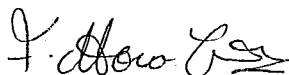


CONTROLE DE TRÁFEGO URBANO: UM GERADOR DE PLANOS
EM UM MICROCOMPUTADOR

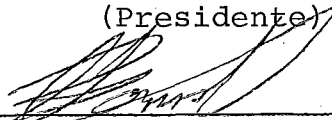
Luis Fernando Chávez Peñaherrera

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA DE SISTEMAS E COMPUTAÇÃO.

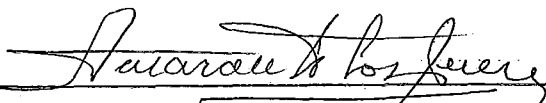
Aprovada por:



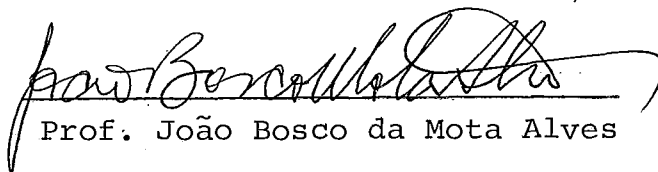
Prof. Félix Mora-Camino
(Presidente)



Prof. Cláudio T. Bornstein



Prof. Amaranto Lopes Pereira



Prof. João Bosco da Mota Alves

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MARÇO DE 1984

CHÁVEZ PEÑAHERRERA, LUIS FERNANDO

Controle de Tráfego Urbano: um Gerador de Planos em um Microcomputador (Rio de Janeiro) 1984. xviii, 140 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia de Sistemas, 1984).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Controle de Tráfego I. COPPE/UFRJ II. Título(série).

Aos meus pais Oswaldo e Martha,
a minha noiva Mônica,
aos meus irmãos:

Xavier,
Sonia,
Jaime,
Mônica,
Roberto,
Diego,
Martha e
Andrés.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Félix Mora-Camino pela sua qualidade humana de amigo e mestre, meu reconhecimento permanente pela certa orientação e incentivo constantes.

À COPPE / UFRJ pela oportunidade concedida ao desenvolvimento de meu Mestrado.

Ao CNPq, IECE e ao Banco Central del Ecuador pelo auxílio financeiro.

Aos meus pais, minha noiva e minha família em especial a meus tios Luciano e Dalia pela motivação e apoio constantes.

Aos meus amigos Fábio, Fausto, Marcelo e Carlos pela sua preocupação ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

À Lucio Correia, Jean Michel Nayrac e Oscar Palma pela colaboração na elaboração do presente documento.

À Suzana pelo excelente trabalho datilográfico.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTROLE DE TRÁFEGO URBANO: UM GERADOR DE PLANOS
EM UM MICROCOMPUTADOR

Luis Fernando Chávez Peñaherrera

Março de 1984

Orientador: Prof. Félix Mora-Camino

Programa : Engenharia de Sistemas e Computação

Neste trabalho apresenta-se um gerador de planos de sinalização baseado num microcomputador. Este sistema visa o cálculo e a otimização desses planos (ciclo, defasagem e tempo de verde) para áreas urbanas sinalizadas e acompanha os princípios básicos (representação de pelotão) do programa TRANSYT, sendo compatíveis com sistemas de controle off-line. A otimização dos planos é realizada através de um processo interativo entre o sistema instalado num microcomputador e o Engenheiro de Tráfego. Finalmente, parece que este sistema é adequado às condições sócio-econômicas e ao nível técnico de muitos países em via de desenvolvimento.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

URBAN TRAFFIC CONTROL: A PLAN GENERATOR ON
A MICROCOMPUTER

Luis Fernando Chávez Peñaherrera

March of 1984

Chairman: Prof. Félix Mora-Camino
Department: Engenharia de Sistemas e Computação

This study shows a Signal Setting Generator based on a microcomputer. This system allows the calculation and optimization of the plans (cycle time, offsets and green times) in urban areas and follows the basic principles (representation of platoon) of the TRANSYT package, compatible with off-line Control Systems. The optimization of the plans is achieved by using an interactive process between the system on a microcomputer and Traffic Engineer.

Finally, this system seems to be adequate for the socio-economical conditions and technical level in developing countries.

Résumé de la Thèse de Mestrado présentée a' la COPPE / UFRJ en vue de l'obtention du titre de Maître en Sciences (M.Sc.)

CONTRÔLE DE TRAFIC URBAIN : UN GÉNÉRATEUR
DE PLANS SUR MICROORDINATEUR

Luis Fernando Chávez Peñaherrera

Mars 1984

Orientateur: Prof. Félix A. C. Mora-Camino

Programme : Engenharia de Sistemas e Computação

Dans ce travail est réalisé un générateur de plans de feux pour un microordinateur. Ce système vise l'optimization de plans de feux (cycle, déphasages et temps de vert) pour des zones urbaines signalisées et il suit les principes de base (principalement la représentation de pelotons) du Programme TRANSYT. Il est compatible avec des systèmes de contrôle hors ligne. L'optimization des plans est réalisée à l'aide d'un processus interactif entre l'Ingénieur de Trafic et le système. Finalement, ce système nous parait compatible avec les conditions socio-économiques et le niveau technique de nombre de pays en voie de développement.

ÍNDICE

I	- INTRODUÇÃO GERAL	02
II	- FLUXOS DE TRÁFEGO URBANO	
	II.1 - Introdução	05
	II.2 - Características dos Fluxos de Tráfego Urbano	06
	II.3 - Alguns Modelos de Tráfego Urbano	08
	II.3.1 - Formação de Filas	09
	II.3.2 - Modelos de Intervalos entre Veículos	12
	II.3.3 - Os Modelos de Pelotão	15
	II.4 - Custos do Tráfego Urbano	25
III	- SISTEMAS DE CONTROLE DE TRÁFEGO URBANO	
	III.1 - Introdução	38
	III.2 - Elementos Básicos para o Controle Semafórico	38
	III.3 - As Estratégias de Controle do Tráfego Urbano	47
	III.4 - A Estrutura dos Sistemas de Controle de Tráfego em Área Urbana (CTA)	53
	III.5 - Os Sistemas de CTA no Brasil	54
	III.6 - Conclusão	61
IV	- PROCESSOS DE GERAÇÃO E OTIMIZAÇÃO DE PLANOS DE SINALIZAÇÃO	
	IV.1 - Introdução	63
	IV.2 - Métodos de Busca Sequencial	63
	IV.3 - Aplicação da Programação Matemática à Otimização de Planos de Sinalização	68
	IV.4 - Um Algoritmo de Geração de um Plano de Sinalização Inicial	78
	IV.5 - Nova Proposta Metodológica na Otimização de Planos de Sinalização	84
V	- O MODELO DE SIMULAÇÃO DESENVOLVIDO	
	V.1 - Introdução	89
	V.2 - Fundamentos Teóricos do Modelo de Simulação e Hipóteses Básicas	89

V.3	- Representação da Rede de Tráfego Urbano, os Histogramas	90
V.4	- Cálculo do Índice de Desempenho (Atraso Uniforme, Atraso de Parada, Atraso Alea- tório, Atraso Global da Rede)	97
V.5	- Descrição do Programa Desenvolvido	104
VI	- EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	
VI.1	- Introdução	118
VI.2	- Exemplo I	118
VI.3	- Exemplo II	125
VII	- CONCLUSÃO	134
	BIBLIOGRAFIA	135

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO GERAL

I - INTRODUÇÃO GERAL

Neste trabalho considera-se o problema do controle de tráfego urbano, problema esse que tem-se tornado crítico devido ao uso desordenado do automóvel na cidade e ao aumento considerável do preço dos combustíveis, principalmente nos países do terceiro mundo. Isto constitui uma motivação para a pesquisa de medidas de controle de tráfego mais eficientes do que as tradicionais. Devido ao fato de a maior parte dos sistemas de controle terem sido concebidos em países desenvolvidos, sua implantação em cidades de países com características sócio-econômicas conflitantes tem apresentado dificuldades relacionadas não só com o alto custo dos investimentos necessários, como também pela falta de recursos humanos adequados.

Assim, após realizar um estudo intensivo sobre as teorias e modelos de fluxos de tráfego urbano e sobre os sistemas de controle de tráfego, uma nova proposta metodológica é apresentada e desenvolvida. Esta proposta visa harmonizar a prática do controle de tráfego urbano em cidades de médio e grande porte em países em via de desenvolvimento com a realidade sócio-econômica e o nível técnico destes países. Isto tornou-se possível devido à divulgação do uso de microcomputadores cada vez mais potentes.

Apresenta-se neste trabalho um sistema interativo de geração de planos de controle de tráfego urbano baseado num microcomputador nacional. Este sistema, único do gênero no presente momento, segue os fundamentos teóricos utilizados por D.I. Robertson em seu famoso programa TRANSYT. Ele permite calcular, através de uma participação ativa do Engenheiro de Tráfego, planos de sinalização a serem inseridos num sistema de controle de tráfego do tipo off-line, sistema esse que tem sido reconhecido como dos mais adequados para as áreas de aplicação propostas.

No Capítulo II descrevem-se as características dos fluxos de tráfego urbano e expõem-se alguns modelos de fluxo

de tráfego entre os quais se destacam os modelos de pelotão. Finalmente se faz uma análise dos custos do tráfego urbano.

No Capítulo III apresentam-se os elementos básicos no controle semafórico, descreve-se a estrutura dos sistemas de Controle de Tráfego em Área (CTA) e finalmente faz-se uma rápida comparação dos diversos sistemas de CTA no Brasil.

No Capítulo IV são expostos diversos processos de geração e otimização de planos de sinalização, entre eles o método da busca sequencial e o método de Programação Matemática. Na segunda parte deste capítulo é apresentado um algoritmo para a geração de um plano de sinalização inicial. Posteriormente propõe-se um processo iterativo de otimização de planos de sinalização baseado no modelo de simulação que é exposto no Capítulo V.

No Capítulo V se faz uma descrição detalhada do Modelo de Simulação desenvolvido, apresentando seus fundamentos teóricos e hipóteses básicas. São descritos também a representação da rede de tráfego urbano, os histogramas, o detalhamento do cálculo do índice de desempenho baseado no cálculo dos atrasos uniforme e aleatório, e o atraso de parada. Por último descreve-se o programa desenvolvido.

No Capítulo VI apresentam-se dois exemplos de aplicação utilizando o programa desenvolvido com os resultados de cada caso.

No Capítulo VII apresenta-se a conclusão do trabalho e as diversas sugestões que deverão ser levadas em conta em futuras pesquisas.

CAPÍTULO II - FLUXOS DE TRÁFEGO URBANO

II - FLUXOS DE TRÁFEGO URBANO

II. 1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se uma breve análise dos fluxos de Tráfego Urbano, tanto no que se refere às suas características principais quanto às teorias existentes para representá-los.

Vários modelos são analisados detalhadamente, entre eles destacam-se as seguintes famílias:

- modelos estocásticos
- modelos de intervalos entre veículos (headway)
- modelos de pelotões de veículos

A seguir, um breve estudo sobre os custos gerados pelos fluxos de tráfego urbano é apresentado, colocando-se em evidência a influência que têm sobre eles os vários parâmetros de um sistema de controle de tráfego. São considerados principalmente os aspectos ligados ao gasto energético e ao nível de serviço apresentado pelo sistema de transporte urbano.

II. 2 - CARACTERÍSTICAS DOS FLUXOS DE TRÁFEGO URBANO

Os fluxos de tráfego urbano, como todo outro fluxo de tráfego, podem ser descritos por medidas clássicas tais como:

- velocidade média e desvio padrão;
- densidade e composição do fluxo;
- fluxo médio.

Portanto, este fluxo se diferencia fortemente dos fluxos de tráfego em rodovias, autopistas e estradas vicinais devido principalmente aos fatores seguintes:

- Composição do tráfego: geralmente nas áreas urbanas a proporção de ônibus no fluxo de tráfego é bem maior em certos eixos da cidade, nos pontos de parada e a formação de filas de ônibus vão interagir fortemente com a evolução do resto do tráfego; a utilização neste caso de uma medida de equivalência tal como a UCP (unidade de carro de passeio), pode ser bastante ilusória no caso. Com relação a caminhões e outros veículos de carga, sua influência no tráfego urbano é reduzida durante o dia através de medidas legais (horários reservados) ou então é restrita a áreas periféricas da cidade. Outros tipos de veículos, tais como táxis estão presentes dentro do fluxo de tráfego urbano, podendo interferir muito com o resto do tráfego, principalmente nas imediações de terminais de transporte público (estacionamentos reservados a táxis, vias exclusivas para táxis).

- Sinalização e controle de tráfego: esta sinalização é muito mais densa em área urbana e aliada a um tráfego muito mais intenso, requer do motorista uma atenção maior, mudando até a sua maneira de dirigir. Esta sinalização organiza dentro da cidade os fluxos de tráfego em torno dos pontos de conflito (interseções) e gera assim vários fenômenos particulares ao tráfego urbano, tais como paradas e formação de filas repetitivas mesmo quando os fluxos de tráfego são baixos.

- A existência necessária de estacionamentos nas cidades conduz à concentração de fluxos de entrada e de saída de veículos dentro da rede, enquanto que nos outros tipos de sistema de transporte, esta interação com o contorno do sistema se faz de forma distribuída no espaço.

- As variações horárias dos volumes do fluxo de tráfego em áreas urbanas e periurbanas Fig.II.1 são muito marcantes, definindo-se horários de hora pico, quer seja de manhã, ao meio dia ou de tarde. Estas variações dos volumes conduzem a grandes diferenças nas condições de tráfego e nas necessidades de seu controle. Ora os fluxos de tráfego podem ser considerados como geradores de processos estocásticos pontuais independentes, ora como geradores de fluxo cuja estrutura apresenta-se sob forma de lotes (pelotões), ora como geradores de fluxos contínuos cujas características sejam essencialmente de terminísticas.

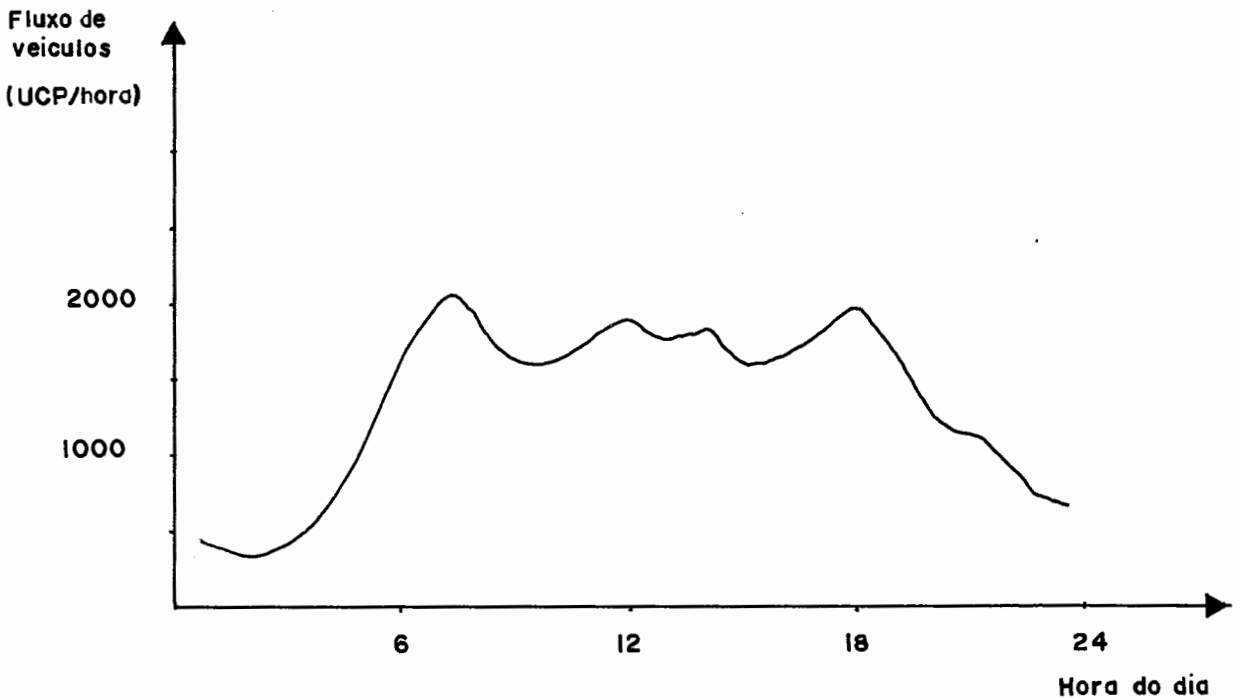


Figura II.1 - Variação Horária do Fluxo de Tráfego numa Via Urbana.

Nota-se também que em função do horário, a composição dos fluxos observados nas vias urbanas poderão variar fortemente, assim como a repartição dos movimentos giratórios ao nível das interseções.

II. 3 - ALGUNS MODELOS DE FLUXOS DE TRÁFEGO URBANO

Desde os anos 50, várias teorias relacionadas com os fluxos de tráfego têm sido desenvolvidas. Os primeiros estudos feitos nos Estados Unidos concentram-se nos fluxos em vias expressas e autopistas onde estes fluxos apresentaram um caráter contínuo e determinístico. Assim, os primeiros modelos de fluxo de tráfego, assimilando os fenômenos da hidrodinâmica, foram de tipo macroscópico. Logo depois na Inglaterra, o TRRL desenvolveu vários estudos na área urbana, reconhecendo a estrutura por lote dos fluxos de tráfego e analisando os fenômenos suportados por este tipo de fluxo tanto ao nível das interseções como ao percorrer as vias urbanas. Também, vários modelos representando de forma detalhada os movimentos dos veículos têm sido propostos com a finalidade de realizar modelos de simulação digital, permitindo assim evitar custosos ensaios de campo. Recentemente estes modelos têm sido objeto de um maior interesse com o desenvolvimento de sistemas de controle atuado do tráfego.

A seguir serão expostos com maior detalhe modelos dos principais fenômenos encontrados nos fluxos de tráfego:

- formação de filas;
- chegadas sucessivas de veículos;
- evolução dos pelotões de veículos.

Os custos de transporte urbano manifestam-se seja durante o deslocamento dos veículos dentro das vias (em função por exemplo da velocidade média), seja dentro das filas (tempo de espera, número de paradas,...). A modelização adequada da formação de filas permitirá uma avaliação satisfatória dos

custos inerentes e assim ela passa a ter uma grande importância neste tipo de estudo.

II.3.1 - FORMAÇÃO DE FILAS

O fenômeno de formação de filas tem sido modelizado de forma macroscópica considerando-se as taxas de chegada e de saída ao nível de uma aproximação de uma interseção, conduzindo a equações dinâmicas da forma:

$$X_{k+1} = \max(0, X_k + q_k - \delta_k \cdot S_k) \quad (\text{II.1})$$

onde: X_k é o tamanho da fila no instante K ,

q_k é o fluxo incidente durante o período K
(alguns segundos),

S_k é o fluxo de saída no período K , e,

$\delta_k = \phi$ ou 1 segundo que o sinal esteja aberto ou não

A essência aleatória do fenômeno da fila aparece nesta relação através das variáveis q_k e S_k . Se em relação ao fluxo de saída S_k , é possível admitir que ele seja constante (sendo então chamado, em Engenharia de Tráfego, de "Fluxo de Saturação"), em relação ao fluxo incidente não é possível admitir geralmente que ele seja constante. Esta hipótese poderá ser aceita quando uma via apresenta um fluxo igual à capacidade e evolue em condições quase determinísticas, ou então quando o fluxo é extremamente pequeno e os veículos se apresentam de forma independente uns dos outros.

É possível obter maiores informações sobre o fluxo incidente utilizando-se captadores colocados na via da aproximação a algumas dezenas de metros da linha de parada (ver Fig.II.2).

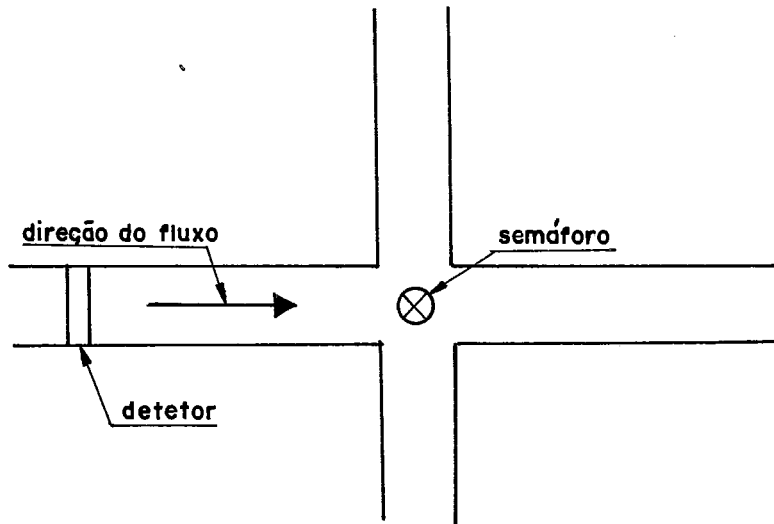


Figura II.2 - Um Sistema Simples de Detecção

O sinal emitido pelo detector, r_k , indicará a passagem de um veículo acima dele:

$r_k = 1$ se o veículo está acima do detector

$r_k = 0$ senão

Vários autores como SPERRY(46) têm considerado que em condições estacionárias, o tamanho da fila a cada instante e o fluxo de chegada dos veículos acima do detector são dependentes um do outro, podendo-se definir as taxas:

$$\lambda_n^k = P (r_k = 1 \mid X_k = n) \quad (II.2)$$

Sendo λ_n^k a taxa de chegada de veículos acima do detector quando o tamanho da fila é n no instante k . Por exemplo:

$$\lambda_n^k = \lambda_n^r \quad \text{se o sinal está vermelho no instante } k$$

$$\lambda_n^k = \lambda_n^g \quad \text{se o sinal está verde no instante } k$$

Da mesma forma tem-se assumido uma relação similar para as taxas de saída

$$\mu_n^k = P (\text{uma saída} \mid X_k = n) \quad (II.3)$$

Onde μ_n^k é a taxa de saída de veículos quando o tamanho da fila é 'n'. Os períodos de discretização do tempo têm sido escolhidos tal que:

$$P(\text{mais de uma saída durante um período}) = 0 \quad (\text{II.4})$$

$$P(\text{mais de uma chegada durante um período}) = 0$$

Definindo: $\Pi_n^k = P(X_k = n)$

e considerando o tamanho da fila máximo N, obtém-se:

$$\begin{aligned} \Pi_n^{k+1} &= P(1 \text{ chegada, } 0 \text{ saída} \mid X_k = n-1) \cdot P(X_k = n-1) \\ &+ P(0 \text{ chegada, } 1 \text{ saída} \mid X_k = n+1) \cdot P(X_k = n+1) \\ &+ P(0 \text{ chegada, } 0 \text{ saída} \mid X_k = n) \cdot P(X_k = n) \\ &+ P(1 \text{ chegada, } 1 \text{ saída} \mid X_k = n) \cdot P(X_k = n) \end{aligned} \quad (\text{II.5})$$

$$n = 1, \dots, N$$

ou ainda

$$\begin{aligned} \Pi_n^{k+1} &= \lambda_{n-1}^k (1 - \mu_{n-1}^k) \cdot \Pi_{n-1}^k + (1 - \lambda_{n+1}^k) \mu_{n+1}^k \cdot \Pi_{n+1}^k \\ &+ (1 - \lambda_n^k) (1 - \mu_n^k) \cdot \Pi_n^k + \lambda_n^k \cdot \mu_n^k \cdot \Pi_n^k \end{aligned} \quad (\text{II.6})$$

$$n = 1, \dots, N$$

ou

$$\underline{\Pi}^{k+1} = Q^k \cdot \underline{\Pi}^k \quad (\text{II.7})$$

onde

$$\underline{\Pi}^k = \left[\Pi_0^k, \Pi_1^k, \dots, \Pi_n^k \right]^T$$

também

$$P(r_k = 1) = \left[\lambda^k \right]^T \cdot \underline{\Pi}^k \quad (\text{II.8})$$

Assim, definindo as variáveis Z_n tais que:

$$Z_n^k = \begin{cases} 0 & \text{se } X_k \neq n \\ 1 & \text{se } X_k = n \end{cases} \quad (\text{II.9})$$

Obtem-se as equações dinâmicas estocásticas (equações de estado e de observação):

$$\left. \begin{aligned} z^{k+1} &= \left[Q^k \right]^T \cdot z^k + v^k \\ r^k &= \left[\lambda^k \right]^T \cdot z^k + w^k \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.10})$$

Onde: v^k e w^k são processos de ruído branco tomando valores 0 ou 1. Este tipo de modelo, apesar de apresentar uma forma clássica para a Teoria do Controle, não tem sido utilizado em controle de tráfego a tempo real KENZO(27). Quisa uma das principais dificuldades para a aplicação deste modelo seja a impossibilidade de definir, em termos de tráfego urbano, o que seriam "condições estacionárias" de tráfego (vimos na seção anterior que estes fluxos variam sem cessar ao longo do dia). Daí a dificuldade de estimar as taxas λ_n^k . Os estudos de Engenharia de Tráfego, portanto, reconhecem o caráter repetitivo e estável das taxas de saída de veículos de uma fila. Assim, uma base para a previsão dos fluxos incidentes no fim de uma fila, seria justamente o conhecimento destas taxas de saída (o fluxo de saturação) nos trechos incidentes e dos instantes em que iniciam e terminam os fenômenos de saída. A partir daí, duas abordagens têm sido seguidas:

- uma relacionada com a geração de intervalos (headways) de tempo entre os instantes de chegada dos veículos na fila;

- a outra relacionada com o conceito de pelotão de veículos e a dispersão do mesmo.

II.3.2 - MODELOS DE INTERVALOS ENTRE VEÍCULOS

Tanto os intervalos de tempo como os intervalos de espaço podem ser medidos facilmente através de detetores de presença de veículos nas vias, facilitando assim o estudo de suas propriedades estatísticas. Bem que existam modelos cibernéticos (os modelos de perseguição ou "car following") que

permitem apontar uma explicação à evolução espaço tempo real destes intervalos, a natureza deles é essencialmente estocástica BUCKLEY(04). Muitos modelos têm sido propostos para representar esta distribuição. Já em 1936, num trabalho pioneiro Adams propôs uma distribuição de Poisson:

$$\text{Pr } (h = k) = \frac{(q)^k}{k!} \cdot e^{-q} \quad k = 0, 1, 2, \dots \quad (\text{II.11})$$

onde q é o fluxo médio por período

assumindo que não tenha interação entre veículos sucessivos e assim limitando a aplicação deste modelo ao caso de um tráfego leve. Evidentemente, a operação dos sistemas de controle do tráfego urbano, submete tais veículos às condições e restrições comuns, aumentando assim sua interferência. Este primeiro modelo tem sido corrigido de várias formas, criando-se por exemplo um intervalo mínimo não nulo (através do uso de uma distribuição exponencial deslocada) ou propondo leis alternativas (a família de funções de densidade de Erlang, por exemplo). Também reconhece-se que existe um nível crítico do tráfego além do qual deve-se utilizar um modelo de distribuição de intervalos diferentes. Propõe-se então um modelo composto tal que:

$$P(h) = \psi \cdot P_1(h) + (1 - \psi) P_2(h) \quad (\text{II.12})$$

onde $P_1(h)$ é a densidade relativa aos intervalos pequenos

$P_2(h)$ é a densidade relativa aos intervalos maiores

ψ é o grau de interação do fluxo, parâmetro que varia de 0 (se o fluxo é muito baixo) até 1 quando a interação entre os veículos é total.

Os primeiros modelos deste tipo, SCHUHL(42) propuseram uma lei como:

$$P(h) = \psi \cdot e^{-d_1 H} + (1 - \psi) e^{-d_2 H} \quad h > 0 \quad (\text{II.13})$$

com $H = \max(0, h - h_{\min})$

onde h_{\min} é o intervalo mínimo admissível e d_1 e d_2 sendo parâmetros positivos.

A seguir, notou-se que no caso de headways reduzidos a distribuição mais adequada para representar os intervalos era a Lei Log-Normal, TOLLE(47), finalmente BRANSTON(03) propôs o modelo seguinte:

$$P(h) = \begin{cases} \psi \cdot g(h) + (1-\psi) \cdot \lambda \exp - \lambda \cdot h \int_0^h g(x) \cdot \exp. (\lambda \cdot x) dx & h \geq 0 \\ 0 & \text{se } h < 0 \end{cases} \quad (\text{II.14})$$

$$\text{com } g(h) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2 \Pi}} e^{-\frac{(\log h - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (\text{II.15})$$

onde μ e σ^2 são a média e a variância de Log h.

Aqui, ψ representa a percentagem de veículos que se apresenta em grupo, ou pelotão, enquanto que $(1/\lambda)$ representa o intervalo médio entre estes grupos. Vários critérios podem ser propostos para definir um pelotão de veículos. O procedimento mais correto seria de examinar a sequência dos intervalos e de detetar quando os intervalos deixam, por exemplo, seguir uma lei relativa a intervalos pequenos, para acompanhar uma lei relativa a intervalos maiores (caso de um fim de pelotão). Este procedimento é pouco prático, e necessita de conhecimentos avançados na área de análise de séries temporais. Em termos práticos EDLE(13) propôs, por exemplo, os critérios seguintes para decidir se dois veículos sucessivos estão no mesmo pelotão:

- 1) se $h < 60\text{m}$ e $v(\text{velocidade}) \geq 13\text{m/s}$
- 2) se $h < 40\text{m}$ e $13 \geq v \geq 11\text{m/s}$
- 3) se $h < 30\text{m}$ e $v < 10\text{m/s}$ (II.16)

Portanto esta definição foi elaborada com vistas a aplicação na análise de fluxos em rodovias. Então outros critérios devem ser propostos no caso do tráfego urbano. Estes poderão modificar simplesmente os níveis das condições (II.16) ou então levar em conta de forma explícita a atuação do sistema de controle de tráfego (por exemplo uma condição suficiente para

que dois veículos num trecho da via estejam no mesmo pelotão seria que eles tenham sido liberados durante o mesmo estágio na interseção anterior).

BRANSTON (03) desenvolveu vários estudos econométricos conduzindo as expressões de ψ e λ seguintes:

$$\psi = I - \frac{1}{2} (I - 1) \cdot q^{3/2} \quad (\text{II.17})$$

$$\lambda = q - \frac{1}{2} q^{3/2} \quad (\text{II.18})$$

Onde q é o fluxo médio, e I a intensidade de tráfego, definida como:

$$I = \frac{\text{intervalo médio dentro do pelotão}}{\text{intermédio médio no fluxo}} \quad (\text{II.19})$$

II.3.3 - OS MODELOS DE PELOTÃO

Utilizando o conceito de pelotão para representar os fluxos de tráfego urbano, a previsão das taxas de chegada ao nível das interseções (e eventualmente das filas aí existentes) será função de dois elementos:

- o tempo de deslocamento;
- a deformação ou "dispersão" dos pelotões incidentes.

Em relação ao tempo de deslocamento, poucos modelos têm sido desenvolvidos para áreas urbanas e os existentes são relativos a rodovias. Na prática, o Engenheiro de Tráfego deverá efetuar uma série de pesquisas de campo através de diversas técnicas. O segundo elemento tem despertado interesse em várias pesquisas (SEDDON P.A. (43) (44) (45)) sobre o assunto, desenvolvidas na Inglaterra, nos Estados Unidos e na França.

Lightill e Whitham, em 1955, partindo da teoria cinemática das ondas procuraram desenvolver um modelo de dispersão

dos pelotões em diferentes pontos de uma via a partir de pesquisas de campo. Na figura II.3 observa-se que o modelo teórico se comporta adequadamente até a aparição de uma onda de choque interna ao pelotão (na figura, aproximadamente a 183 m da linha de parada), depois disso, o modelo diverge muito com relação ao fenômeno observado.

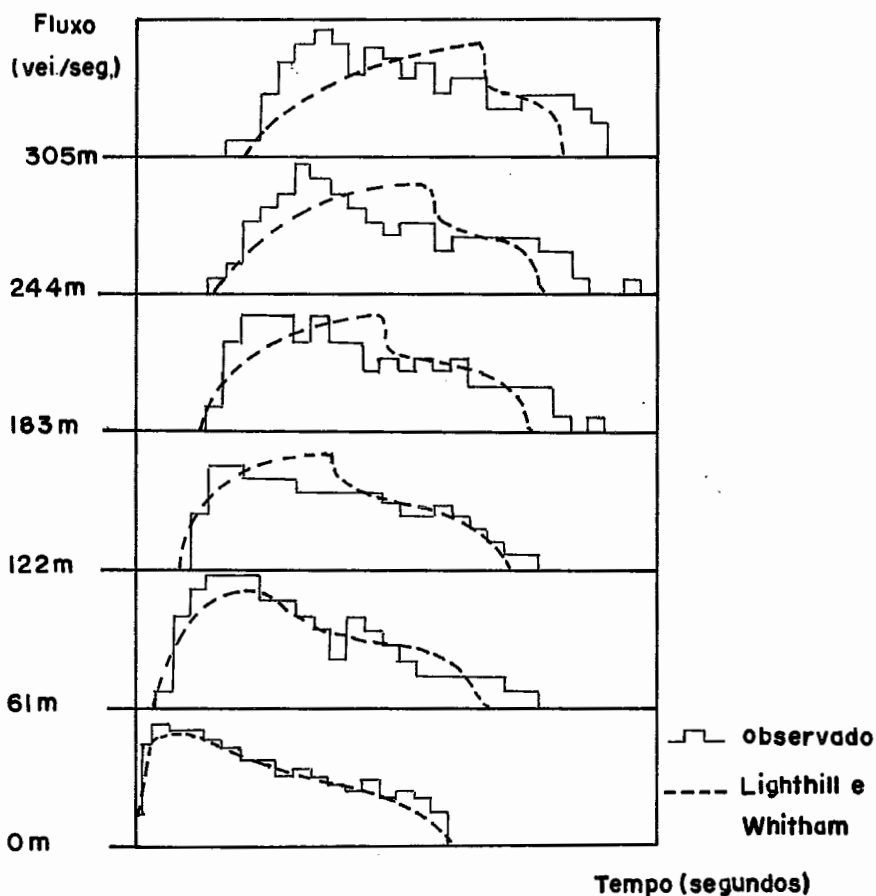


Figura II.3 - Comparação dos fluxos observados com os fluxos esperados, segundo a teoria de Lightill e Whitham.

Esta teoria tem sido criticada em relação a alguns pontos que serão mencionados a seguir. Este modelo não leva em conta o comportamento dos veículos líderes, nem as diferenças de velocidades em torno da média dentro do pelotão; além disso, o tamanho do pelotão permanece constante ao se deslocar ao longo da via, o que não é real, pois como se observa na Figura II.3 o pelotão experimenta uma dispersão. De fato esta teoria não considera o fenômeno de dispersão na sua totalidade, mas sim um

aspecto dele, que é a recomposição (rearranjo) dos fluxos dentro do pelotão.

É importante mencionar que a previsão da composição do pelotão mediante esta teoria é feita manualmente mediante uma representação gráfica muito trabalhosa.

A partir das pesquisas desenvolvidas por Lightill e Whitham, Pacey, em 1956, é introduzido um novo modelo de difusão dos fluxos. Pacey assumiu que a variação da forma de um pelotão incidente é consequência das diferenças de velocidades dos veículos que estão dentro do mesmo. Ele supôs também que não existia interferência notável entre os veículos do pelotão devido a estas diferenças de velocidade. A seguir, apresenta-se o modelo de Pacey.

Assume-se que a distribuição das velocidades dos veículos num pelotão de uma via $f(v)$ é normal e que se mantém constante num trecho. Nesse sentido, é possível avaliar a distribuição dos tempos de viagem $g(\theta)$, até outro ponto da mesma. O fluxo que passa pelo primeiro ponto de observação em torno do instante t , durante o tempo dt , é $q_1(t) \cdot dt$, então, uma parte

$$q_1(t) g_{12}(T-t) dT dt \quad (\text{II.20})$$

destes veículos (a que corresponde a um tempo de viagem de $(T-t)$) passará pelo segundo ponto em torno do instante T . O fluxo total que passa pelo segundo ponto será dado por

$$q_2(T) dt = \int_{-\infty}^{\theta_{\min}} q_1(t) \cdot g_{12}(T-t) dT dt \quad (\text{II.21})$$

onde θ_{\min} é o tempo mínimo de viagem entre dois pontos.

Discretizando esta relação de forma a poder utilizar histogramas dos fluxos observados obtem-se:

$$q_2(j) = \sum_i q_1(i) g_{12}(j-i) \quad (\text{II.22})$$

onde i e j são intervalos discretos de tempo correspondentes ao primeiro e ao segundo ponto da via respectivamente.

A teoria prevê que os veículos líderes tenham uma velocidade maior que a velocidade média, e que os últimos veículos tenham velocidades inferiores à dita média.

Mediante o método de Pacey foram previstos os padrões em cinco pontos ao longo de uma via. Estes resultados foram comparados com dados experimentais utilizando o método dos mínimos quadrados para cada intervalo, o que pode se apreciar na Figura II.4, onde se observa uma aproximação satisfatória para os pontos da via afastados de pelo menos 112 metros da linha de parada. A previsão para o ponto que fica a 61 metros não é dada, devido a que a aproximação das funções de probabilidade do tempo de viagem mediante histogramas não foi suficientemente boa para este ponto, mas a partir dos 112 metros, sendo o tempo de viagem maior, a aproximação resulta satisfatória.

O método de Pacey pode dar uma aproximação suficiente da dispersão dos pelotões a partir de uma boa escolha da velocidade média e de seu desvio padrão.

Uma terceira abordagem na previsão da dispersão dos pelotões foi desenvolvida por Robertson, em 1969, através da fórmula recursiva:

$$q_2(i+t) = F \cdot q_1(i) + (1-F) q_2(i+t-1) \quad (\text{II.23})$$

onde: $q_1(i)$ = fluxo no i éximo intervalo de tempo para o pelotão inicial (na linha de parada) ponto 1

$q_2(i)$ = fluxo esperado para o pelotão que passa pelo ponto 2 qualquer da via no instante i

$t = 0.8$ vezes o tempo médio de viagem correspondente ao trecho 1-2 da via, onde a dispersão do pelotão é estudada; este tempo pode ser dado em segundos ou em t intervalos (passos),

sendo o passo PA uma fração do ciclo (alguns segundos)

$$PA = \text{CICLO} / NP \text{ (segundos)}$$

CICLO = tempo de ciclo numa aproximação (segundos)

NP = número de intervalos em que será dividido o ciclo

F = fator de alisamento

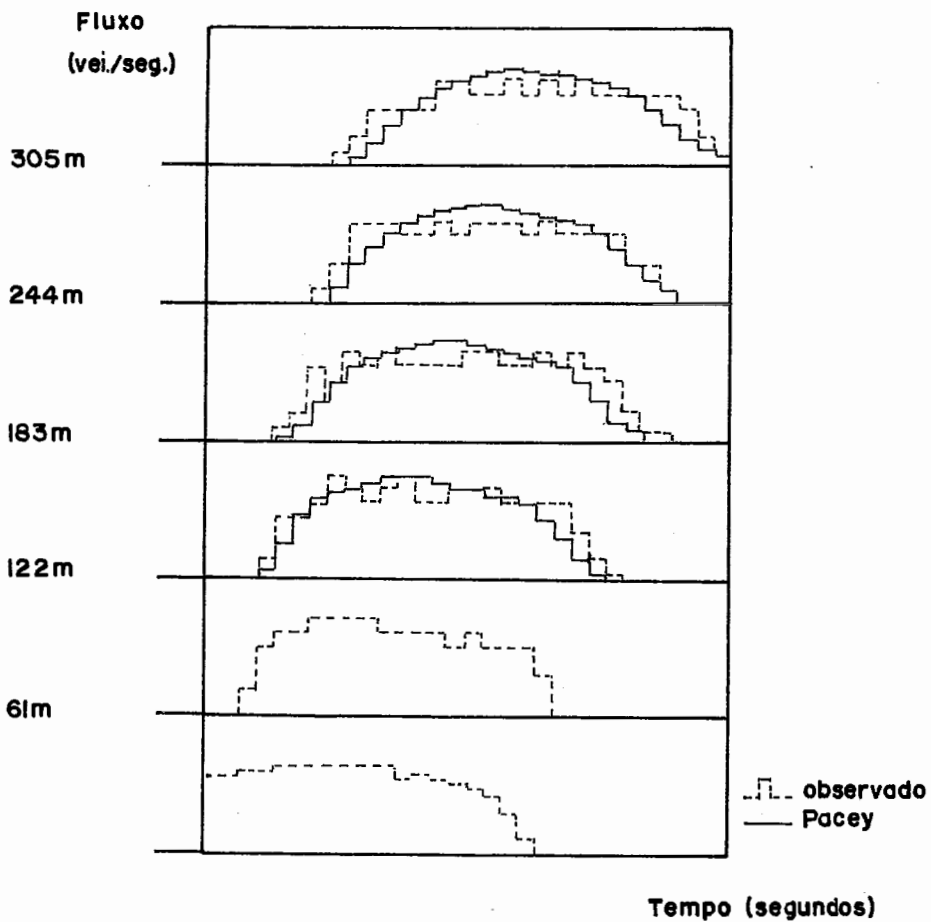
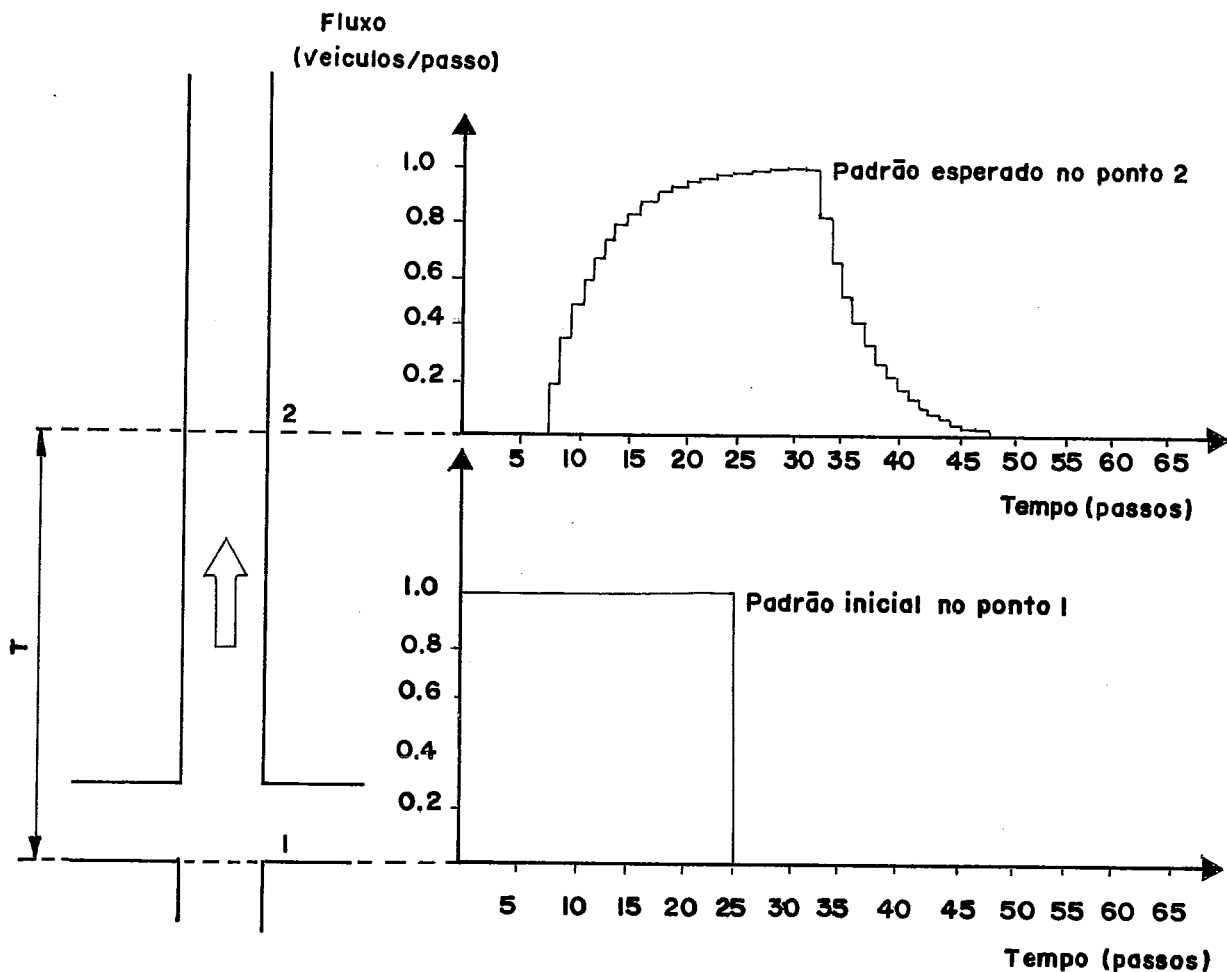


Figura II.4 - Comparação dos fluxos observados com os fluxos esperados, segundo a teoria de Pacey.

A figura II.5 apresenta um exemplo de dispersão de um pelotão retangular



T = tempo médio de viagem = 10 passos

t = tempo de chegada do veículo líder = 8 passos

Ciclo = 50 passos

F = fator de alisamento, neste caso = 0.2

Figura II.5 - Dispersão de um pelotão retangular segundo o método de Robertson.

O tempo mínimo de viagem entre os dois pontos de observação é de 8 intervalos (ou passos) de dois segundos, portanto a relação II.23 será calculada a partir de

$$q_2(9) = F q_1(1)$$

$$q_2(10) = F q_1(2) + F(q_1 - q_2(9)) \quad (\text{II.25})$$

ou seja, o fluxo incidente no ponto 2 durante o intervalo de tempo t_0 será igual à soma de uma parte do fluxo que passou no ponto 1 no instante $t_0 - \tau$ e do que deixou de passar no instante anterior, t_0 , no ponto 2.

Este processo continuará até que $q_2(i+t)$ seja zerado. A utilização do tempo $(i+t)$ é para garantir que o pelotão inicie sua chegada ao ponto 2 depois de t passos.

Para determinar o fator de alisamento F , Robertson fez experiências em 4 pontos de Londres, a partir dos quais determinou a seguinte equação para F :

$$F = 1/(1+0.5 t) \quad (\text{II.26})$$

Robertson considerou que os valores de F deveriam ser calculados em função de alguns fatores tais como: largura, inclinação, existência de estacionamentos laterais, e composição do fluxo na via. Outro parâmetro cuja introdução está simplificada é o tempo de viagem mínimo t que deveria depender de fatores locais e não simplesmente ser 0.8 vezes o tempo de viagem médio. Este modelo deu bons resultados em Londres; sua simplicidade faz que seja de fácil aplicabilidade, mas é importante mencionar que os valores de F e t precisam de uma pesquisa de campo detalhada.

Os dados requeridos para simular os fluxos com o método de Robertson são os seguintes: a constante 'a' para o cálculo do fator de alisamento $F = 1/(1+ at)$, o tempo médio de viagem desde a linha de parada até o ponto em que se espera que chegue o fluxo (em passos), e o volume do fluxo que sai da linha de parada para cada passo. Estes dados de fluxo são obtidos na via e ajustados de forma a eliminar os veículos que não ingressam nela. O valor de 'a' tem variado numa forma sistemática na determinação do melhor ajuste relativo aos dados colhidos em 5 pontos ao longo da via (para cada passo), aplicando-se o método dos mínimos quadrados; 't' tem variado, mas os valores escolhidos por Robertson (0.8 do tempo médio de viagem) tem sempre apresentado bons resultados. Na figura II.6 se apresentam os fluxos

reais e os fluxos esperados, calculados segundo o modelo de dispersão de Robertson.

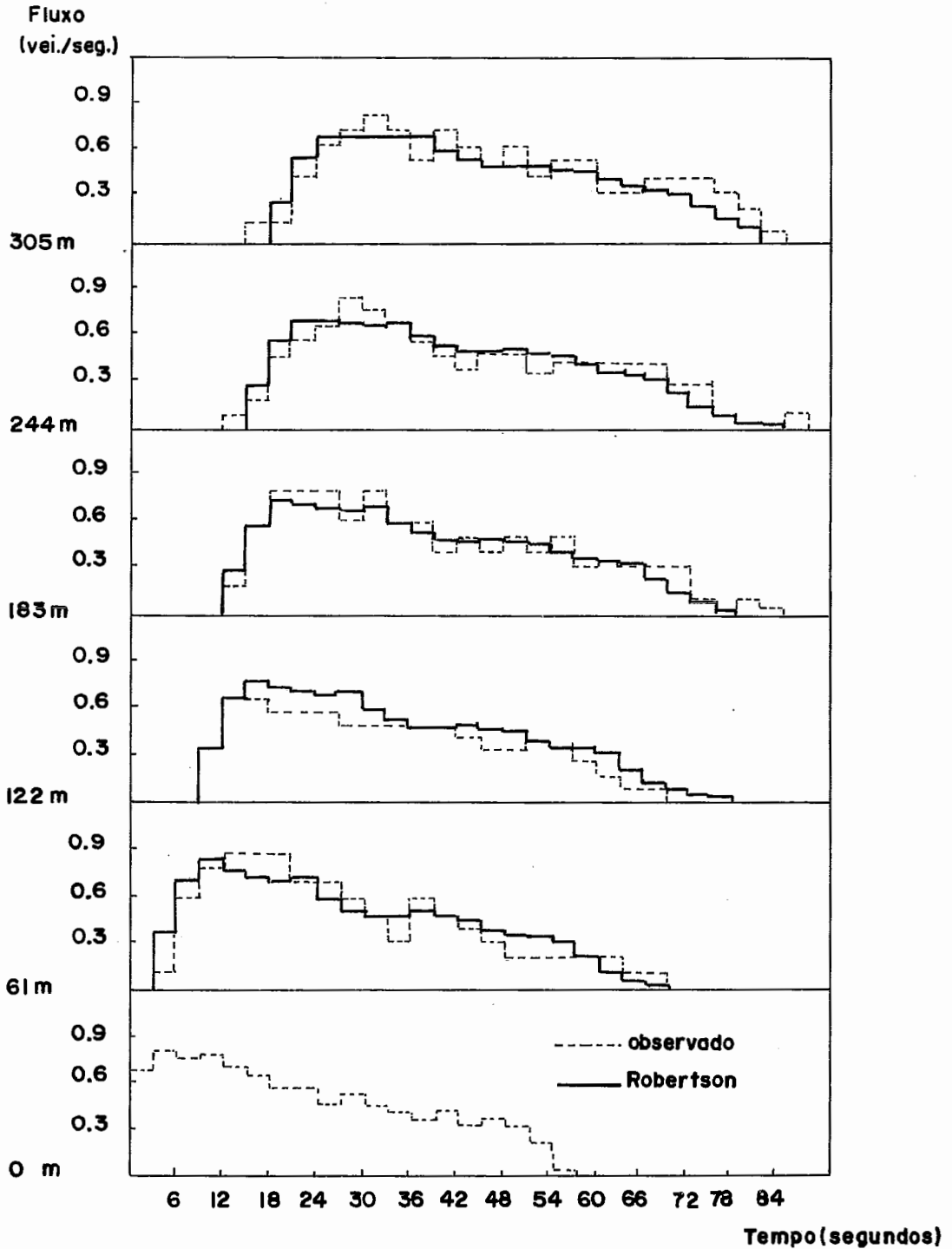


Figura II.6 - Comparação entre os fluxos observados e os obtidos segundo a teoria de dispersão de pelotão de Robertson.

Pode-se notar que o Modelo de Robertson tem também uma interpre

tação teórica. Assim fazendo uma expansão do segundo termo da equação recursiva II.23 , chega-se à seguinte expressão:

$$q_2(j) = \sum_{i=1}^{j-t} q_1(i) F(1-F)^{j-t-i} \quad (\text{II.27})$$

onde j é o contador dos intervalos de tempo no ponto 2 da via. A equação anterior pode ser comparada com a de Pacey (II.22)

$$q_2(j) = \sum_{i=1}^j q_1(i) g(j-i). \quad (\text{II.28})$$

a fórmula de Robertson é idêntica. Portanto Pacey escolheu uma distribuição normal do tempo de viagem $g(j-1)$, enquanto que a fórmula de Robertson corresponde a uma distribuição geométrica.

Em termos de cálculos, os dois métodos apresentam uma baixa complexidade, e são facilmente programáveis, mas o método de Robertson apresentou uma melhor aproximação, e conseguiu simular os pelotões para pontos da via que ficam próximos à linha de parada. Estes são dois pontos fundamentais que favorecem o método de Robertson em relação ao modelo de Pacey.

Em resumo, dos três métodos estudados se observa uma grande semelhança entre os métodos de Pacey e Robertson, além de que apresentam uma melhor aproximação e eficiência em comparação com o método de Lightill e Whitham.

Estudos comparativos têm sido realizados também com relação a modelos de perseguição do tipo microscópico . Por exemplo, na figura II.7 as previsões da dispersão de um pelotão obtidas através do modelo de Robertson e do modelo de simulação microscópica MULTISIM (GIPPS(20)) são apresentados. Nota-se que os dois modelos fornecem uma previsão praticamente idêntica, embora, o modelo de simulação microscópica, para chegar a este resultado, precise de um volume de cálculo muito maior.

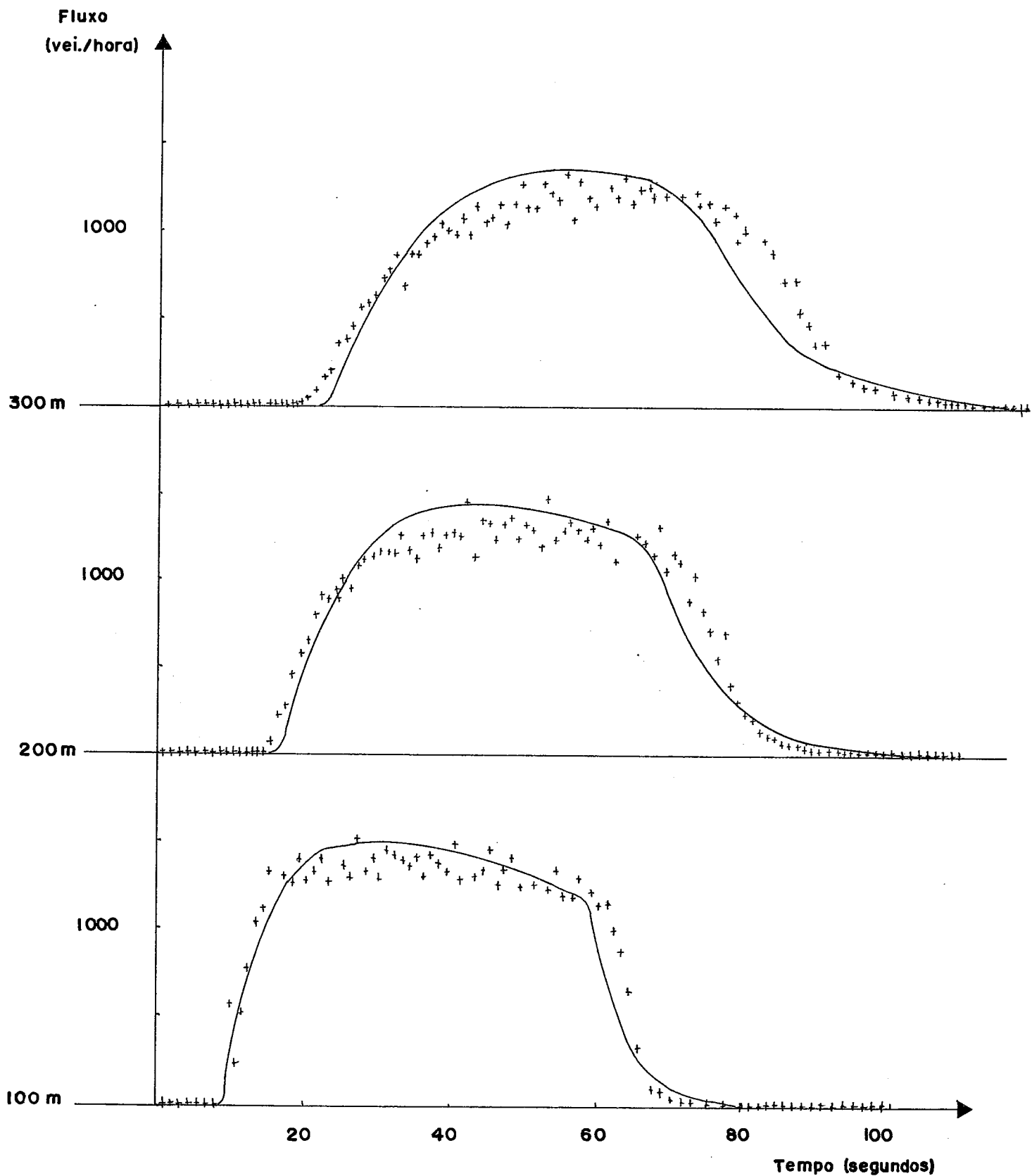


Figura II.7 - Comparação dos pelotões esperados segundo TRANSYT em (linha contínua), e os observados na simulação (+) mediante o MULTISIM.

II.4 - CUSTOS DO TRÁFEGO URBANO

Os custos gerados pelos fluxos de tráfego urbano são de várias naturezas e afetam tanto o contorno do sistema de transporte como o próprio sistema. Na maioria dos estudos elaborados a este respeito, em países em desenvolvimento, só o segundo aspecto tem sido considerado, apesar do grau de importância do primeiro, em grandes cidades como São Paulo, México, Rio de Janeiro, Bogotá, Caracas, etc. Nestas, os custos suportados pela sociedade se apresentam muito altos como consequência de níveis de poluição ambiental (sonora e química) críticos que alteram diretamente o comportamento e a saúde dos indivíduos.

Em relação aos custos suportados pelos próprios usuários do sistema de transporte urbano, podem-se citar os seguintes:

- custos dos acidentes;
- custo (direto) do combustível ou preço da passagem dos ônibus;
- custos ligados ao nível de serviço existente (duração dos atrasos, número de paradas e outros tipos de desconforto).

A respeito do primeiro tipo de custos, a atuação de um sistema de controle de tráfego deverá ter uma influência mínima, sendo possível uma minimização destes custos através da implantação de um plano de circulação da cidade e de sinalização fixa (horizontal e vertical) do tráfego urbano.

Em relação ao segundo tipo de custos, o custo do combustível, poderá ser considerado como elemento base pois o nível das tarifas de ônibus é calculado muitas vezes a partir do custo operacional das linhas, no qual o item combustível gasto representa uma boa parte. Além disso, o sistema de transporte urbano concorre para o gasto energético do país, que no caso do Brasil, corresponde a hidrocarburetos importados o que contribui

no desequilíbrioda balança de pagamentos. Vários modelos de previsão do consumo de combustível, tanto a nível microscópico como macroscópico, têm sido desenvolvidos RODRIGUEZ J. e NOVAES A.(40). Por exemplo, pode-se citar o modelo (AKCELIK(01)) expressado por:

$$f = f_1 l + f_2 d_s + f_3 h \quad (\text{II.29})$$

onde:

f = consumo médio de combustível por veículo (L/veículo)

f_1 = taxa de consumo de combustível enquanto o veículo está se movimentando (L/veículo-Km)

f_2 = taxa de consumo de combustível enquanto está parado (L/veículo-hora)

f_3 = taxa de consumo de combustível associada a cada parada (L/parada)

l = distância percorrida (Km)

d_s = tempo que o veículo permanece detido (horas)

h = número total de paradas por veículo

(f, d_s e h são valores médios para todos os veículos, parados e em movimentação).

Na Figura II.8 se observa a trajetória de um veículo que faz uma parada completa, desacelerando de uma velocidade constante até atingir a velocidade nula, e voltando após um certo tempo parado a acelerar até chegar à velocidade constante anterior. Os parâmetros da figura são os seguintes:

V_c = velocidade de cruzeiro

l' = distância total percorrida

$t_c = l/V_c$ = tempo de viagem sem perturbações

d = tempo perdido

$t = t_c + d$ = tempo de viagem com perturbações

t_a, t_b = tempo de aceleração e desaceleração

l_a, l_b = distâncias correspondentes aos instantes de desaceleração e aceleração

d_s = tempo perdido (veículo parado)

d_h = tempo perdido na desaceleração + tempo perdido na aceleração.

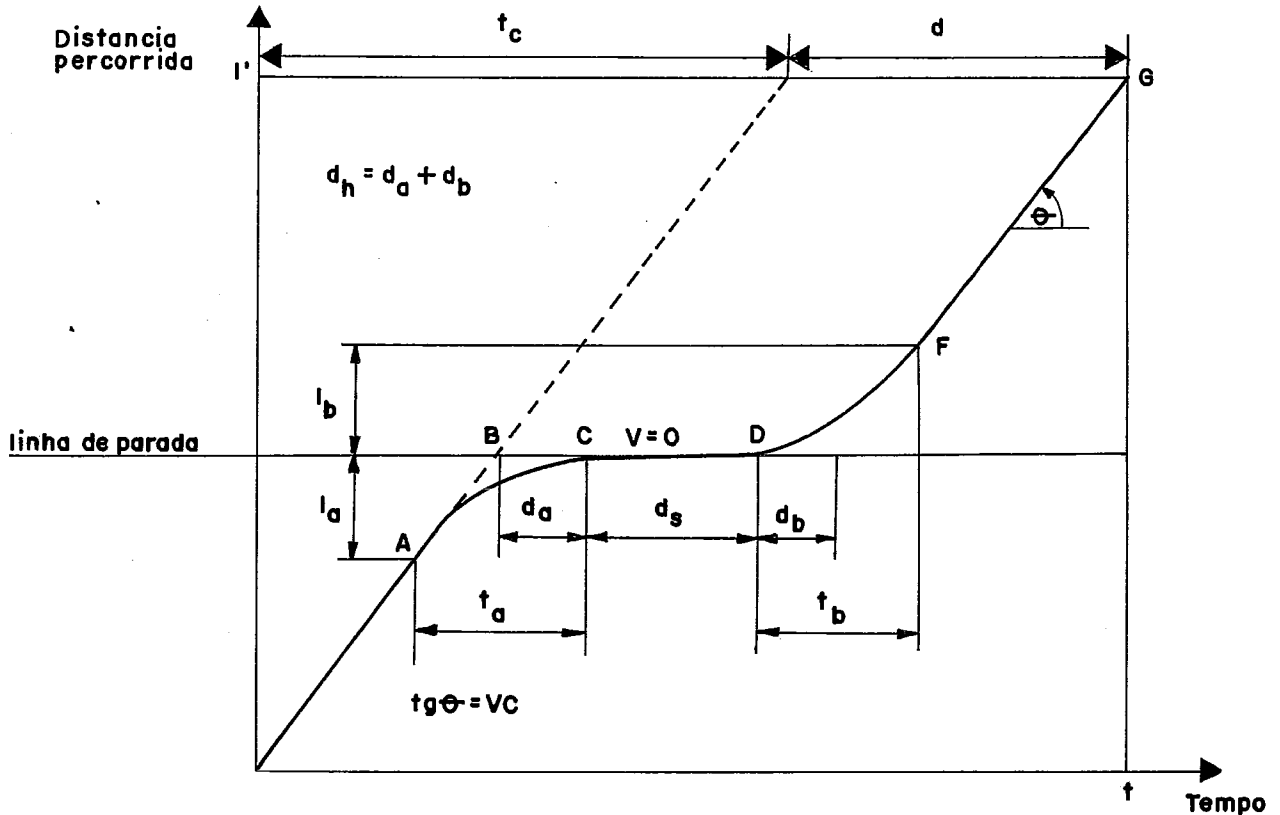


Figura II.8 - Trajetória de um veículo que faz uma parada e fica detido durante um tempo d_s .

Neste caso $l=l' - (l_a + l_b)$; o tempo d_s é representado pelo segmento CD, o tempo perdido enquanto o veículo permanece sem movimentar-se a $(d-d_h)$. O valor de d_h é estimado segundo $d_h = VC/A$, onde vc é a velocidade do cruzeiro e A é a taxa de aceleração e desaceleração média.

Nas tabelas II.1 e II.2 (AKCELIK(01)) são fornecidos dados relativos a vários tipos de veículos e de manobras procedentes de diversas fontes da literatura:

	a velocidade de cruzeiro f_1 (L/veic.-Km)	sem movimento f_2 (L/veic.-hora)	Por cada para- da f_3 (L/parada)
veículos leves	0.100	2.200	0.040
veículos pesados	0.120	2.500	0.080
veículos compos- tos*	0.102	2.230	0.044

* 10% de veículos pesados

Tabela II.1 - Dados de consumo de combustível (gasoli-
na) para uma velocidade de 60 (Km/hora).

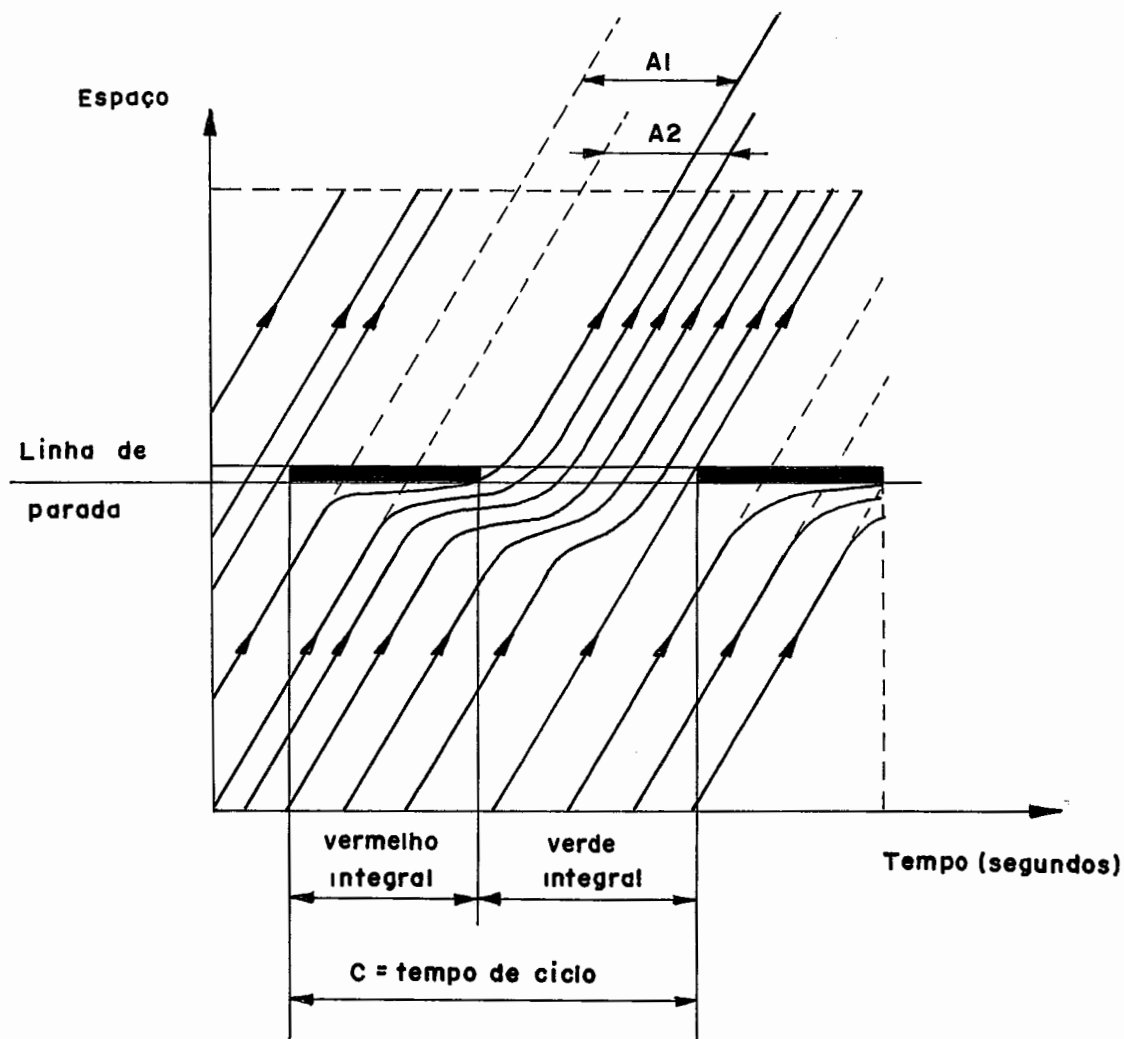
	a velocidade de cruzeiro f_1 (L/veic.-Km)	sem movimento f_2 (L/veic.-hora)	Por cada parada f_3 (L/parada)
CLAFFEY (05)	0.108	2.385	0.048
BAVER (02)	-	1.893	0.126
COURAGE e PARAPAR (09)	-	2.271	0.038
DART e MANN (12)	0.112	2.366	0.025
ROBERTSON et al (37)	0.094	1.500	-

Tabela II.2 - Dados de consumo de combustível (gasoli-
na) segundo vários autores.

Em relação ao nível de serviço, a atuação do sistema de controle de tráfego será fundamental. Este nível de serviço agrega vários elementos de custo do tráfego urbano, um deles o atraso ao nível de uma interseção, é analisado mais detalhadamente. Na figura II.9 são representados segundo um diagrama espaço-tempo vários atrasos individuais ao nível de aproximação de uma interseção urbana isolada.

Numerosos estudos têm sido feitos para estimar os atrasos

a nível das interseções. O mais famoso deles, desenvolvido por WEBSTER(50) se apresenta da seguinte forma:



A1 = atraso sofrido pelo primeiro veículo

A2 = atraso sofrido pelo segundo veículo

Figura II.9 - Atrasos que sofrem os veículos ao chegar na aproximação de uma interseção controlada por um semáforo.

$$A_m = \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\gamma)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0.65 \frac{c^{1/2}}{q} x \quad (2+5\lambda) \quad (\text{II.30})$$

onde:

A_m = atraso médio por veículo(segundos);

c = tempo de duração de ciclo semafórico(segundos);

g = tempo de verde(segundos);

λ = g/c = fração do ciclo na qual o sinal está aberto; (II.31)

q = fluxo médio(veículo/hora);

s = fluxo de saturação(veículo/hora);

y = q/s = taxa de ocupação da aproximação; (II.32)

x = $(qc)/(sg)$ = taxa de saturação da aproximação (II.33)

$$x = \frac{\text{fluxo que chega à linha de parada(demanda de serviço)}}{\text{capacidade máxima de escoamento(oferta de serviço)}}$$

Na equação (II.30), o primeiro termo corresponde ao atraso médio no caso de um fluxo uniforme de chegada; o segundo leva em conta a distribuição aleatória dos instantes de chegada(modelo de Poisson) e o terceiro constitui um fator de correção cuja influência no atraso pode ser de até 18%. Na prática só os dois primeiros termos têm sido utilizados.

A seguir, será considerada a estrutura em pelotões do fluxo de tráfego na avaliação dos atrasos sofridos pelos veículos(MORALES E.A. (32)). Estes atrasos vão depender da defasagem entre o instante de chegada da frente do pelotão e o início das fases de verde. Assim, consideram-se três casos:

- caso em que o pelotão chega no vermelho;
- caso em que o veículo líder do pelotão chega no fim do vermelho;
- caso em que o veículo líder chega durante o verde;

Em qualquer dos três casos se supõe que a fila é escoada no fim do verde, o que permite limitar o estudo a um único ciclo.

Definindo:

A = atraso dos veículos durante um ciclo;

d = atraso médio por veículo(segundos/veículo);

t_0 = instante de chegada do veículo líder do pelotão(segundos);

k = comprimento do pelotão(segundos);

q = fluxo médio do pelotão(veículos/segundo);

s = fluxo de saturação(veículos/segundo);

c = tempo de ciclo(segundos);

r = instante de início do verde(segundos);

t_x = tempo de escoamento da fila.

a. - se o pelotão chega inteiramente durante o período de vermelho (II.10),

ou seja se,

$$\begin{aligned} & 0 \leq t_0 < r \\ & e \\ & t_0 + k < r \end{aligned} \quad (II.34)$$

Neste caso o atraso total está dado por

$$A = \int_{t_0}^{t_0+k} q(t-t_0) dt + \int_{t_0+k}^{t_x} q k dt - \int_r^{t_x} s(t-r) dt \quad (II.35)$$

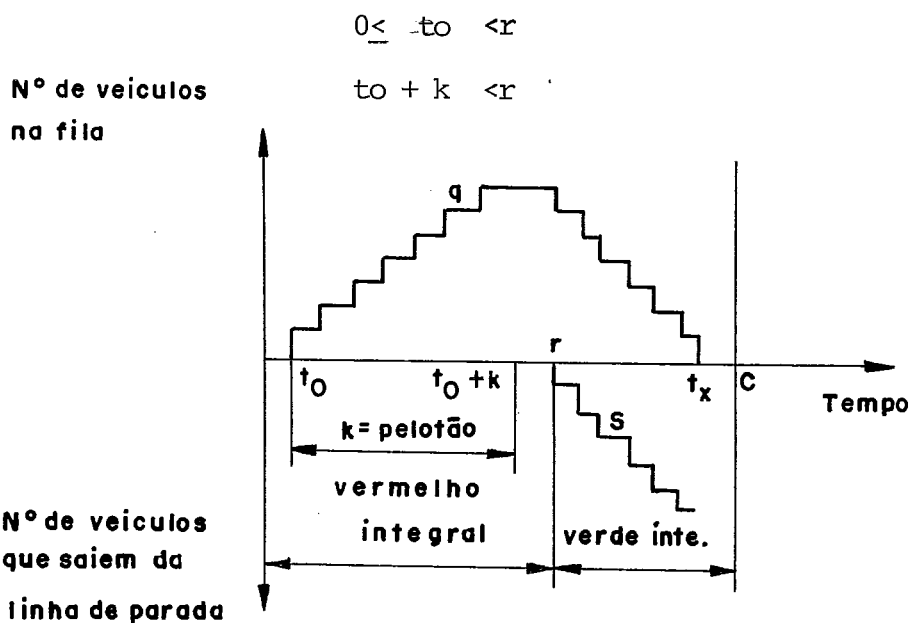


Figura II.10 - O atraso sofrido por um pelotão cujo veículo líder chega durante o vermelho t_0 .

A relação (II.35) se reescreve:

$$A = \frac{1}{2} qk^2 + qk(tx - to - k) - \frac{1}{2}(5(tx - r)^2) \quad (II.36)$$

e tendo

$$s(tx - r) = q.k \quad (II.37)$$

então

$$A = qk(r - to - \frac{1}{2} k (1 - \frac{q}{s})) \quad (II.38)$$

portanto o atraso médio será

$$\bar{d} = r - to - \frac{1}{2} k (1 - \frac{q}{s}) \quad (II.39)$$

b. - Se o veículo líder chega durante o vermelho, tem-se o caso representado na Figura(II.11).

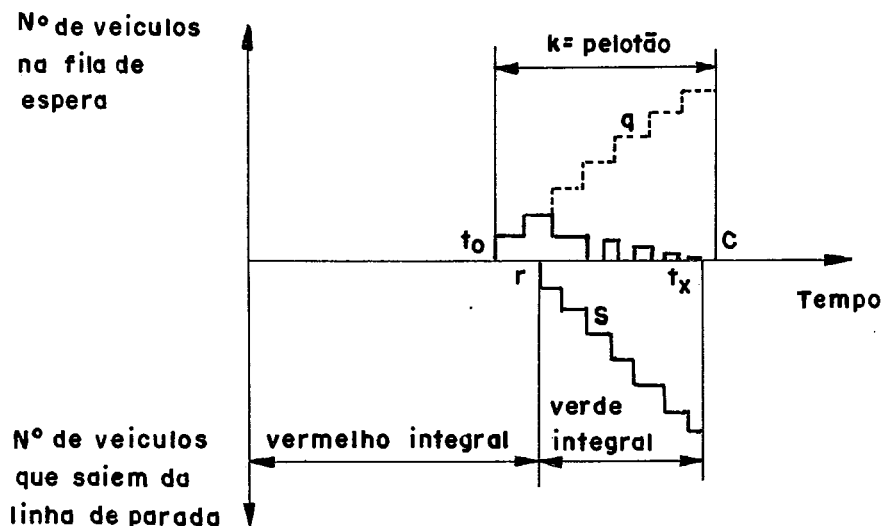


Figura II.11 - Atraso sofrido por um pelotão cujo veículo líder chega no final do vermelho.

Neste caso se tem:

$$\begin{aligned} 0 &\leq t_0 < r \\ r &< t_0 + k < c \end{aligned}$$

e

$$A = \int_{t_0}^{tx} q(t-t_0) dt - \int_r^{tx} s(t-r) dt \quad (\text{II.40})$$

ou ainda:

$$A = \frac{1}{2} q(tx - t_0)^2 - \frac{1}{2} s(tx-r)^2$$

além disso

$$s(tx-r) = q(tx-t_0)$$

então:

$$A = \left(\frac{1}{2} \right) q \cdot (r-t_0)^2 / (1-q/S) \quad (\text{II.41})$$

em consequência o atraso médio por veículo neste caso é:

$$\bar{d} = (1/2k) (r-t_0)^2 / (1-q/S) \quad (\text{II.42})$$

c.- Se o veículo líder chega durante o período de verde, e continuam chegando veículos durante o vermelho, tem-se o caso representado na Figura II.12.

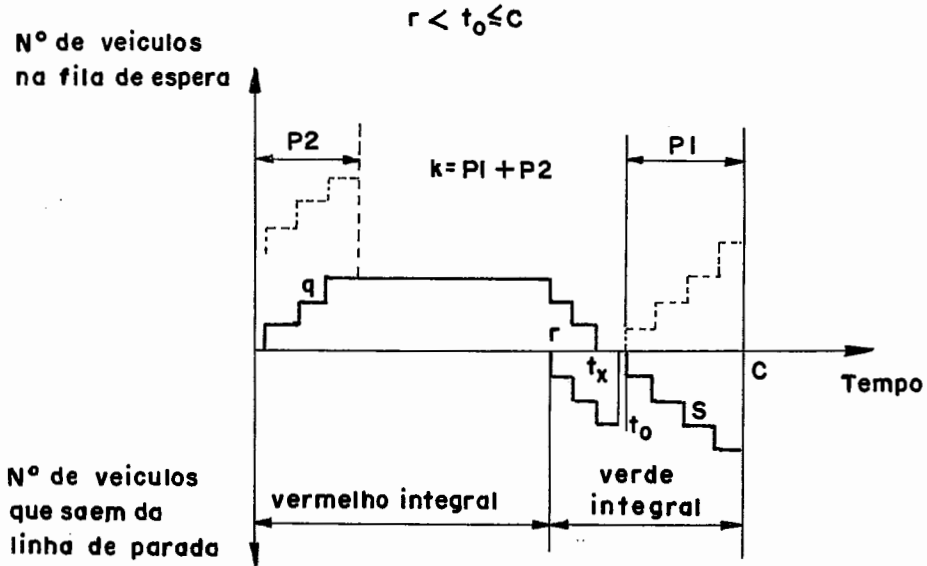


Figura II.12 - Atraso sofrido por um pelotão cujo veículo líder chega no tempo de verde

neste caso se tem:

$$e \quad \begin{aligned} r &< t_0 \leq c \\ t_0 + k &> c \end{aligned}$$

O atraso total se compõe de duas partes. A primeira delas A_1 refere-se aos atrasos ocorridos durante o período verde, enquanto que a segunda parcela A_2 corresponde aos atrasos durante o período vermelho.

$$A_1 = (1/2)q \cdot \left((r - t_0)^2 / (1 - q/S) \right) \quad (\text{II.42})$$

onde:

$$r_1 = r + (t_0 + k - c) \frac{q}{S} \quad (\text{II.43})$$

$$A_2 = q(t_0 + k - c) \left[r - \frac{1}{2}(t_0 + k - c) \left(1 - \frac{q}{S} \right) \right] \quad (\text{II.44})$$

O atraso total será dado por:

$$A = A_1 + A_2 \quad (\text{II.45})$$

portanto o atraso médio por veículo será:

$$\bar{d} = A/(qk) \quad (\text{II.46})$$

Utilizando as equações anteriores, para os diferentes casos, variando unicamente o tempo de chegada do veículo líder do pelotão e mantendo constantes os demais parâmetros, observa-se uma variação dos atrasos como representada na Figura II.13 para dois tempos de ciclo diferentes.

Atraso medio por veiculo
(segundos)

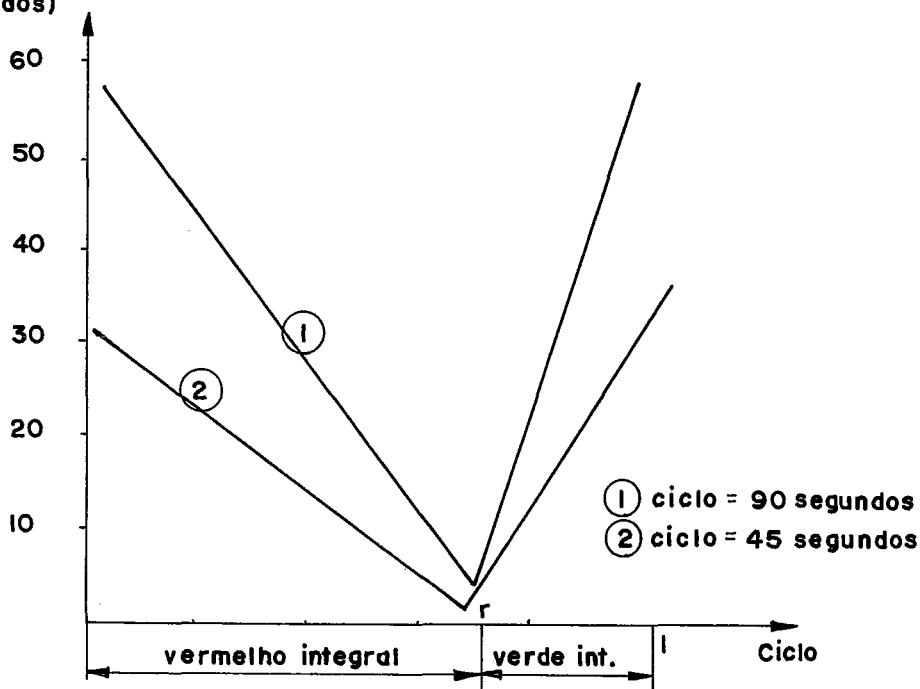


Figura II.13 - Variação do atraso médio para um pelotão de veículos em função do instante de chegada de seu veículo líder.

Da figura anterior se conclui que o menor atraso se consegue quando o veículo líder chega à linha de parada pouco antes de que se inicie o intervalo de verde.

De uma forma geral, o atraso médio varia em função do tempo de distribuição da chegada do pelotão na linha de parada, desde que as demais condições permaneçam constantes. Nota-se também que em ciclos mais longos, o atraso médio é maior. Como já foi observado, o perfil de um pelotão não é geralmente constante ($q \neq \text{cste}$), portanto este caso mais simples já

permite tirar algumas conclusões em relação a defasagem a oferecer entre interseções sucessivas.

CAPÍTULO III - SISTEMAS DE CONTROLE DO TRÁFEGO
URBANO

III - SISTEMAS DE CONTROLE DO TRÁFEGO URBANO

III.1 - INTRODUÇÃO

O desenvolvimento dos sistemas de controle do tráfego tem acompanhado o aumento do tráfego urbano devido à generalização do uso do automóvel. Na atualidade existe uma ampla variedade de técnicas e equipamentos de controle do tráfego urbano. O principal avanço tecnológico, sobre o assunto, ocorrido nas últimas décadas, foi a introdução de sistemas de controle baseados no computador. Centenas de equipamentos têm sido instalados no mundo ou estão em desenvolvimento na atualidade em várias cidades. O computador digital foi introduzido pela primeira vez em 1960 no sistema de controle de tráfego urbano da cidade de Toronto no Canadá. Em seguida, outros sistemas foram instalados na Escócia na cidade de Glasgow, Inglaterra e nos Estados Unidos nas cidades de San José e Wichita Falls. Na década de setenta, o "hardware" e o "software" se tornou mais versátil, mais rápido e menos custoso, e os procedimentos de cálculo se sofisticaram notavelmente. Ao mesmo tempo, um grande esforço foi aplicado no desenvolvimento de novas estratégias mais sensíveis às condições atuais de tráfego.

Neste capítulo são apresentados os principais conceitos de controle de tráfego. Uma breve análise das várias filosofias de controle de tráfego urbano existentes, assim como das estruturas de controle correspondentes é realizada. Finalmente são apresentados de forma sucinta os diversos sistemas de "controle de tráfego em área" (CTA), existentes no Brasil.

III.2 - ELEMENTOS BÁSICOS PARA O CONTROLE SEMAFÓRICO

O objetivo de um sistema de controle de tráfego urbano é de minimizar conjuntamente os vários itens de custo relacionados no capítulo anterior. Várias técnicas têm sido desenvolvidas na área de Engenharia de Tráfego, com este fim. Na tabela III.1 AKCELIK(01), algumas delas são listadas com suas possíveis consequências em termos qualitativos no que diz respeito ao nível de serviço, custo energético e segurança.

Medidas de gerenciamento do sistema de tráfego	Nível de serviço			Consumo de Combustível	Segurança
	Velocidade	Atraso	Paradas		
Controle coordenado dos sinais numa área de tráfego	=	+	+	+	+
Melhoria na geometria das interseções (Ex. faixas adicionais para movimentos giratórios)	=	+	+	+	+
Redefinição das fases dos sinais luminosos	=	+	+	+	+
Otimização dos tempos dos sinais para minimizar o consumo de combustível	=	-	+	+	?
Criação de vias prioritárias	?	-	-	-	?
Sistemas de prioridade para pedestres	=	-	-	-	?
Limitação de movimentos giratórios	-	+	+	+	+
Sistemas de vias de sentido único	-	+	+	+	+
Mudança de sentido em função do horário	=	+	+	+	?
Limitações de estacionamento	=	+	+	+	+
Sistema de informação do melhor caminho	+	+	+	+	+
Controle de acesso	?	+	+	+	?
Controle de velocidade	=	-	+	+	+

+ melhoria - deteriorado = inalterado ? indeterminado ou muito variável

TABELA III.1 - Efeitos esperados ao aplicar diferentes medidas de gerenciamento de um sistema de tráfego

O controle semaforizado tem se revelado dentro dos sistemas automáticos de controle de tráfego, o mais flexível e adaptável às condições do tráfego urbano, assim como o mais viável em termos técnicos e econômicos.

Tradicionalmente os sistemas de controle semaforizados apresentam uma periodicidade na sua atuação no tráfego. Este período ou "ciclo", geralmente fixo nos sistemas mais simples, pode variar em função das diversas condições (na hora do dia, situação do tráfego) nos sistemas mais recentes.

A sinalização luminosa de uma interseção (auxiliada de forma constante pela sinalização horizontal e vertical) permite repartir no tempo uma área comum a vários usuários que vão realizar movimentos conflitivos (tanto assim que os principais critérios para implantação de tais sinais luminosos levam em conta o número de conflitos potenciais existentes, assim como o número de acidentes ocorridos no local). Na figura III.1 (CURY P. (10)) é representada uma interseção com duas aproximações assim como os movimentos permitidos nela.

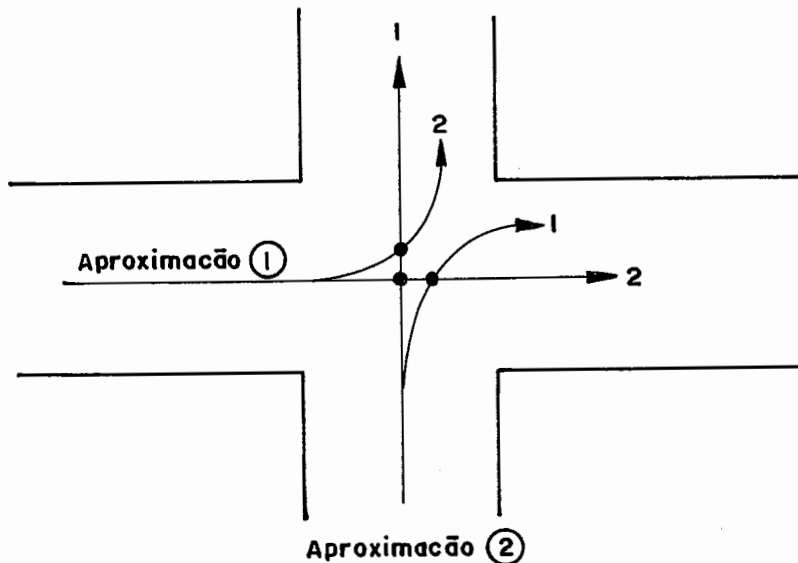


Figura III.1 - Exemplo de movimentos permitidos numa interseção simples.

Nota-se a presença de três pontos de conflito. Para eliminá-los divide-se os movimentos em dois grupos 1 e 2, definindo assim duas "fases" como apresentados na figura III.2.

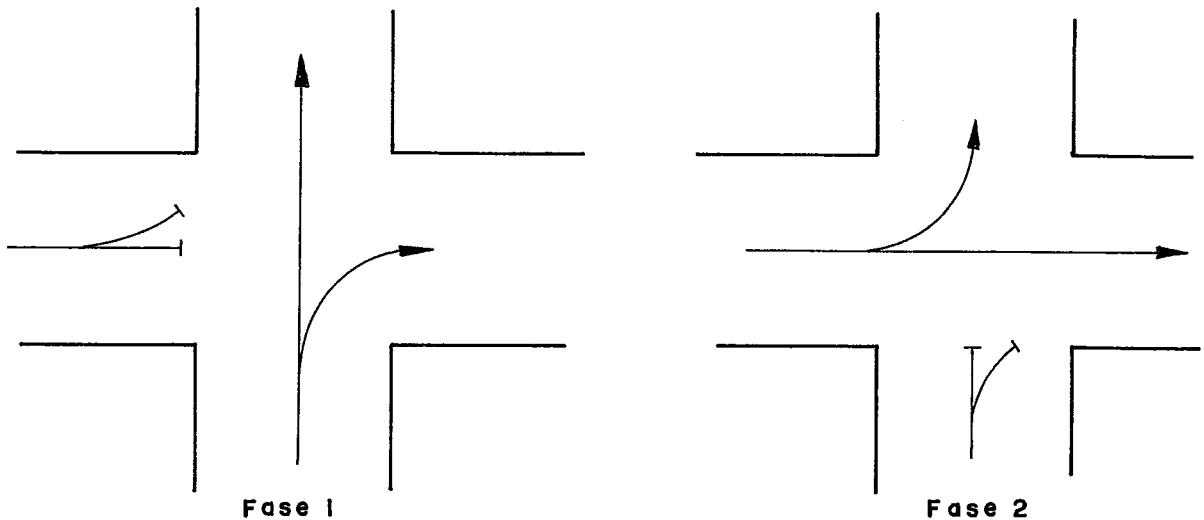


Figura III.2 - Representação das fases numa interseção simples.

A cada uma destas fases é alocada uma parte do tempo total do ciclo (tempo de verde). Cada período de verde interrompido define assim um "estágio". Geralmente por medidas de segurança, a passagem de um estágio de verde ao seguinte é feita de forma gradual, criando-se um estágio intermediário (amarelo) de duração variável em função da geometria da interseção (2 a 4 segundos), assim com um período em que todos os sinais estão vermelhos, o "vermelho integral". Por exemplo, na Figura III.3 apresentam-se os possíveis tempos atribuídos aos estágios correspondentes à Figura III.1.

Os tempos de verde atribuídos a cada fase constituem um dos parâmetros principais do sistema de controle de tráfego. Outro parâmetro importante é constituído pela "defasagem" existente entre a sinalização luminosa de interseções sucessivas, (se a periodicidade for idêntica ou múltipla) permitindo a coordenação entre estes sinais e favorecendo o fenómeno conhecido pelo nome de "onda verde". Devido à estrutura malhada da rede urbana, tais ondas verdes são muitas vezes impossíveis de

serem realizadas.

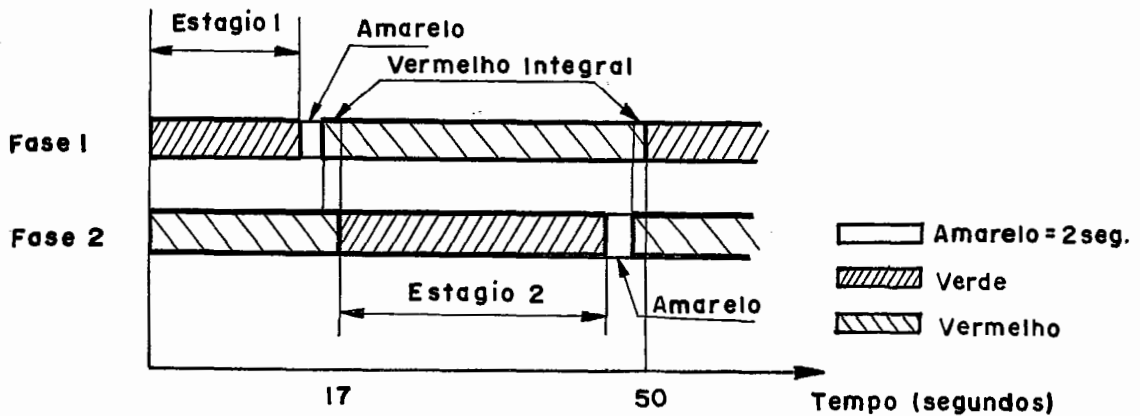


Figura III.3 - Repartição dos tempos de verde entre os dois estágios de uma interseção simples.

A seguir são apresentados alguns elementos, que caracterizam a influência dos parâmetros de controle citados (duração do ciclo, tempo de verde e defasagem) sobre o nível dos custos de transporte. Na Figura III.4 (SALTER J. (41)) apresenta-se a influência da duração do ciclo no atraso médio por veículo.

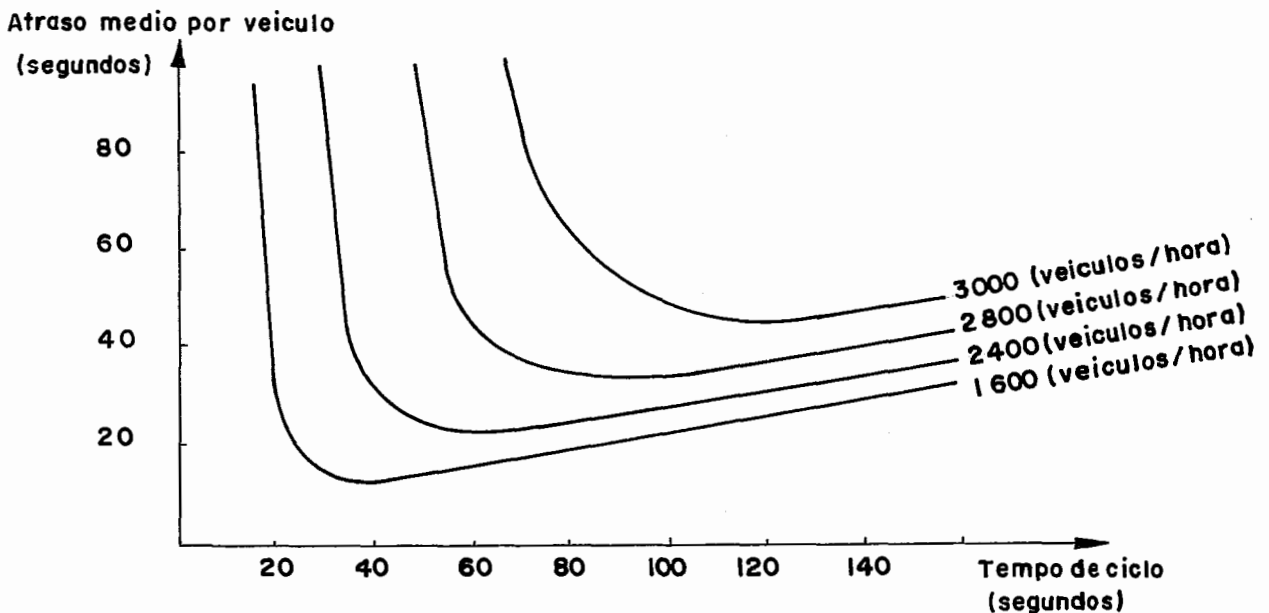


Figura III.4 - Atraso médio por veículo em função do tempo de ciclo para uma interseção de duas fases com fluxos de saturação de 1800 veículos/hora, tempos de verdes iguais e 10 segundos de tempo total perdido.

Da análise desta influência chegou-se à conclusão que no caso de uma interseção isolada o tempo do ciclo que minimiza o atraso médio por veículo é dado pela expressão:

$$C_o = \frac{1.5L+5}{1-y} \quad (\text{III.1})$$

onde:

C_o = tempo de ciclo ótimo para a interseção estudada;

$$L = \text{tempo total perdido no ciclo} = \sum_{i=1}^{NF} (P_i + V_i); \quad (\text{III.2})$$

$$Y = \sum_{i=1}^{NF} y_i \text{ (somatório num ciclo das taxas de ocupação máxima de cada uma das fases);} \quad (\text{III.3})$$

y_i = taxa de ocupação máxima da fase i ;

NF = número total de fases da interseção estudada;

P_i = tempo total perdido no início e no fim do verde da fase i ;

V_i = tempo de vermelho integral da fase i ;

Também demonstrou-se de forma empírica que o tempo de verde alocado a cada estágio devia ser proporcional à solicitação do mesmo, conduzindo à seguinte expressão:

$$g_i = \frac{y_i}{Y} (C_o - L) + P_i - AM \quad (\text{III.4})$$

onde:

g_i = tempo de verde para a fase i ;

y_i = taxa de ocupação máxima da fase i ;

Y = segundo(III.3);

C_o = segundo(III.1);

L = segundo(III.2);

P_i = tempo total perdido no início e no fim do verde da fase i ;

AM = tempo de amarelo da fase i ;

das interseções. O processo de otimização pode ser baseado no programa Sigop II.

Uma comparação entre as três gerações foi realizada pela equipe da UTCS nos Estados Unidos em 1976, Tabela III.4. Os resultados foram os seguintes: o melhor desempenho ocorreu com a (1GC) em suas diversas formas de controle. A segunda geração obteve resultados variáveis e em geral inferiores aos da (1GC), sendo estes resultados consistentes com os obtidos no experimento de Toronto. Os resultados referentes à (3GC) mostram uma grande degradação se comparados com os das duas gerações anteriores.

GERAÇÃO DE CONTROLE	Percentagem de variação do tempo médio de viagem numa rede ou numa via arterial			
	Pico da manhã	Fora do Pico	Pico da Tarde	Todo o dia
PRIMEIRA GERAÇÃO				
Via arterial	- 1.5	- 5.7	- 15.3	Não disponível
Via urbana	- 4.0	+ 2.7	- 2.2	Não disponível
SEGUNDA GERAÇÃO				
Via arterial	- 1.3	- 3.8	+ 0.5	- 2.1
Via urbana	+ 4.4	+ 1.9	+ 10.7	+ 5.2
TERCEIRA GERAÇÃO				
Via arterial	+ 9.2	+24.2	+ 21.2	+16.9
Via urbana	+14.1	+ 0.5	+ 7.0	+ 8.2

Tabela III.4 - Comparação dos resultados das diferentes estratégias de controle, segundo a UTCS.

Outros aspectos importantes devem ser considerados em relação às estratégias de controle. Estas podem ser também diferenciadas segundo a forma na qual consideram aspectos como a saturação e as prioridades para o transporte público. De fato, as estratégias devem ser definidas em função do conjunto global de objetivos fixados para o sistema de controle

