
INFLUENCIA DEL TRANSPORTE PUBLICO SOBRE PARAMETROS DE CAPACIDAD EN INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS

Juan Enrique Coeymans A.

Cristián Adonis M.

Departamento de Ingeniería de Transporte,
Pontificia Universidad Católica de Chile.

Casilla 306, Santiago 22;

Fono 6864270, Fax 5524054.

RESUMEN

El hecho que la presencia de buses pudiera influir sobre la definición de los parámetros de capacidad en intersecciones semaforizadas, sólo ha sido reportado por Gibson y Fernández en el IV Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte. En otros trabajos realizados en el país se había reconocido que los factores de equivalencia de los buses podían variar, pero se había atribuido tal situación a condiciones ambientales (sectores céntricos y no-céntricos).

El presente informe entrega los primeros resultados de una investigación que parte de los hallazgos de Gibson y Fernández y trata de comprobar algunas hipótesis sobre la estabilidad de los intervalos de salida entre vehículos. Estas hipótesis son: la estabilidad del intervalo característico de salida del ADE (automóvil que sigue derecho) en pistas sólo ADEs; la dependencia del factor de equivalencia para ADEs en pistas de tráfico mixto de la proporción de transporte público en el flujo; la estabilidad del intervalo de salida de los buses; y la independencia de los intervalos de salida para los vehículos que giran con respecto a la proporción de buses en el flujo.

Se entrega una revisión de las hipótesis asumidas y la descripción de los experimentos realizados en la red vial de Santiago. Luego se detallan los resultados obtenidos y las principales conclusiones que éstos sugieren, verificando las hipótesis de trabajo.



1. INTRODUCCION

1.1 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es presentar los resultados preliminares obtenidos en una investigación realizada sobre la influencia del transporte público en los parámetros de capacidad de intersecciones semaforizadas.

1.2 ALCANCES

La investigación se ha concentrado, en esta etapa, en los intervalos característicos de salida de automóviles y buses. No se ha estudiado y se ha aislado el efecto de otras variables y parámetros que influyen tanto en los flujos de saturación como en los factores de equivalencia, para concentrarse sólo en los efectos de los vehículos de transporte público.

1.3 CONTENIDO

El presente trabajo contiene, aparte de esta Introducción, cinco diferentes capítulos. El Capítulo 2 contiene las consideraciones teóricas necesarias para la formulación de hipótesis y diseño de los experimentos. Las hipótesis de trabajo se detallan en el Capítulo 3. En el Capítulo 4 se entrega una síntesis de los experimentos realizados en terreno, así como las consideraciones metodológicas asumidas para realizarlos. En el Capítulo 5 se entregan los resultados, confirmando algunas hipótesis y planteando la necesidad de mayores recolecciones de datos en otros casos a fin de despejar fenómenos concomitantes no tomados en consideración cuando se definieron los experimentos y las hipótesis de trabajo, y, por otra parte, para obtener una confiabilidad estadística más robusta de los resultados del procesamiento. Finalmente, el Capítulo 6 entrega las principales conclusiones obtenidas.

2. CONSIDERACIONES TEORICAS

2.1 PRELIMINARES

Cuando el período de verde comienza en una de las ramas de una intersección semaforizada, los vehículos demoran unos segundos en partir y alcanzar una velocidad aproximadamente constante. A esta tasa de descarga se le denomina flujo de saturación y se mide en vehículos por hora de tiempo de verde. Alternativamente, puede decirse que el flujo de saturación es la tasa de descarga que se obtendría si hubiese una cola continua de vehículos constantemente con luz verde (Webster y Cobbe, 1966).

Para una buena comprensión de este estudio se hace necesario definir ciertos conceptos que se utilizarán con posterioridad:



- período saturado: es aquel período en el cual la cola de vehículos persiste en todo momento, o bien que no existiendo, la tasa de pasada es mayor o igual que si ella existiera (R.R.L, 1963);

- intervalo: es la separación en tiempo entre un vehículo cualquiera y el que se encuentra justo delante de él en la fila. Este valor es diferente para distintos tipos de vehículos, y se referirá a la pasada del parachoques trasero de cada uno.

Normalmente los flujos son heterogéneos, es decir, están compuestos por diferentes tipos de vehículos, con características de tamaño y comportamiento diferentes. Para compensar tal efecto, se recurre a una unidad de conversión, llamada vehículo equivalente (veq.)¹, que consiste en el cociente entre el intervalo típico de salida de una clase de vehículos en una línea de parada durante la descarga del verde efectivo, y el intervalo típico de salida de un vehículo de referencia.

2.2 METODOS PARA MEDIR FLUJO DE SATURACION Y ESTIMAR VEHICULOS EQUIVALENTES

Las metodologías más importantes conocidas pueden dividirse entre las que utilizan promedios muestrales para el cálculo de los parámetros y las que utilizan modelos de regresión lineal múltiple. Dentro del primer grupo están el método del Road Note N° 34 (R.R.L, 1963) y el del intervalo, que es el ocupado en este estudio. En el segundo, los métodos de regresión lineal sincrónica y asincrónica (Branston y Van Zuylen, 1978).

El método del intervalo consiste en medir los intervalos respectivos a cada vehículo saturado y asignar dicho valor al par formado por los dos vehículos correspondientes (antecesor y sucesor). La notación WNVM indicará el intervalo de salida de un vehículo tipo V que realiza un movimiento M, precedido por un vehículo tipo W que realiza un movimiento N. V y W pueden ser auto (A) o bus (B), y los movimientos M y N pueden ser viraje a izquierda (L), seguir derecho (D), o viraje a la derecha (R). Así, por ejemplo, BDAR indicará intervalo de auto que vira a la derecha precedido por bus que sigue derecho.

3. HIPOTESIS DE TRABAJO

3.1 HIPOTESIS TRADICIONALES

3.1.1 Modelo binario del proceso de salida.

Se asume el fenómeno de la rectangularización de la descarga saturada en una línea de parada de una intersección semafORIZADA, cuando hay saturación plena (y los vehículos incluso descargan en el entreverde siguiente al verde). Se idealiza el proceso mediante descarga a tasa de saturación durante el verde efectivo, y descarga nula durante el rojo efectivo.

¹ Los ingleses utilizan la notación pcu (passenger car units).

3.1.2 DEFINICION DEL FACTOR DE EQUIVALENCIA.

Se mantendrá la definición del llamado factor de equivalencia asumida tradicionalmente. En la literatura tradicional este vehículo de referencia es el auto directo (ADE), pero en la presente investigación se ha planteado la hipótesis que el vehículo de referencia es el ADAD (auto_directo tras auto_directo), que es un subconjunto del anterior.

3.2 HIPOTESIS PARTICULARES

3.2.1 CONSIDERACIONES PREVIAS

En el tema de los vehículos equivalentes y flujos de saturación de intersecciones semaforizadas se habían presentado algunos resultados que cuestionaban la tesis que los vehículos equivalentes y los flujos de saturación eran constantes para iguales condiciones geométricas y ambientales. En primer lugar, en los sectores céntricos (Coeymans y Neely, 1984) se había determinado que los flujos de saturación aparecían consistentemente menores que en las otras áreas del Gran Santiago. Las investigaciones inglesas sobre el tema (Kimber y Semmens, 1981; Kimber, McDonald y Hounsell, 1985) no habían encontrado diferencia significativa de los intervalos para diferentes composiciones de tráfico, es decir, no detectaron influencia del transporte público en los factores de equivalencia, sin embargo a nivel de análisis de los intervalos típicos, detectaron que los intervalos de auto tras un bus eran mayores que los de auto tras un auto. En un estudio de Gibson y Fernández (1989), se plantea claramente la tesis que se observan diferencias en los intervalos de los vehículos, cuando hay presencia de transporte público.

La solución tradicional al tema de los vehículos equivalentes fue asumir que aun para condiciones similares geométricas, en algunos casos los flujos de saturación eran menores que los típicos. Esta salida evidentemente repugna la intuición. Lo lógico es que los flujos de saturación sean función de las características físicas y geométricas de una calle o pista, influido por cierto por el entorno, pero ese flujo de saturación debiera ser constante para características análogas.

La explicación que puede validar esta última hipótesis es que los elementos que cambian son los vehículos equivalentes, es decir, lo que es variable son los factores de conversión. El cuestionamiento que se hace en esta investigación, es que el ADE no es constante, y depende de la composición del tráfico. De esta manera, dependiendo del porcentaje de transporte público, habrá un ADE básico cuando no hay transporte público, que es un ADE en pista sólo ADEs (el ADAD antes mencionado), el cual sería el vehículo patrón para la determinación de los factores de equivalencia, y los demás ADEs tendrían un intervalo mayor.

Resumiendo, el cuestionamiento principal que se ha hecho de la teoría tradicional, es descartar las fluctuaciones del flujo de saturación, y asumirlo constante para condiciones similares, pero se estima que los intervalos de salida varían según el porcentaje de transporte público. Análogas consideraciones se hacen para los otros parámetros de capacidad de una intersección semaforizada, tales como los retardos inicial y final (λ_1 y λ_2).



A continuación se detallarán cada una de las hipótesis específicas asumidas, las cuales se tratará de verificar mediante los experimentos.

3.2.2 ESTABILIDAD DEL INTERVALO CARACTERÍSTICO DE SALIDA DEL ADE EN PISTAS SOLO ADES.

Como ya se dijo, se asumirá que el intervalo patrón en la determinación de factores de equivalencia es el ADAD. Esa situación operacional representa la situación más pura para un automóvil. No existe ninguna interferencia del transporte público, y debiera representar por lo tanto, el intervalo mínimo entre vehículos (exceptuando bicicletas, que son poco numerosos en las calles de ciudades importantes).

Hay constataciones empíricas interesantes a este respecto. En avenidas con tráfico sólo de autos, los flujos de saturación parecían mayores que los tradicionales o promedios, en un 5 a un 10%. Es el caso en Santiago de vías como la Costanera o Eleodoro Yáñez, las cuales presentaban esa anomalía, la cual se debía a que los ADEs eran en verdad ADAD y por lo tanto son mínimos: como el inverso del intervalo mínimo es el flujo de saturación, aparecían flujos de saturación mayores.

Para efectos analíticos, se tratará de verificar si efectivamente los intervalos de ADE en pistas sólo ADE son estables, para situaciones físicas y operacionales análogas. La estabilidad es fundamental para que sea una unidad de referencia apropiada.

3.2.3 DEPENDENCIA DEL INTERVALO DE ADE, EN PISTAS DE TRAFICO MIXTO, DE LA PROPORCION DE TRANSPORTE PÚBLICO.

Dada la hipótesis anterior, es decir la estabilidad de los intervalos de ADE en pistas sólo ADE, lo que se asume con esta hipótesis es que los intervalos de autos cuando están entremezclados con buses son mayores que en la situación en que están solos. Así, el intervalo BDAD (auto derecho que sigue a bus derecho) probablemente será mayor que el ADAD.

Lo que subyace detrás de esta hipótesis es que siendo variable la proporción de transporte público, junto a intervalos ADAD, habrá cierta cantidad de intervalos BDAD. Como consecuencia de lo anterior, el resultante (como promedio ponderado de los intervalos con AD como vehículo sucesor) será un intervalo mayor que en el caso de circular sólo entre ADEs, y será tanto más grande cuanto mayor cantidad de transporte público se encuentre entremezclado con los automóviles.

Es de remarcar, sin embargo, que puede darse el caso que la componente de transporte público en el flujo sea grande, pero todos los buses pasen primero durante las descargas. En ese caso, la influencia sobre los autos que les siguen es mínima, y correspondería a dos momentos operacionales diferentes. Si de suyo el procesamiento de la información recolectada es engorroso, el detectar este tipo de situaciones no es trivial y supone todo un re-procesamiento bastante intensivo en recursos humanos.



3.2.4 ESTABILIDAD DEL INTERVALO CARACTERISTICO DE SALIDA DE UN BUS.

La hipótesis que los intervalos de ADEs cuando van con buses son diferentes, ha sido complementada con la hipótesis a demostrar, que los intervalos de buses son constantes. De hecho, la diferencia de intervalos para los ADEs se debe a la maniobrabilidad diferente que tienen los buses con respecto a los autos: por lo tanto aparece de cierta obviedad, que los intervalos de buses sean constantes, ya que su dificultad de maniobrar le es intrínseca. Puede, sin embargo, argumentarse que, al igual que en el caso de los ADEs, el intervalo promedio de un bus está formado por intervalos de buses detrás de buses y por intervalos de buses detrás de autos, y por lo tanto, no necesariamente el intervalo promedio va a ser estable. Por razones intuitivas se asumirá en principio, sin embargo, que los intervalos de buses van a permanecer constantes, y no tendrán la influencia de la proporción del transporte público.

3.2.5 INDEPENDENCIA DEL FACTOR DE EQUIVALENCIA PARA VIRAJES, DE LA COMPOSICION DEL TRAFICO.

Finalmente, se ha asumido la hipótesis que el intervalo para los vehículos que giran no será afectado por la proporción de buses en el flujo. Esta hipótesis es menos obvia que las anteriores, pero puede fundamentarse en el hecho que el intervalo para los vehículos que giran, está básicamente afectado por el fenómeno del viraje. En efecto, características de diseño geométrico, tales como el radio de curvatura o características operacionales como los peatones cruzando en la vía hacia la cual se dobla, son fenómenos suficientemente importantes como para influir ellos solos en los intervalos con tal fuerza, que la posible interacción con los buses aparezca como un ruido aleatorio en medio de las otras causas. Esta fuerza de los otros factores, oscurece o esconde por lo tanto la influencia del transporte público, y se ha asumido una estabilidad de estos factores con respecto a la proporción de buses en el flujo.

4. EXPERIMENTOS

4.1. ELECCION DE SITIOS

Para la definición de lugares de recolección de información se utilizó los siguientes criterios:

- a) apreciable saturación en la rama a medir por lo menos durante dos horas (punta mañana y/o punta tarde);
- b) formación de colas claramente distinguibles;
- c) presencia de transporte público (buses en diferentes porcentajes, por pista);
- d) ausencia de "paradero real" en la rama a medir;
- e) presencia marginal de camiones;
- f) adecuado diseño geométrico (alineamientos) y operacional (intersección despejada, sin interferencias)
- g) pavimento en buen estado y en lo posible, ausencia de pendientes longitudinales;
- h) baja interferencia peatonal y buen estado del tiempo el día a medir.



4.2 MEDIOS DE RECOLECCIÓN

Se decidió utilizar el video como medio de recolección. Posteriormente, el material filmado fue llevado a Laboratorio, donde por cada hora de filmación se tuvo que realizar como mínimo 30 horas de trabajo manual para hacer llegar la información gráfica a intervalos.

4.3 RECOLECCIÓN DE DATOS

Las filmaciones fueron realizadas mediante el uso de dos cámaras de video, una de las cuales se instalaba de manera de captar los largos de cola (presencia de saturación) y obtener una visión "global" de los acontecimientos (para detectar posibles interferencias por paradero, peatones, adelantamientos, etc.). La otra cámara se posicionaba frente a la línea de parada, a fin de obtener los datos de la manera más precisa posible. Todo esto con la mayor discreción que permitiera el entorno, a fin de no llamar la atención de los conductores y no producir interferencias que alteraran los intervalos entre vehículos.

Se filmaron y procesaron 26 pistas en diez intersecciones de Santiago con una extensión de una hora cada una (ver Tabla N° 1). Con esto, y según la duración de los ciclos correspondientes, se obtuvieron entre 36 y 60 descargas por pista filmada.

4.4 TRABAJO EN LABORATORIO

Antes de procesar la información, se depuraron los datos, mediante la observación cuidadosa de la filmación realizada desde atrás, hallándose problemas tales como adelantamientos y subida/bajada de pasajeros de los buses. Esto permitió descartar segmentos de filmaciones que no fueron utilizados en el procesamiento intensivo. Mediante un equipo especialmente adquirido, se añadió a las filmaciones un registro de tiempo con décimas de segundo.

4.5 PROCESAMIENTO

Se procesaron computacionalmente los datos, obteniéndose los valores promedio para cada tipo de intervalo por pista. Corresponden a aquellos posteriores al cuarto vehículo que pasa, condición que se supone implica salida a tasa estable, si bien se poseen los intervalos correspondientes a descargas completas.

5. RESULTADOS

En la Tabla N° 2 se muestran los datos obtenidos en las filmaciones de pistas que contienen autos directos y buses directos solamente.

Para efectos de presentar más claramente los resultados obtenidos, se han clasificado las pistas consideradas según el siguiente esquema: pista derecha (1), pista central (2) y pista izquierda (2 ó 3). Evidentemente, los vehículos virando se incluyen posteriormente en el análisis de pistas extremas (Tabla N° 3).

Cabe destacar la diferencia entre pistas centrales y extremas en el sentido de reformular las hipótesis iniciales, ya que se deben manejar conjuntamente dos variables: el tipo de pista y la composición del tráfico. Aparentemente, las pistas extremas sufren un efecto de "roce lateral" que hace subir los intervalos entre vehículos (y, por lo tanto, bajar su capacidad). Los valores presentados avalan tal aseveración, mientras que Kimber, McDonald y Hounsell (T.R.R.L, 1986) reportan diferencias de un 7% en favor del flujo de saturación de pistas centrales ("offside lanes") sobre pistas extremas ("nearside lanes").

La hipótesis planteada inicialmente de estabilidad del ADE en pistas sólo ADEs puede apreciarse en los valores obtenidos para las siguientes pistas:

Santa Isabel 1:	1,88 s	($s^2 = 0,48$, $n = 196$),
Santa Isabel 2:	1,76 s	($s^2 = 0,51$, $n = 411$),
Apoquindo 3:	1,80 s	($s^2 = 0,54$, $n = 321$).

Al respecto cabe señalar que en Santa Isabel se contó con un 2% de camiones en cada pista, cuyos intervalos se incluyen en la Tabla N 1, a modo de referencia. Nótese las diferencias halladas por tipo de pista (si bien faltan más observaciones).

Con respecto a la hipótesis planteada de dependencia del intervalo de auto con respecto al porcentaje de buses, se ve que tal situación ocurre en pistas derechas, debido a que las proporciones de buses realmente altas están en ellas, y al efecto que podríamos denominar "vitrineo" de potenciales pasajeros por parte de los conductores de tales vehículos. Al graficar los resultados de la Tabla N° 2 en la Figura N° 1, se aprecia una clara dependencia (no lineal) del intervalo de automóvil con respecto al porcentaje de buses en el flujo, aunque se requieren aún más observaciones que completen el rango respectivo entre 15 y 35%.

Con respecto a los intervalos de buses, se aprecia una estabilidad robusta en pistas derechas (en torno a los 3,2 segundos en el caso sin virajes, y a los 3,0 segundos en la situación con virajes). Asimismo, en pistas centrales, los valores se encuentran en el rango 2,50 - 2,75 segundos, excepto en un caso. En pistas izquierdas, el rango es más amplio; sin embargo, al parecer existirían dos "familias" de intervalos: aquellos de pistas izquierdas en vías de dos pistas (si bien hay un caso poco significativo) y los de pistas izquierdas en arterias de tres pistas.



Y en el caso de los virajes, vemos que los intervalos respectivos se agrupan en un rango que va desde los 2,17 segundos hasta los 2,52 segundos, resultando interesante la similitud de los valores entre un caso de viraje a la derecha y otro a la izquierda (en torno a los 2,4 segundos). Es importante además remarcar que el comportamiento del intervalo de automóvil directo está siendo favorecido por la presencia de porcentajes crecientes de autos que viran, en el caso de pistas derechas, de una forma casi lineal, aunque faltarían más datos para corroborar tal comportamiento.

6. CONCLUSIONES

- a) Fue comprobada la hipótesis de estabilidad del intervalo de ADEs en pistas sólo ADEs. Cuando se termine de procesar más pistas puras, se podrá afirmar más rotundamente la hipótesis.
- b) La hipótesis de influencia de los buses en los intervalos de automóvil aparece preliminarmente confirmada.

Al respecto es necesario señalar que probablemente se requerirá un nuevo tratamiento de la información para re-estimar el porcentaje de buses, no como el porcentaje en la descarga, sino como el porcentaje durante los períodos muestreados (al considerar desde el quinto vehículo), lo cual lo hace diferente, como se explicara anteriormente. Es probable que algunas pequeñas anomalías tengan su origen en ese problema no asumido inicialmente y obviamente no reportado en la literatura.

- c) La hipótesis de estabilidad de los intervalos de buses estaría preliminarmente confirmada, si bien faltan más observaciones.
- d) La hipótesis de estabilidad de los intervalos de vehículos que giran, ha podido ser confirmada preliminarmente porque se ve una tendencia en tal sentido.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido realizado mediante el aporte de Fondecyt, a través del proyecto 1940518. Los autores agradecen también los valiosos comentarios y sugerencias del profesor Jaime Gibson.

REFERENCIAS

- Branston, D. (1979) Some factors affecting the capacity of signalised intersections. **Traffic Engineering and Control**, Vol. 20, 390-396.
- Branston, D. y Van Zuylen, H. (1978) The estimation of saturation flow, effective green time and passengers car equivalents at traffic signals by multiple linear regression. **Transportation Research**, Vol. 12, 47-53.
- Coeymans, J.E. y Neely, C. (1984) Parámetros fundamentales de tráfico en el caso de Santiago. **Apuntes de Ingeniería**, Vol. 15, 85-112.
- Gibson, J. y Fernández, R. (1989) Efectos de interacción de buses y autos en tráfico urbano. **Actas del IV Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte**, Universidad Católica de Valparaíso, 16-18 Oct. 33-59.



Kimber, R. y Semmens, C. (1981) An experiment to investigate saturation flow at traffic signal junctions. **Traffic Engineering and Control**, Vol 12, 110-114.

Kimber, R, McDonald, M. y Hounsell, N. (1985) Passenger car units in saturation flows: concept, definition, derivation. **Transportation Research 19B (1)**, 39-61.

Kimber, R, McDonald, M. y Hounsell, N. (1986) The prediction of saturation flows for road junctions controlled by traffic signals. **Research Report T.R.R.L. N° 67**. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.

Leong, H.J.W. (1964) Some aspects of urban intersections capacity. **Proceeding 2nd. Conf. Australian Road Research Board, 2 (1)**, 305-38.

R.R.L (1963) A method of measuring saturation flow at traffic signals. **Road Note N° 34**. Road Research Laboratory, H.M.S.O., Londres.

Webster, F. y Cobbe, B. M. (1966) Traffic signals. **Road Research Technical Paper N° 56**, Londres.

TABLAS Y FIGURAS.

TABLA N° 1 INTERSECCIONES CONSIDERADAS

Se analizaron dos tipos de vehículos: automóviles (A), sin distinción entre éstos, taxis y colectivos; y buses (B), sin distinción entre éstos y taxibuses. El modo camión (C) se incluyó separadamente en una calle; en los otros casos se consideró como bus, puesto que su proporción es marginal.

Los movimientos considerados son: directo (D), viraje a la derecha (R) y viraje a la izquierda (L).

Es necesario destacar que las intersecciones estudiadas hasta el momento poseen características normales de luminosidad y tiempo atmosférico durante el período de análisis; a excepción del último sitio indicado, cuyo registro se produjo en situación de oscuridad. Se debe considerar que las condiciones ambientales (luz/oscuridad y sequedad/humedad) pueden cambiar el valor de los parámetros estimados.



Calle	esquina de	Nº pista	Composición del flujo (en número de vehículos)	Período
Santa Rosa	Santa Isabel	1	22%AD, 37% AR, 41%BD.	Punta AM
		2	89%AD, 11% BD.	
Santa Isabel	Santa Rosa	1	98%AD, 2% CD.	Punta AM
		2	98%AD, 2% CD.	
		3	81%AD, 14%AL, 5%BL.	
Apoquindo	Mariscal Patain	1	63%AD, 37%BD,	Punta AM
		2	94%AD, 6%BD.	
		3	100%AD.	
Vitacura PO	Américo Vespucio	1	64%AD, 25%AR, 11%BD.	Punta PM
	NS	2	98%AD, 2%BD.	
Gran Avenida SN	Alcalde Pedro	1	49%AD, 1%BD.	Punta AM
	Alarcón	2	83%AD, 17%BD.	
		3	96%AD, 4%BD.	
Vicuña Mackenna	Campus San Joaquín	1	51%AD, 49%BD.	Punta AM
		2	89%AD, 11%BD.	
		3	96%AD, 4%BD.	
Américo Vespucio	Echeñique	1	44%AD, 29%AR, 27%BD.	Punta AM
		2	94%AD, 6%BD.	
		3	98%AD, 2%BD.	
Mac Iver	Esmeralda	1	57%AD, 43%BD.	Punta PM
		2	59%AD, 38%AL, 3%BD.	
Vicuña Mackenna SN	Santa Isabel	1	29%AD, 33%AR, 38%BD.	Punta AM
		2	81%AD, 19%BD.	
		3	97%AD, 3%BD.	
Macul NS	Las Codornices	1	87%AD, 13%BD.	Punta PM
		2	98%AD, 2%BD.	

TABLA N°2
PISTAS CON AUTO DIRECTO Y BUS DIRECTO SOLAMENTE

PISTA	%BD (en n°. de veh:)	INTERVALO (segundos) número de observaciones					
		ADAD	BDAD	AD	ADBD	BDBD	BD
<i>Izquierda</i>							
Apoquindo 3	0%	1,80 321		1,80 321			
Macul	2%	1,79% 268	2,10 5	1,79 273	4,07 3		
Vitacura 2	2%	1,86 286	1,95 4	1,86 290	3,07 7		3,07 7
A. Vespucio 3	2%	1,77 347	2,33 8	1,78 355	2,69 7		2,69 7
V. Mackenna 03	3%	1,74 405	1,70 14	1,74 419	2,68 13		2,68 13
G. Avenida 3	4%	1,69 113	1,85 4	1,70 117	2,36 5	2,51 1	2,38 6
V. Mackenna 3	4%	1,78	1,99	1,79	3,30		3,30
Santa Rosa 2	11%	1,87 124	2,10 11	1,89 135	3,08 14	3,31 1	3,09 15
<i>Central</i>							
Santa Isabel 2	2%	1,76 411	1,89 8	1,76 419	2,51 7		2,51 7
Apoquindo 2	6%	1,72 381	1,80 14	1,72 395	2,64 16	2,72 6	2,66 22
A. Vespucio 2	6%	1,70 312	1,71 22	1,70 334	3,08 19	3,09 4	3,08 23
V. Mackenna 2	11%	1,59 200	1,71 18	1,60 218	2,45 15	2,58 3	2,47 18
G. Avenida 2	17%	1,66 125	1,86 31	1,70 156	2,70 27	2,90 8	2,74 35
V. Mackenna 02	19%	1,65 257	1,94 44	1,70 301	2,60 39	2,88 12	2,66 51
<i>Derecha</i>							
Santa Isabel 1	2%	1,88 196	2,22 5	1,89 201	1,98 4		1,98 4
Macul 1	13%	1,92 140	1,85 15	1,91 155	3,38 6	3,31 3	3,36 9
Apoquindo 1	37%	1,85 49	2,67 12	2,01 61	2,92 11	3,73 6	3,21 17
Mac Iver 1	43%	2,01 49	2,16 25	2,06 74	3,12 23	3,26 33	3,21 56
V. Mackenna 1	49%	1,81 18	2,40 23	2,14 41	2,91 21	3,51 16	3,17 37
G. Avenida 1	51%	2,20 5	2,28 11	2,26 16	3,03 6	3,12 11	3,09 17



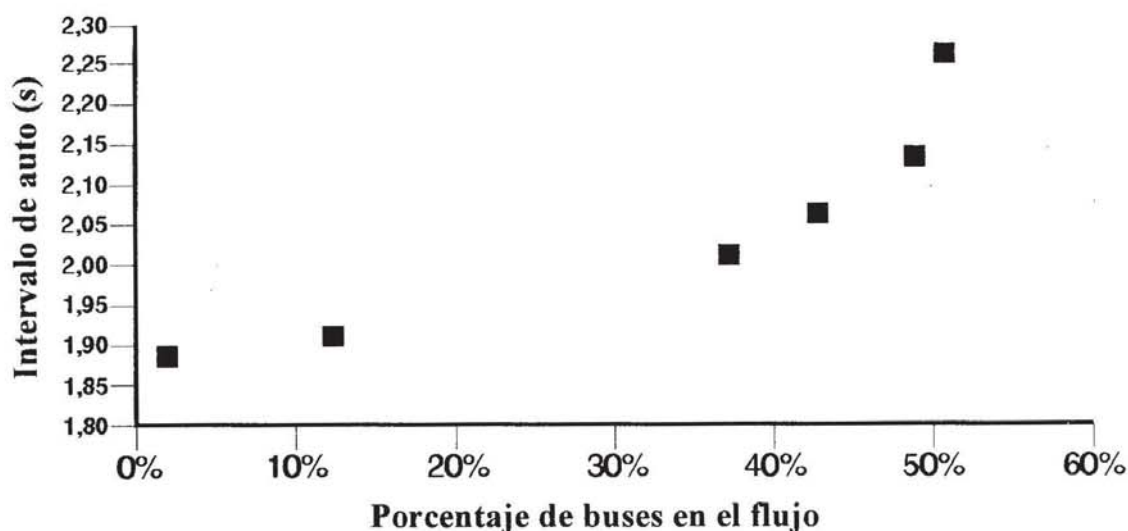


FIGURA N° 1
INTERVALO DE AUTO vs. PORCENTAJE DE BUSES EN EL FLUJO
(PISTAS DERECHAS SIN VIRAJES)

TABLA N° 3.1a
PISTAS CON VIRAJES. AUTO DIRECTO COMO VEHICULO SUCESOR

PISTA	%AV (en n°. de veh.)	%BD (en n°. de veh.)	INTERVALO (segundos) número de observaciones			
			AADD	BADD	AAVD	AD
Izquierda						
Santa Isabel 3	14%	5%	1,81 245	1,63 17	1,54 48	1,91 310
Mac Iver 2	38%	3%	1,98 111	2,20 7	2,05 74	2,01 192
Derecha						
Vitacura 1	25%	11%	1,95 100	2,05 9	1,67 24	1,91 133
A. Vespucio 1	29%	27%	1,84 28	2,13 18	1,60 13	1,88 59
V. Mackenna 01	33%	38%	1,85 28	2,12 18	1,64 13	1,85 59
Santa Rosa 1	37%	41%	1,75 6	2,07 5	1,58 13	1,73 24

TABLA N° 3.1b
PISTAS CON VIRAJES. AUTO QUE VIRA COMO VEHICULO SUCESOR

PISTA	%AV (en n°. de veh.)	%BD (en n°. de veh.)	AADV	INTERVALO (segundos) número de observaciones		
				BADV	AAVV	AV
Izquierda						
Santa Isabel 3	14%	5%	2,54	2,83	2,28	2,52
			49	1	5	55
Mac Iver 2	38%	3%	2,37	2,79	2,45	2,41
			69	2	55	126
Derecha						
Vitacura 1	25%	11%	2,51	2,50	2,23	2,41
			25	6	17	48
A. Vespucio 1	29%	27%	2,19	2,44	1,95	2,17
			10	13	18	41
V. Mackenna 01	33%	38%	2,32	2,30	2,11	2,22
			14	29	32	75
Santa Rosa 1	37%	41%	2,37	2,38	2,20	2,28
			5	17	25	47

TABLA N° 3.2
PISTAS CON VIRAJES. BUS COMO VEHICULO SUCESOR

PISTA	%AV (en n°. de veh.)	%BD (en n°. de veh.)	ABDD	INTERVALO (segundos) número de observaciones		
				BBDD	ABVD	BD
Izquierda						
Santa Isabel 3*	14%	5%	3,24	3,06	2,51	3,09
			13	3	3	19
Mac Iver 2	38%	3%	2,71		2,59	2,69
			8		2	10
Derecha						
Vitacura 1	25%	11%	3,10	3,20	2,92	3,02
			8	1	9	18
A. Vespucio 1	29%	27%	2,96	3,25	2,76	2,99
			14	8	8	30
V. Mackenna 01	33%	38%	2,94	3,22	3,03	3,08
			14	24	20	58
Santa Rosa 1	37%	41%	2,83	3,16	2,97	3,00
			8	10	8	26

* En Santa Isabel todos los buses viran.

(1) Los ingleses utilizan la notación pcu (passenger car units).

