (V_l/F_l - F_r DL)]} \quad (12)$$

Para los tramos **con prohibición** de adelantamiento, siempre bajo la suposición de llegadas markovianas para vehículos lentos y rápidos, se puede decir que la *distancia libre* de vehículos lentos es:

$$dl_2 = \frac{V_l - F_r L}{2F_l} \quad sa: 0 < dl_2 < d_2 \quad (13)$$

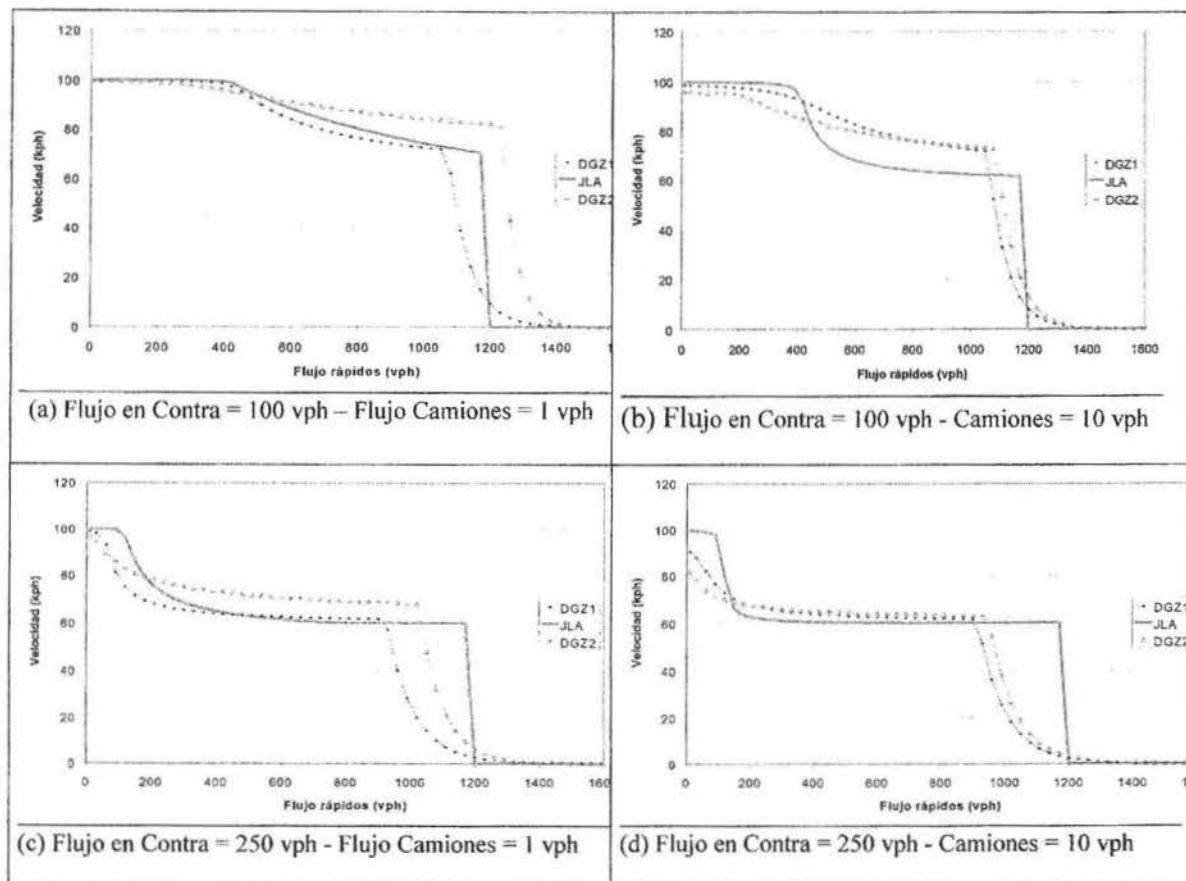
mientras que en el resto del tramo con prohibición (y que mide  $d_2 - dl_2$ ) la velocidad media de cada vehículo rápido es  $V_l$ . Nuevamente, se debe imponer la condición de que la distancia recorrida libre de vehículos lentos sea mayor o igual a cero. Es así como la velocidad de los vehículos rápidos en arcos de calzada simple puede plantearse como:

$$V = (1-ppa)[V_r \cdot dl_l + Vl \cdot (d_l - dl_l)]/d_l + ppa[V_r \cdot dl_2 + Vl \cdot (d_2 - dl_2)]/d_2 \quad (14)$$

### 2.3 Comparación con Daganzo (1975)

A continuación se comparan los modelos de Daganzo (1975), (DGZ) y el propuesto en este trabajo (JLA). El modelo de Daganzo se presenta en su forma original (DGZ1) y con la siguiente modificación (DGZ2): se ha levantado el supuesto de que el tiempo de servicio que experimenta el primer vehículo de la cola detrás de un camión es exponencial reemplazándolo por una distribución exponencial apelotonada, lo que implica usar (1) para estimar la demora promedio en rebasar un camión.

De la Figura 2 se desprende que los tres modelos tienen un comportamiento similar, salvo para el caso (b) donde JLA presenta una brusca caída alrededor de los 500 vehículos rápidos por hora. Otro aspecto de interés es que los modelos de Daganzo arrojan capacidades por pista entre 900 y 1.200 vph, mientras que JLA se ha truncado arbitrariamente en 1.200 vph. Para el caso de tráfico liviano (casos (a) y (b)) los tres modelos presentan una zona en que la velocidad no se ve afectada por el flujo (hasta los 350 vph) para luego decrecer hasta la velocidad



**Figura 2: Comparación de 3 modelos de Adelantamiento**

Nuevamente utilizando la red de LEN (1999), en la Figura 3 se muestran los tiempos de ejecución por iteración del algoritmo de diagonalización implementado en MERCURIO, donde se muestra además este tiempo para la modelación tradicional con curvas BPR separables. Se desprende, como era de esperar, que todos los modelos requieren más tiempo de cálculo que el enfoque tradicional. Además, JLA es el modelo menos costoso requiriendo solo un 15% más de tiempo que con curvas BPR, seguido por DGZ1 y luego por DGZ2 que es el más costoso y que toma casi 3 veces el tiempo del enfoque BPR.

Finalmente, para el caso analizado, los tres modelos arrojan prácticamente los mismos flujos en los arcos con diferencias prácticamente imperceptibles. Comparado con el enfoque BPR los flujos difieren en forma importante encontrando diferencias de hasta 600 vph.

### 3. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron curvas flujo-velocidad no separables para modelar las interacciones de tráfico que se producen en intersecciones y en calzadas simples. Ambos fenómenos son de naturaleza similar y han sido tratados en forma análoga en este trabajo. Estos han sido comparados con modelos que representan el estado del arte en cada materia tanto en las gráficas flujo-velocidad (o flujo-tiempo)

como en su desempeño dentro de un algoritmo de equilibrio de usuario demostrando mayor eficiencia computacional con el mismo grado de exactitud en términos de la asignación de flujos a la red.

En el caso de calzadas simples hay que destacar la gran diferencia en la asignación con cualquiera de los tres modelos presentados con respecto a la modelación tradicional, mientras que comparaciones con mediciones de terreno confirman la bondad de ajuste de estos modelos comparados con las funciones separables.

#### 4. REFERENCIAS

- Akçelic, R. and R.J. Troubeck, (1986) Implementation of the Australian roundabout analysis method in SIDRA. In: U. Brannolte (Ed.), *Highway Capacity and Level of Service*, Proc. Int. Symp. On Highway Capacity (Karlsruhe). A.A. Balkema, Rotterdam, 17-34.
- Bertsimas, J. y L. Wein (1998): "Queues: Theory and Applications, Part I". MIT Copy Technology Center.
- Brilon, W. (1988) Recent developments on calculation methods for unsignalised intersections on West Germany. In: W. Brilon (Ed.), *Intersections Without Traffic Signals*, Proc. Int. Workshop (Bochum, Germany). Springer-Verag, Berlin, 111-153.
- Brown, M. (1995). *The Design of Roundabouts*. Transport Research Laboratory State-of-the-Art Review. HMSO, London, UK.
- Carleson L. (1957) Eu Matematisk Modell for Landsvagstrafik. Nord Matematisk Tidskrift 5, 175-180.
- Chard, B. (1997). Arcady Health Warning: Account for unequal lane usage or risk damaging the Public Purse. *Traffic Engineering and Control*, 38 (3), pp. 122-132.
- Erlander S. (1967) A Mathematical Model for Traffic on a Two-Lane Road. *Vehicular Traffic Science* (Edited by L.C. Edie, et al.) pp. 153-167. American Elsevier, New York.
- Gustavsson J. (1967) A model for overtaking on a two-lane road with limited visibility. *Vehicular Traffic Science* (Edited by L. C. Edie, et al.) pp. 138-152.
- Hollis, E.M., Semmens, M.C. and Dennis, S.L. (1980). Arcady: *A Computer Program to Model Capacities, Queues and Delays at Roundabouts*. TRRL Laboratory Report 940. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.
- Hughes, P. y M. Maher (1997): "Sue and Junction Modelling-The Extension of Stochastic User Equilibrium Assignment to Model Realistic Junction Delays", *Actas del seminario PTRC 1997, Transportation Planning Methods*, Vol.II págs. 65-70.
- Jacobs, F. (1979). Calculations for unsignalised intersections (in German). Voslesungsmanuskript, Stuttgart.
- Kimber, R.M. (1980). *The Traffic Capacity of Roundabouts*. TRRL Laboratory Report 942. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.
- Kimber, R.M. (1989). Gap-acceptance and empiricism in capacity prediction, *Transportation Science*, 23 (2), pp. 100-111.
- Kleinrock, L. (1962): "Queueing Systems", Vol. 2: Computer Applications. Wiley New York.
- Newell G.F. (1955) Mathematical models for freely flowing highway traffic. *J. Oper. Res. Soc. Am.* 3, 176-186.
- Newell G.F. (1966) Equilibrium probability distribution for low density highway traffic. *J. Appl. Prob.* 3, 247-260.

- Ourston, L. And Hall, G.A. (1997). Roundabouts increase interchange capacity. *ITE Journal* 67 (12), pp. 30-36.
- Seaty, T., (1961): "Elements of Queuing Theory", McGraw-Hill, Nueva York.
- Tanner, J.C. (1962) A theoretical analysis of delays at an uncontrolled intersection. *Biometrika*, 49 (1 and 2), 163-170.
- Tanner, J.C. (1967) The capacity of an uncontrolled intersection. *Biometrika*, 54 (3 and 4), 657-658.
- Troubeck, R.J. (1991) Discussion of the effects of heavy vehicles and lane utilisation at roundabouts. ARRB. Working Paper WD TE93/008, Australian Road Research Board.
- Troutbeck, R.J. (1986) Average delay at an unsignalised intersection with two major streams each having a dichotomised headway distribution. *Transpn Sci.*, 20 (4), 272-286.
- Troutbeck, R.J. (1993). The characteristics of the times drivers are stopped at unsignalised intersections. In: C.F. Daganzo (Ed.), *Transportation and Traffic Theory*, Proc., 12<sup>th</sup> Int. Symp. On the Theory of traffic Flow and Transportation (Berkeley, California, USA). Elsevier, Amsterdam, 575-594.
- Waddell, E. (1997). Evolution of roundabout technology: a history-based literature review. *Compendium of Technical Papers* (CD). 67<sup>th</sup> Annual Meeting of the Institution of Transportation Engineers, Boston, USA.

## 5. APÉNDICE 1: MODELO DE AKÇELIK (1994)

Vale la pena señalar que la función de distribución acumulada  $F(t)$  de distribución exponencial apelotonada es:

$$\begin{aligned} F(t) &= 1 - \varphi e^{-\lambda(t-\Delta)} && \text{para } t \geq \Delta \\ &= 0 && \text{para } t < \Delta \end{aligned}$$

donde:  $\Delta$  = headway mínimo dentro de un pelotón (seg)

$\varphi$  = proporción de vehículos libres

$$\lambda = \text{parametro calcula como: } \lambda = \frac{\varphi q}{1 - \Delta} \quad \text{s.a: } q \leq 0.98/\Delta$$

donde  $q$  es el flujo total (veh/sec).

La expresión que resulta para la capacidad  $Q$  de una rama secundaria es de la forma:

$$Q = \frac{3600}{\beta} (1 - \Delta q + 0.5 \beta \varphi q) e^{-\lambda(\alpha - \Delta)}$$

donde:  $\alpha$  = brecha mínima para atravesar (seg)

$1/\beta$  = flujo de saturación de la rama secundaria

Esta ecuación es la generalización de conocidos modelos anteriores como los de Akçelik y Troutbeck (1991), Troutbeck (1993, 1986 y 1991), Brilon (1988), Jacobs (1979), Tanner (1962 y 1967).

Las demoras se pueden formular como sigue:  $d = d_1 + d_2$ , donde

$$d_1 = (1 + 0.3y^{0.20}) \frac{d_m}{1-y} \text{ si } x \leq 1.0 ; \quad d_{l(x=1)} \text{ si } x > 1.0$$

$$d_2 = 900T_f \left[ \left( z + \sqrt{z^2 + \frac{8k_d(x - x_o)}{QT_f}} \right) \right] \text{ si } x > x_o ; 0 \text{ sino}$$

$$x_o = 0.14(sg)^{0.55} \text{ sujeto a } x_o \leq 0.95 ; \quad k_d = 0.17\varphi_c(sg)^{1.40}y^{-0.40}(d_m Q)$$

$$d_m = \frac{e^{\lambda(\alpha-\Delta_m)}}{\varphi_m q_m} - \alpha - \frac{1}{\lambda} + \frac{\lambda\Delta_m^2 - 2\Delta_m + 2\Delta_m\varphi_m}{2(\lambda\Delta_m + \varphi_m)}$$

donde  $x$  es el grado de saturación de la rama secundaria,  $y$  la razón de flujo,  $T_f$  el largo del periodo de modelación,  $z=x-1$ ,  $s=3600/\beta$  y  $g$  es el verde promedio equivalente.

## 6. APÉNDICE 2: EXPRESIONES PARA W Y W2

La probabilidad de esperar  $N$  brechas antes de pasar viene dada por una distribución geométrica de probabilidad  $p = \text{Prob}\{G>g\} = e^{-\lambda g}$ , donde:

$\lambda$	flujo prioritario o flujo en contra, tiene una distribución de Poisson
$g$	brecha mínima aceptable
$N$	número de brechas a esperar antes de pasar
$T$	tiempo promedio de cada brecha

Así, la media de  $w$  es igual al número de brechas a esperar multiplicado por el tiempo promedio de cada brecha, condicionado a que sea menor que  $g$ , o sea:

$$w = E[N]E[T | T < g] \quad (15)$$

Dado que  $N$  sigue una distribución geométrica,  $E[N] = (1-p)/p$  mientras que

$$E[T | T < g] = \frac{\int_0^g tf_r(t)dt}{\int_0^\infty f_r(t)dt} \quad (16)$$

donde  $f_r(t) = \lambda e^{-\lambda t}$ . De esta forma (Sheffi, 1985):

$$w = \frac{1}{\lambda} \left( \frac{1}{p} - 1 \right) - g \quad (17)$$

$$w^2 = \frac{1}{p^2} (2A^2 + pB) \quad (18)$$

$$\text{con } A = \frac{1}{\lambda} - p(g + \frac{1}{\lambda}) \quad \text{y} \quad B = \frac{2}{\lambda^2} - p[g^2 + \frac{2}{\lambda}(g + \frac{1}{\lambda})] \quad (19)$$

## 7. APÉNDICE 2: CURVAS SIMPLIFICADAS DE ADELANTAMIENTOS

El objetivo de este apéndice es ajustar curvas al modelo propuesto implementables en un modelo como EMME/2. A la luz de los resultados anteriores parece razonable ajustar curvas del tipo:

$$V = V_l + (V_r - V_l) e^{-\gamma F_l} \quad (20)$$

En tramos **sin prohibición** de rebase, y luego de un exhaustivo análisis se concluyó que las formas funcionales que mejor se ajustan a los dato modelados son:

$$\gamma = \alpha \left( 1 + \frac{\beta \lambda}{\lambda - k} \right) \quad (21)$$

$$\alpha = a_0 \left( 1 + \frac{a_1 F_r}{F_r - a_2} \right) \quad (22)$$

$$\beta = b_0 F_r^b \quad (23)$$

$$k = k_0 F_r^{k_1} + k_2 \quad (24)$$

(23) y (24) están sujetas a  $F_r > 30$  veh/hr. Si  $F_r < 30$  hacer  $F_r = 30$ .

Los coeficientes que minimizan el error se presentan en la Tabla 1:

**Tabla 1: Coeficientes para curvas de adelantamientos**

	a	b	k
0	3,92E-04	4274	10633
1	1,07	-1,49	-0,79
2	970	-	10

En tramos **con prohibición** de rebase se concluyó que el mejor ajuste es:

$$V = V_l + (V_r - V_l) e^{-0,126 F_l} \quad (25)$$

Finalmente, la velocidad media del arco será el promedio ponderado por el porcentaje de prohibición de adelantamiento de (17) y (22).