

## Capítulo 3. FLUXO DE TRÁFEGO - RELAÇÕES BÁSICAS

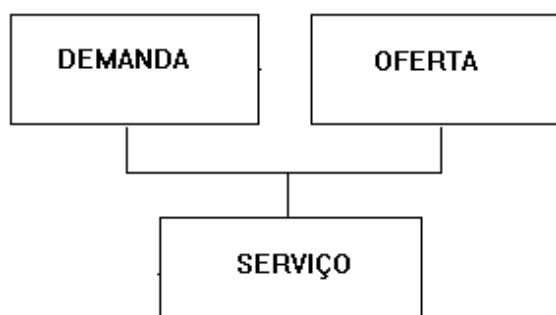
A tarefa fundamental de uma Teoria do Fluxo de Tráfego é o estabelecimento de relações válidas entre as variáveis de interesse. Os resultados básicos deste esforço são o conteúdo relatado a seguir.

Formulando da forma mais genérica, uma Teoria do Fluxo de Tráfego deve estabelecer as relações básicas entre as variáveis de demanda, de oferta e de operação viária.

As variáveis de demanda devem ser definidas para representar as diferentes solicitações a serem atendidas. As variáveis de operação ou serviço devem ser definidas, por sua vez, para expressar todos os aspectos relevantes da operação viária que interessam aos usuários da via ou aos demais agentes sociais afetados. Por fim, as variáveis de oferta devem descrever as características essenciais do sistema viário e seu dimensionamento, incluindo seu desempenho potencial (através de variáveis-chaves, como capacidade de tráfego, ou de uma curva de desempenho ao longo de todos os regimes possíveis de operação, para cada variável de serviço relevante).

Variáveis Básicas de Tráfego:

- Demanda: que expressam as diferentes solicitações a serem atendidas;
- Serviço ou Operação: que medem o nível de atendimento aos diferentes aspectos que interessam aos usuários (qualidade e custo);
- Oferta: que caracterizam o potencial de desempenho da via.



Uma ferramenta desta natureza é essencial para cumprir as tarefas postas para a Engenharia de Tráfego e pode ser utilizada de diferentes formas.

A utilização mais comum da Teoria do Fluxo de Tráfego é a previsão da qualidade de serviço (isto é, na operação do tráfego) decorrente de condições e cenários de demanda atuais ou previstas e de condições e cenários de oferta existentes ou projetados. Portanto, demanda e oferta são fornecidos e a operação resultante é prevista.

Aplicações comuns de uma Teoria do Fluxo de Tráfego:

- Previsão: qual a condições de operação resultante de uma combinação oferta/demanda;
- Projeto: qual a característica de oferta necessária para atender a demanda ou qual a demanda suportada com a oferta viária, com a condição de serviço decorrente (fixada ou ótima ...).

Entretanto, a mesma Teoria do Fluxo de Tráfego pode ser aplicada de formas distintas (com alguma arte e desenvolvimento). Tanto pode-se buscar determinar a oferta necessária (entendida como as condições físicas e de controle a serem implantadas no sistema viário) para obter um nível estabelecido de qualidade de serviço no atendimento à demanda, fixada ou prevista, como pode-se buscar definir a demanda limite que pode ser atendida para condições definidas de oferta e níveis desejados ou tolerados de qualidade de serviço (o que implica em alguma limitação no adensamento das atividades sociais na área de influência da via).

Mais recentemente, os métodos de projeto em Engenharia (de forma geral) vem tentando desenvolver procedimentos ainda mais compreensivos, que determinam um projeto ótimo com base nas possibilidades das técnicas existentes e no custo e valor de cada melhoria elegível. Neste caso, não se estabelece um nível de qualidade de serviço sem ponderar sua viabilidade e custo, sem considerar o valor posto pelos usuários aos níveis relativamente melhores ou piores mas também mais ou menos custosos.

Em todos estes casos, as possibilidades técnicas existentes são estabelecidas considerando as relações da Teoria do Fluxo de Tráfego.

Entretanto, em um dado estágio de desenvolvimento, deve-se ter uma visão crítica da evolução atingida pela Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional e das suas limitações (que exigirão dos gestores do sistema

viário, políticos ou técnicos, uma ponderação própria na complementação do seu conteúdo formalizado).

Tomando como base o arcabouço estabelecido na discussão sobre hierarquização funcional das vias, pode-se dizer que, em grande parte, a Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional está bem desenvolvida apenas para analisar o atendimento da função deslocamento (e, portanto, seria relevante apenas para o sistema viário estrutural). As necessidades relacionadas com as demais funções são tratadas como interferências na capacidade e velocidade na via (para deslocamento). Além de restrita para aplicação às demais funções da via, esta é uma visão incompleta por estar ainda desenvolvendo o conhecimento necessário para analisar outros aspectos que cresceram de importância apenas recentemente (como os impactos ambientais).

Pode-se explicar este viés recorrendo à evolução histórica dos objetivos atribuídos à Engenharia de Tráfego, mas o que cabe fazer aqui é destacar a importância de que o profissional da Engenharia de Tráfego busque uma visão e atuação social esclarecida e responsável, atualizando-se continuamente e complementando seus pontos de vista técnicos com uma formação suplementar em outras áreas, de forma a poder avaliar e ponderar os aspectos que seu conhecimento básico não incorpora. Também deve buscar uma forma de atuação aberta à colaboração com outras áreas e à participação da comunidade, sem que isto signifique abdicar de suas atribuições e responsabilidades.

Uma Teoria do Fluxo de Tráfego Geral deve:

- considerar as diferentes funções da via, reconhecidas pela Engenharia de Tráfego;
- ponderar os efeitos da operação do tráfego sobre outras dimensões sociais relevantes, afetadas significativamente.

(a teoria tradicional trata melhor do atendimento à função deslocamento; portanto, está longe de atingir este desígnio e exige cuidado e julgamento ponderáveis do técnico responsável).

Alguns comentários adicionais são importantes para tornar claro o que se quer dizer.

Por exemplo, a discussão clássica sobre mensuração da demanda de tráfego destaca variáveis relacionadas com a função deslocamento. Este viés não deve fazer com que o profissional da Engenharia de Tráfego desconsidere as demandas relacionadas com a circulação (como as manobras de conversão), com o acesso às edificações (como o estacionamento junto ou fora da via), com o ambiente urbano (como manter um ambiente adequado para suporte à moradia ou comércio, conforme o uso do solo vigente na área). Especialmente, não deve também fazer com que seja dada maior ponderação às demandas relacionadas com a função deslocamento em contextos onde a organização viária selecionou outras funções como prioritárias.

A apresentação feita a seguir apenas lembrará reiteradamente a necessidade de ponderar as outras funções mas a Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional não as considera de forma adequada, na maior parte dos casos. Além das variáveis de demanda, esta observação estende-se às variáveis de operação ou serviço e às variáveis de oferta. Não é raro encontrar regiões onde a capacidade de estacionamento é mais importante que a capacidade de escoamento para que o sistema viário cumpra adequadamente sua função prioritária ou outras regiões onde a emissão de ruído, a interferência com a liberdade de caminhada ou com a coesão da comunidade são as variáveis mais importantes de operação do tráfego. A Teoria do Fluxo de Tráfego apresentada a seguir terá de ser complementada, nestes casos, pela ponderação esclarecida e responsável do profissional de Engenharia de Tráfego e pelo exercício de um adequado processo de trabalho e decisão, aberto às manifestações sociais, em particular das comunidades afetadas.

### 3.1. VARIÁVEIS DE DEMANDA E DE OPERAÇÃO DE TRÁFEGO

A idéia mais comumente associada à mensuração da demanda de tráfego é a contagem do número de veículos que passam em uma determinada seção de uma via, durante um dado período de tempo considerado. Da mesma forma, a velocidade de tráfego é a variável mais comumente associada à idéia de mensuração da qualidade de operação do tráfego.

Seria difícil conseguir um exemplo mais extremo do viés da Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional em normalmente considerar apenas a função deslocamento, do que esta seleção usual de variáveis. No entanto, mesmo atendo-se à função deslocamento, ambas as medidas não são totalmente satisfatórias para representar a demanda ou a operação do tráfego. Este será o aspecto discutido inicialmente a seguir (adiante, serão mencionadas outras variáveis relevantes).

#### 3.1.1. Variável de Demanda de Tráfego para Função Deslocamento

Em termos de demanda de tráfego, considerando apenas a função deslocamento, a definição mais precisa da variável anteriormente mencionada distingue dois conceitos:

- Medidas usuais de demanda para a função deslocamento em uma seção:
- Volume de tráfego ( $N_T$  no período T);
  - Fluxo de tráfego ( $q = N_T/T$  em v/h ou v/s);
  - ambas referem-se aos veículos que passam em número ou taxa escoando (exemplo: 150 veículos medidos em 15 minutos; volume de tráfego é 150 v e fluxo de tráfego é 600 v/h no período de 15 minutos);
  - ambas são medidas pontuais (perfil de variação para um trecho ou ao longo de um período mais extenso ...).
  - a medida inversa do fluxo de tráfego é o intervalo médio entre veículos na corrente de tráfego  $\bar{h} = T/N_T = 1/q$ .

Todas são medidas inadequadas quando existem restrições de capacidade no escoamento do tráfego.

- volume de tráfego ( $N_T$ ): o número de veículos que passam por uma seção da via durante o período de tempo T (usualmente uma hora, um dia; eventualmente 5 minutos ou um ano); esta é a contagem real dos veículos e pode ser classificada em função dos tipos de veículos ou de manobras (contagem classificada);
- fluxo de tráfego ( $q = N_T/T$ ): a taxa de veículos que passam por uma seção da via por unidade de tempo (usualmente em veículos por hora, v/h, ou veículos por segundo, v/s) medida durante o período de tempo T (independente da unidade de tempo usada na expressão da taxa); naturalmente, o volume de tráfego e o fluxo de tráfego são numericamente iguais se o período de tempo for igual a 1 unidade de tempo; o fluxo de tráfego pode, entretanto, ser expresso em qualquer unidade de tempo (por exemplo, o fluxo em v/s pode ser obtido como  $q_s = q_H/3600$ , onde  $q_H$  é o fluxo em v/h).

Todo fluxo de tráfego corresponde ao inverso do intervalo de tempo entre veículos sucessivos na corrente de tráfego:  $\bar{h} = T/N_T = 1/q$ . O intervalo entre veículos é, portanto, uma medida inversa da demanda.

Entretanto, mesmo para a função deslocamento, estas medidas de demanda de tráfego são imprecisas por diversos motivos.

O fluxo que passa pode ser melhor associado à idéia de demanda apenas se não houver restrição ao seu escoamento. No entanto, a capacidade de escoamento da seção considerada pode ser insuficiente para permitir que toda a demanda passe (associando a idéia de capacidade de escoamento a um fluxo de tráfego máximo que pode ser escoado). Se a demanda que busca passar por uma seção da via superar sua capacidade de escoamento em um dado momento, a via não será capaz de permitir a passagem de um fluxo maior que sua capacidade de escoamento. A demanda excedente é retida no sistema

viário como fila de veículos não escoados. Este fato tornaria o fluxo da demanda de tráfego diferente do fluxo de tráfego escoado.

Sempre que a demanda de tráfego supera a capacidade de escoamento da seção crítica da via (isto é, o fluxo que pode ser escoado), as filas de veículos acumuladas aumentam em função do desbalanceamento entre demanda de tráfego e fluxo de tráfego. A situação contrária também pode ocorrer: sempre que existirem filas acumuladas no sistema viário: um fluxo de demanda menor que a capacidade de escoamento, pode permitir um escoamento maior que a demanda e fazer com que as filas acumuladas diminuam. As filas acumuladas ao longo de um período de sobre-demanda (demanda maior que a capacidade) dependem do grau de desbalanceamento (diferença entre demanda e fluxo de tráfego) e da duração do período de sobre-demanda. A duração do período de dissipação das filas acumuladas, isto é, do período de recuperação (demanda menor que a capacidade), depende da fila total atingida durante o período de sobre-demanda anterior e do ritmo de recuperação (isto é, da diferença entre fluxo e demanda de tráfego).

Mais precisamente, as taxas de variação das filas (em veículos) são geradas pelo desbalanceamento entre demanda e fluxo de tráfego mas não são exatamente iguais ao desbalanceamento. Como as filas acumuladas no sistema viário tem uma dimensão horizontal, os veículos que demandariam passar por uma seção da via incorporam-se às filas antes do instante em que seriam demanda, em função da distância entre o final da fila e a seção considerada (a diferença entre demanda e fluxo seria exatamente igual à taxa de variação de filas se os veículos fossem acumulados na dimensão vertical ou lateral).

Estas idéias podem ser expressas de forma explícita e progressiva da seguinte forma:

- em uma primeira aproximação, o fluxo de demanda de tráfego ( $Q$ ) solicitando a passagem em uma seção da via no período  $T$  pode ser estimado por

$$Q \cong q + \frac{\Delta n_T}{T} = \frac{N_T + \Delta n_T}{T} \quad (3.1.a),$$

onde  $N_T$  é o volume de tráfego escoado na seção considerada e  $\Delta n_T = n_T - n_0$  é a variação da fila acumulada no período de tempo  $T$  (da fila inicial  $n_0$ , pré-existente, para a fila final  $n_T$ , acumulada), ou seja, a fila acumulada é considerada igual a

$$n_T \cong n_0 + (Q - q) \cdot T \quad (3.2.a);$$

- em uma segunda aproximação, o fluxo de demanda de tráfego pode ser estimado por  $Q = q + \frac{\Delta \tilde{n}_T}{T}$ , onde a variação de fila decorrente do desbalanceamento é considerada (descontado o efeito da extensão horizontal da fila  $z$ ); a relação obtida adiante entre a fila real  $n$  (em veículos, com número de faixas  $N_f$ ) e a fila decorrente do desbalanceamento, em qualquer instante, é

$$n = \frac{\tilde{n}}{1 - Q_f \cdot \frac{\ell_v}{V}} = \frac{\tilde{n}_0 + (Q - q) \cdot T}{1 - \frac{Q}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}}, Q_f = \frac{Q}{N_f} \quad (3.2.b,c),$$

tendo-se então a estimativa de demanda dada por

$$Q = \frac{q + \frac{\Delta n_T}{T}}{1 + \frac{\Delta n_T}{T \cdot N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}} = \frac{N_T + \Delta n_T}{T + \frac{\Delta z_T}{V}}, \Delta z_T = \frac{\Delta n_T}{N_f} \cdot \ell_v \quad (3.1.b,c)$$

Medição da demanda de tráfego para a função deslocamento considerando tráfego escoado e variação das filas:

- primeira aproximação é

$$Q \cong q + \frac{\Delta n_T}{T} = \frac{N_T + \Delta n_T}{T};$$

- medida mais precisa é

$$Q = \frac{N_T + \Delta n_T}{T + \frac{\Delta n_T}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}} \quad (\text{com o}$$

efeito da extensão física da fila);

(exemplo: em 15 minutos escoam 500 veículos e a fila cresce de 15 para 70 veículos, em uma via de duas faixas, com  $\Delta n_T = 70 - 15 = 55v$ ; então, em primeira aproximação, a demanda seria

$$Q \cong \frac{500 + 55}{0,25} = 2220v/h; \text{ a medida}$$

mais precisa, admitindo  $N_f = 2fxs$ ,

$V = 50km/h$  e  $\ell_v = 8m$ , seria de

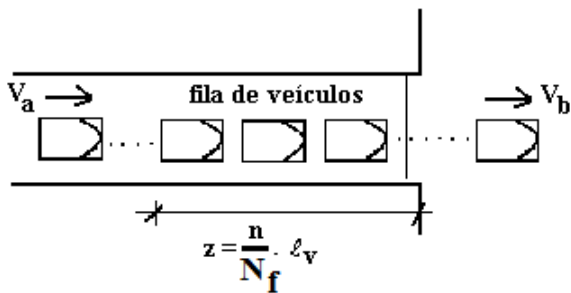
$$Q = \frac{500 + 55}{0,25 + \frac{55}{2} \cdot \frac{0,008}{50}} = 2181,6v; \text{ a}$$

diferença na medida de demanda é de -1,76% mas a diferença na medida de sobre-demanda é de -21,15%).

A medida corresponde ao intervalo médio entre veículos que chegariam na seção considerada (passando ou não), como mensurada nas seções que alimentam as filas (nos trechos ainda não atingidos pelas filas).

onde  $\ell_v$  é a extensão ocupada por veículo na fila (o comprimento do veículo mais a distância entre veículos).

Esta correção é ainda parcial e aproximada. A diferença reflete o fato de que a fila real é maior que o desbalanceamento entre demanda e fluxo escoado em função da dimensão horizontal da fila (distância entre o final da fila e a seção considerada), aproximada por adotar um valor típico para a extensão média ocupada por veículo na fila (ao invés de um valor observado, que depende da velocidade dos veículos na fila). Existe, entretanto, um outro componente da diferença entre a fila real e a fila estimada como desbalanceamento entre demanda e fluxo escoado, que decorre de que a fila pode estar crescendo ou decrescendo e de que as variáveis de tráfego são vistas de forma relativamente diferente quando se acompanha o final da fila (o que tem de ser considerado avaliando a velocidade de propagação ou dissipação da fila no espaço, como será visto adiante).



A correção devida à dimensão física da fila na estimativa da demanda de tráfego considerando a variação das filas acumuladas no sistema pode ser deduzida com facilidade. Tendo-se uma fila de

extensão  $z_t = \frac{n_t}{N_f} \cdot \ell_v$  em um instante qualquer  $t$ , onde  $N_f$  é o

número de faixas na via e  $\ell_v$  é a extensão ocupada por cada veículo na fila, em sua faixa, a diferença entre a fila real (horizontal)  $n$  e a fila decorrente do desbalanceamento

$\tilde{n} = (Q - q) \cdot T$  é o número de veículos que chegaram ao final da

fila real mas não teriam ainda chegado à seção da via em que a

demanda é medida. Portanto,  $n = \tilde{n} + Q \cdot T_z$ , com  $T_z = t_z = \frac{z}{V}$ , onde o

tempo de viagem em  $z$  é  $t_z = \frac{z}{V} = \frac{n}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}$ , (se os veículos

mantivessem a velocidade normal de chegada  $V$ ), o que fornece a

relação  $n = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{Q}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}}$  (ou  $\Delta n = \frac{\Delta \tilde{n}}{1 - \frac{Q}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}}$ , se o fator de correção

for constante ao longo do período em que a fila muda).

O fator de correção para filas, nas condições usuais de tráfego, pode variar de 5% a 25% ou mais e é muitas vezes relevante. No entanto, a importância da mesma correção na estimativa de demanda é menor, especialmente quando  $N_T$  é comparativamente grande. Em termos práticos, estas observações significam que a demanda pode em geral ser aproximadamente medida com a fórmula (3.1.a) mas as filas normalmente devem ser estimadas com as fórmulas (3.2.b,c).

A demanda de tráfego corrigida incorporando a taxa de variação de filas também é um fluxo de tráfego que pode ser observado antes do trecho da via afetado pelas filas acumuladas. A mesma demanda de tráfego pode, portanto, ser medida através dos fluxos que alimentam o trecho de formação de filas (que eventualmente pode ramificar-se e por isso pode chegar por mais de uma via).

Numa situação de sobre-demanda, o fluxo de tráfego na seção crítica corresponde ao inverso do intervalo médio entre veículos que passam (o fluxo de tráfego) e a demanda de tráfego propriamente dita corresponde ao intervalo médio entre veículos que chegam em uma seção anterior à fila, considerando os diversos fluxos alimentando a fila (que eventualmente ramifica-se à montante).

Correção da estimativa de filas devidas ao desbalanceamento entre demanda de tráfego e fluxo de tráfego escoado:

$$\text{- fila: } n = \frac{\tilde{n}}{1 - Q_f \cdot \frac{\ell_v}{V}}, Q_f = \frac{Q}{N_f};$$

$$\text{- variação: } \Delta n = \frac{\Delta \tilde{n}}{1 - Q_f \cdot \frac{\ell_v}{V}}.$$

(exemplo: com demanda de 2181,6v/h, admitindo  $N_f = 2$ fxs,  $V = 50$ km/h e  $\ell_v = 8$ m, tem-se

$$n = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{2181,6}{2} \cdot \frac{0,008}{50}} = 1,21 \cdot \tilde{n}; \text{ se a}$$

situação perdurar por todo período, tem-se também que  $\Delta n = 1,21 \cdot \Delta \tilde{n}$ ).

A correção é parcial e aproximada (usa um valor típico da extensão média por veículo na fila, ao invés do valor real, e não considera o efeito decorrente do movimento da fila).

Antes de finalizar esta discussão sobre as variáveis de demanda de tráfego para a função deslocamento, algumas observações gerais são interessantes.

Note que a demanda em discussão corresponde ao tráfego de passagem que não tem uma forte relação com as atividades desenvolvidas localmente, na área atravessada pela via. Além disso, filas (a situação mais propriamente relacionada com a idéia geral de congestionamento no sistema viário) normalmente estão associados a trechos com problemas de operação. Por este motivo, as filas muitas vezes motivam os motoristas que utilizariam certas vias congestionadas a fugir destas vias (isto é, buscar rotas de fuga, chamadas de caminhos de rato, por vias alternativas). Se isto ocorre, efetivamente estes usuários deixaram de demandar as vias congestionadas (e passaram a demandar outras vias), embora originalmente pudessem desejar usar a via considerada.

O tráfego de passagem usa uma via apenas porque a melhor opção de rota para realizar o deslocamento desejado passa por esta via mas não têm nenhuma outra relação com a via de passagem. Uma alteração do sistema viário estrutural pode criar rotas alternativas e redirecionar o tráfego de passagem de forma bastante significativa. As propostas de criação de anéis viários tem este efeito de redistribuir o tráfego entre rotas radiais alternativas (além de dar maior flexibilidade de deslocamento diante de incidentes relevantes). Esta realocação ou redistribuição do tráfego entre rotas ou extremos de viagem é também função do nível de congestionamento existente em cada rota (que altera a vantagem relativa decorrente do alinhamento espacial da via e da sua característica física e de controle de tráfego).

Uma demanda de tráfego que muda de via naturalmente deixou de solicitar os trechos das rotas anteriormente utilizadas. Por este ponto de vista, efetivamente não teria de ser incluída na mensuração da demanda de tráfego das seções do trecho crítico da via que, por estar congestionado, tornou-se menos atrativo. O mesmo poderia ser dito da redução de viagens motivada pela saturação viária (pela racionalização dos deslocamentos ou supressão de atividades). No entanto, alterações no grau de congestionamento das vias decorrentes de melhorias projetadas podem ter o efeito contrário e voltar a atrair esta parcela da demanda que fugiu para outras rotas ou foi reprimida. Portanto, uma estimativa ainda que imprecisa desta demanda desviada ou suprimida pode ser essencial para dimensionar adequadamente a intervenção projetada e obter melhoria das condições de tráfego.

Os métodos de análise necessários para determinar estes efeitos da elasticidade da demanda ou da realocação/redistribuição do tráfego são os convencionalmente empregados em estudos de planejamento de transportes, que normalmente exigem o levantamento do sistema viário em uma larga extensão e a representação da demanda como intercâmbios de viagem decorrentes das atividades sociais estimadas entre zonas de produção e atração (ou como deslocamentos origem/destino), antes da alocação entre rotas e/ou linhas de serviços na rede de transportes.

Estes estudos são muito caros e demorados para ações de pequeno porte. Por este motivo, estimativas subjetivas podem ser baseadas no conhecimento da característica da demanda atendida pela via e pelas alternativas principais utilizadas por cada origem/destino de deslocamento relevante. Os fluxos de tráfego observados nas conversões que caracterizam o desvio para as rotas alternativas são uma informação relevante.

As medidas usuais de demanda para a função deslocamento:

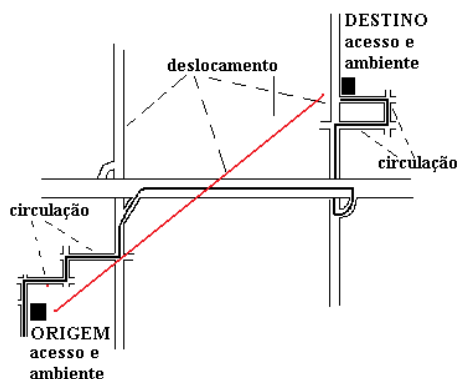
- correspondem à demanda do tráfego de passagem em uma via;
- tem pouca relação com as atividades existentes no trecho de via considerado e somente usam o trecho porque a melhor rota existente para a viagem passa pelo trecho (se muda a melhor rota para uma viagem, a demanda muda de lugar).

Para melhorar a operação do tráfego em um trecho viário pode-se:

- melhorar as rotas alternativas de forma a desviar a demanda de tráfego da rota considerada;
- melhorar a operação da própria via, desde que o efeito supere as necessidade geradas por novas demandas atraídas (caso contrário, a melhoria aconteceria somente nas rotas alternativas, que teriam visto sua demanda reduzida).

### 3.1.2. Variáveis de Operação do Tráfego para Função Deslocamento

Em termos de operação do tráfego, considerando também apenas a função deslocamento, a velocidade dos veículos é a variável de operação mais familiar. Para projeto de um elemento viário, a velocidade é realmente uma das variáveis consideradas e utiliza-se uma medida pontual de velocidade, eventualmente ponderando também a distribuição das velocidades para representar a variação entre diversos tipos de veículo e diferentes usuários da via. Em função do aspecto mais importante para o projeto, pode-se adotar a velocidade média ou um percentil extremo da distribuição de velocidades pontuais (por exemplo, o  $V_{85}$  pode representar velocidades altas e o  $V_{15}$  pode representar velocidades baixas). Tanto o tipo de veículo e usuário como a medida mais conveniente podem ser aspectos a discutir mas em geral uma medida de velocidade pontual é utilizada.



Na operação do tráfego, ao invés da medida pontual, utiliza-se a medida em um trecho, definida como:

- Velocidade média global (ou de viagem):  $\bar{V} = L/t_v$ , com a

extensão total da viagem  $L$  e o tempo total de viagem  $t_v$ ;

- Velocidade média de percurso (em movimento):  $V_p = L/t_m$ ,

considerando apenas o tempo em movimento  $t_m$  (isto é, excluindo o tempo “parado”);

- Velocidade média direta:

$$V_d = L_d/t_v, \text{ considerando}$$

apenas a distância direta  $L_d$  envolvida no deslocamento origem/destino (sem novas circuitações).

(exemplo: se um percurso de 3 km toma 3 minutos, incluindo 1 minuto em filas geradas por congestionamentos e uma circuitação de 1,5 km para contornar vias de sentido único e interseções com conversões proibidas, a velocidade média global é

$$\bar{V} = \frac{3}{3} = 1 \text{ km/min} = 60 \text{ km/h}, \text{ a}$$

velocidade média de percurso é

$$V_p = \frac{3}{3-1} = 1,5 \text{ km/min} = 90 \text{ km/h} \text{ e a}$$

velocidade média direta é

$$V_d = \frac{3-1,5}{3} = 0,5 \text{ km/min} = 30 \text{ km/h}.$$

Velocidade: apenas uma medida de intensidade e não incorpora a medida complementar de extensão da viagem (seria boa apenas como medida pontual ou quando a extensão não se altera).

A perspectiva é normalmente distinta na análise da operação do tráfego, no sentido de considerar a avaliação de deslocamentos em extensões maiores (e não medidas pontuais). Por isso, a definição mais precisa da velocidade pode distinguir diversos conceitos:

- velocidade média global ou de viagem ( $\bar{V} = L/t_v$ ), obtida

utilizando a extensão real da viagem  $L$  e o tempo total de viagem  $t_v$  (“parado” ou em movimento);

- velocidade média de percurso ( $V_p = L/t_m$ ), obtida utilizando a

extensão real da viagem e o tempo total de viagem em movimento  $t_m$  (isto é, excluindo o tempo “parado”);

- velocidade média direta ( $V_d = L_d/t_v$ ), obtida utilizando a

extensão direta  $L_d$  envolvida no deslocamento origem/destino (sem novas circuitações) e o tempo total de viagem;

Cada um destes conceitos chama a atenção para diferentes aspectos envolvidos na análise da operação do tráfego, cuja significação é bastante óbvia. No entanto, do ponto de vista de construir uma Teoria do Fluxo de Tráfego adequada, a utilização da velocidade de tráfego (em qualquer dos conceitos discutidos acima ou outras variações) traz alguns problemas importantes. Em primeiro lugar, a velocidade não é a variável final que interessa aos usuários (exceto quando está diretamente relacionada com outras variáveis como a segurança de trânsito) porque é apenas uma medida de intensidade (não pondera, portanto, a extensão da viagem). Em segundo lugar, a medida global não é elucidativa. Os conceitos a serem utilizados devem permitir estabelecer relações válidas e úteis com as demais variáveis envolvidas (de oferta e demanda), o que coloca o problema de selecionar variáveis de operação mais diretamente interrelacionadas.

Uma breve análise dos conceitos utilizados em outros campos da Engenharia de Transportes (como em Planejamento de Transportes e Avaliação de Sistemas e Projetos em Transportes) mostra também que o estabelecimento da relação entre a operação do sistema viário e o comportamento dos usuários e outros agentes sociais afetados tem de considerar muitas outras variáveis importantes.

Os estudos de planejamento de transportes explicam o comportamento dos usuários avaliando o “custo generalizado” de viagem entre cada opção de rota, modo ou deslocamento. Esta medida pondera o custo

monetário da viagem, os diferentes componentes do tempo de viagem (caminhada, espera, percurso, paradas, ...), o conforto na viagem, a segurança na viagem (taxa de acidentes ou perdas). Cada ponderação estabelece o valor atribuído pelos usuários aos diferentes atributos da viagem (o valor do tempo, o custo dos acidentes, e assim por diante).

Os estudos de avaliação em transportes também somam outros termos aos custos e benefícios considerados pelos usuários da via (o que é normalmente medido pela variação do custo generalizado de viagem experimentado), ponderando termos que não são adequadamente percebidos pelos usuários ou que afetam outros agentes sociais envolvidos. Se a demanda atendida é fixa, pelo menos em termos globais, os projetos ou sistemas podem então ser comparados através de medidas de “custo social” (que ponderam, por exemplo, os custos da poluição ambiental). Se a demanda varia, o aumento ou redução de benefício decorrente de alterações na quantidade de viagens deve também ser adicionado (em geral através de medidas do excedente associado à realização das atividades finais dos usuários).

Esta singela revisão mostra claramente que a consideração da velocidade de tráfego como única variável de operação pode trazer conclusões equivocadas. Considere, por exemplo, a análise da proposta de implantação de pedágio em uma rodovia ou área urbana. As vias podem ser melhoradas com estes recursos e uma eventual redução da demanda pode fazê-las menos congestionadas. A velocidade de tráfego poderá aumentar mas muitos terão a convicção de que este ganho não compensa as perdas sofridas. Para alguns usuários que utilizam as vias por trechos curtos e pagam pedágio integral, outras alternativas de viagem podem mostrar-se vantajosas, o que mostra que eles efetivamente não gostaram do pedágio.

Duas lições básicas devem ser tiradas desta discussão.

Primeiro, o entendimento de que uma avaliação restrita a variáveis operacionais somente pode ser utilizada se as demais variáveis de interesse permanecerem razoavelmente atendidas da mesma forma em um e outro cenário. Se os custos de deslocamento e impactos sociais ou ambientais não se alteram, se a segurança e o conforto dos deslocamentos são preservados, e assim por diante, pode-se direcionar a atenção apenas às variáveis operacionais diretas. É importante ter isto em vista porque este será o procedimento utilizado ao longo da discussão feita aqui (e só será válido nestes casos).

Segundo, a constatação que a utilização do tempo de viagem é melhor para avaliar a qualidade da operação no sistema viário do que a velocidade de tráfego, em qualquer conceito alternativo, por incluir a medida de extensão da viagem (que pode também variar) e por permitir uma decomposição mais conveniente do ponto de vista teórico. De forma a facilitar a explicitação das relações com as demais variáveis importantes, o tempo de viagem total em geral é expresso por

$$t_v = \frac{L_d + L_c}{V_p} + d_n \quad (3.3)$$

que é uma forma de fácil utilização onde os seguintes aspectos são considerados:

- a separação da distância percorrida em distância direta, sem circuitações adicionais ( $L_d = L_0$ ), e distância de circuitação, correspondente às novas circuitações (extensão das viagens) geradas pelas ações em avaliação ( $L_c = \Delta L$ );

Para avaliar melhor a operação do tráfego, as lições a reter são:

- a visão restrita às variáveis operacionais diretas (como a velocidade) somente faz sentido se as demais variáveis importantes estão igualmente satisfeitas nas alternativas comparadas (como conforto, segurança, custo da viagem ou impactos ambientais/sociais);
- em termos operacionais, é melhor utilizar o tempo de viagem como medida direta, ao invés da velocidade, por incluir a medida de extensão da viagem (descreve melhor o efeito total).

O tempo de viagem, por razões teóricas, é em geral decomposto como

$$t_v = \frac{L_d + L_c}{V_p} + d_n, \text{ distinguindo}$$

explicitamente a distância de circuitação  $L_c$  (como adicional em relação à distância direta  $L_d$ ) e o atraso em filas  $d_n$  (como tempo adicional ao que seria gasto para vencer a extensão das filas).

Os conceitos de circuitação e de atraso em fila são tomados de forma relativa.

(no exemplo anterior,  $t_v = 3 \text{ min}$  é

visto como gerado pela distância direta de 1,5 km, pela distância de circuitação de 1,5 km, ambos percorrido com velocidade de percurso de 90 km/h, e pelo atraso em fila de 1 minuto).



- a utilização da velocidade de percurso ( $V_p$ ) para estimar o tempo de movimento correspondente à distância total percorrida, que tem relação direta com o fluxo de tráfego escoado/encontrado ao longo do trajeto;
- a utilização do atraso em fila ( $d_n$ ) ao invés do tempo “parado”, entendido como tempo adicionalmente despendido em filas ou congestionamento (neste sentido transformado em atraso ou demora), que é determinado pelos fatores que produzem filas no sistema viário (por exemplo, a sobre-demanda).

Alguns dos conceitos apresentados acima, apesar de usuais, são de difícil delimitação e definição precisa (embora de aplicação simples).

A separação entre distância direta e de circuitação é introduzida de forma heurística: importa apenas avaliar o impacto diferencial das medidas em avaliação. As distâncias diretas podem ser associadas à distância reta entre pontos de origem e destino mas, neste caso, guardam pouca relação com as opções de deslocamento reais. Qualquer outro conceito tem de considerar a conformação real do sistema viário e este aspecto introduz a necessidade de utilizar um conceito relativo, como o selecionado. A única exigência é que as mudanças nos trajetos sejam consideradas ( $L_d \cong L_0$  e  $L_c \cong \Delta L$ ).

Da mesma forma, o conceito de atraso é ambíguo. Genericamente, o atraso na viagem pode ser visto como a diferença entre um tempo de viagem efetivo e um tempo considerado normal ou ideal. Tudo o que não for considerado normal ou ideal deveria aparecer como atraso no tempo de viagem. As paradas nos semáforos seriam normais ou não? O tempo seguindo veículos mais lentos seriam atrasos ou não? Os tempos gastos em trajetos de circuitação seriam normais ou não? Os tempos gerados pela ausência de vias diretas para deslocamentos perimetrais seriam atrasos ou não?

Em função desta ambigüidade, o conceito de atraso “parado” ou atraso “em filas” é tão defensável como qualquer outro. O conceito considera o atraso gerado no tempo despendido em filas ou congestionamentos para estabelecer uma relação direta com os fatores que geram filas no sistema viário. Como o tempo despendido em fila vence uma certa distância (a extensão da fila), o atraso correspondente será avaliado como o tempo adicional gasto (em relação ao tempo que seria normalmente gasto para vencer a distância correspondente à extensão da fila, com a velocidade normal sem fila). No entanto, outros conceitos de atraso serão também utilizados, detalhando ou complementando o conceito de atraso “parado” ou “em filas”.

Estas opções teóricas somente poderão ser avaliadas adiante e permitem variações que podem ser preferidas em um ou outro contexto

(por exemplo, pode-se usar  $t_v = \frac{L_d}{V_p} + \frac{L_c}{V_c} + d_n$  para enfatizar que a

velocidade é distinta nas vias de circuitação). Por agora, a única vantagem claramente aparente é a facilidade de utilização da medida de qualidade de serviço na composição das características de operação de trechos heterogêneos (seja pelas condições de oferta ou de demanda), pois  $t_v = \sum_i t_{vi}$ , sendo o tempo de viagem em cada um dos sub-trechos relativamente homogêneos calculado por

$$t_{vi} = \frac{L_{di} + L_{ci}}{V_{pi}} + d_{ni}, \text{ utilizando os dados específicos do sub-trecho } i$$

(sem ter de usar médias ponderadas das variáveis intermediárias).

### 3.1.3. Variáveis de Demanda e Operação para Outras Funções de Tráfego

As medidas de demanda para outras funções também devem ser obtidas:

- circulação: volumes ou fluxos de entrada e saída nas vias estruturais (em geral, conversões em interseções), ...;
- acesso: volumes ou fluxos de estacionamento (em geral, acumulados), de entrada e saída de veículos em edificações, de travessias de pedestres, de paradas em pontos de ônibus ou para embarque/desembarque, carga/descarga, ...;
- ambiente: o nível de ocupação das atividades residenciais, de comércio, de serviço, e seus requisitos de realização ...

As medidas de serviço/operação para outras funções também são relevantes:

- circulação: distâncias ou tempos e risco de acidentes no acesso/egresso às vias estruturais (circunavegação);
- acesso: distâncias ou tempos e risco de acidentes na busca por vagas de estacionamento ou na travessia de pedestres;
- ambiente: nível de ruído ou intimidação gerado pelo tráfego, qualidade do espaço local/liberdade de utilização.

(também nestes casos, sem ignorar outras variáveis que compõem o “custo generalizado”, como preço/conforto, ou o “custo social”, como poluição global do ar, do transporte).

Antes de deixar esta discussão, deve-se lembrar o comentário prévio, relativo à necessidade de considerar as demais funções viárias (ao menos qualitativamente).

Entre as variáveis de demanda de tráfego relacionadas com as funções de circulação, acesso e ambiente urbano, pode-se citar volumes ou fluxos de manobras de conversão à direita, à esquerda ou retornos, de manobras de estacionamento ou de acesso e egresso às edificações, de manobras de parada e/ou estacionamento junto à via, manobras de paradas em pontos de ônibus, de passageiros embarcando e desembarcando dos coletivos ou de veículos, de travessias de pedestres, de paradas para carga e descarga de mercadorias. Os padrões limites de emissão de ruídos e/ou poluentes, de oportunidades de travessias seguras podem também ser vistos como demandas.

Entre as variáveis de operação de tráfego, relacionadas com as funções de circulação, acesso e ambiente urbano, pode-se citar as distâncias percorridas e os tempos despendidos nas manobras de acesso ou egresso ao sistema viário estrutural, às edificações ou estacionamentos fora da via, nas paradas e movimentos de embarque e desembarque, os tempos de busca por vagas de estacionamento junto da via ou fora da via, os tempos de caminhada complementar até os locais de atividades, os atrasos enfrentados nos movimentos de conversão ou retorno, os atrasos nas travessias de pedestres, os desconfortos, conflitos ou acidentes experimentados pelos usuários da via, os níveis de emissão de ruído ou de poluentes locais ou globais, disponibilidade do espaço local para utilização (livre de interferências) nas atividades locais.

Além das variáveis operacionais diretas citadas, deve-se reiterar a importância das demais variáveis relacionadas com a função deslocamento e com as demais funções da via (incluídos no “custo generalizado” ou “custo social”), como custos de viagem, tarifas ou pedágios, custos de estacionamento, acidentes de trânsito, entre outros. Todas estas variáveis serão ignoradas na discussão adiante por serem consideradas constantes, isto é, igualmente atendidas nas opções em análise (caso contrário teriam de ser consideradas, pelo menos de forma qualitativa ou na discussão direta com os grupos afetados).

Esta relação de variáveis relacionadas com as demais funções mostra a amplitude do desafio posto ao desenvolvimento da Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional, de ir além da forma usual exposta aqui.

## 3.2. CONDIÇÕES DE OFERTA E VARIÁVEIS DE OFERTA NO TRÁFEGO

Em termos concretos, as variáveis de oferta são as características físicas (número de faixas, alinhamento vertical e horizontal, existência de acostamentos ou baias, de cruzamentos ou travessias em nível ou desnível) e de controle (definição de preferência de circulação, regulamentação de velocidade, restrições de estacionamento junto à via, utilização e programação de semáforos) que interessam para determinar o desempenho potencial dos elementos viários. Alterar a oferta viária significa modificar algum destes fatores concretos.

O desafio da Teoria do Fluxo de Tráfego, neste campo, é estabelecer a relação entre estes fatores concretos e o desempenho potencial obténível nos elementos viários, determinando variáveis básicas ou a curva de operação ou de desempenho ao longo de todos os níveis de solicitação da demanda e todos os regimes de operação possíveis, para cada variável de interesse. Por exemplo, algumas medidas de potencial de desempenho da via já aludidas informalmente na discussão até aqui são o máximo fluxo de tráfego veicular que pode ser escoado em um trecho de via ou a máxima velocidade que os usuários praticam em uma via.

Estas variáveis são determinadas pelas características físicas e de controle de tráfego concretas da via, no trecho considerado e eventualmente nos trechos adjacentes. Esta tarefa também depende fundamentalmente de informação empírica relevante sobre o comportamento e interação dos usuários e seus veículos no tráfego.

Uma curva de operação da via é mais adequada para caracterizar o potencial de desempenho da via porque permite estabelecer a relação entre estas variáveis e as condições específicas em que cada uma ocorre. Nos exemplos citados, pode-se representar que a máxima velocidade ocorre quando os fluxos são baixos e que o máximo fluxo ocorre quando as velocidades são intermediárias. A curva de operação exprime, portanto, o potencial de desempenho e o desempenho efetivo para os diversos níveis de solicitação e regimes de operação. Por isso é também chamada de curva de desempenho da via.

Neste aspecto, pelo menos no estágio atual de evolução, não existe uma mas sim duas Teorias do Fluxo de Tráfego razoavelmente desconexas. Cada Teoria do Fluxo de Tráfego aplica-se a um dos dois contextos operacionais típicos da operação do tráfego, definidos como duas condições de oferta: fluxo contínuo e fluxo descontínuo.

### 3.2.1. Condições de Oferta no Sistema Viário

Os dois contextos operacionais típicos no sistema viário são chamados de condições de oferta, sendo definidos por:

- a operação em fluxo contínuo (ou ininterrupto), no qual as condições operacionais são determinadas pela interação entre veículos dentro da corrente de tráfego;
- a operação em fluxo descontínuo (ou interrompido), no qual as condições operacionais são dominadas por interrupções periódicas causadas por elementos externos à corrente de tráfego (usualmente dispositivos de sinalização ou outras correntes de tráfego preferenciais).

É importante esclarecer algumas idéias e evitar dois entendimentos equivocados que muitas vezes são formados em relação a estes conceitos.

Em primeiro lugar, não há relação entre os conceitos de fluxo contínuo ou descontínuo com as condições de congestionamento ou saturação viária que eventualmente ocorrem nas vias. Um elemento viário que opera em fluxo contínuo (ou ininterrupto) pode ficar congestionado ou saturado e um elemento viário que opera em fluxo descontínuo (ou interrompido) pode operar sem estar congestionado ou saturado. O ponto relevante é a existência ou não de elementos externos à corrente de tráfego que causam interrupções periódicas da operação (se existirem o fluxo é descontínuo, senão é contínuo).

Em segundo lugar, a idéia usual de corrente de tráfego (cada conjunto

As variáveis de oferta podem ser vistas como:

- fatores concretos que afetam o potencial de desempenho da via (as características físicas e de controle de tráfego de um trecho da via, relevantes para determinar seu desempenho);
- variáveis-síntese que medem o potencial de desempenho da via, tais como o máximo fluxo de tráfego veicular que um trecho de via pode escoar ou a máxima velocidade praticada pelos usuários de um trecho de via (podem ser melhor expressas em curvas de operação da via).

A relação entre os fatores concretos e as curvas de operação é um aspecto empírico fundamental.

Duas condições de oferta básicas são

- fluxo contínuo (ou ininterrupto): ausência de fatores externos que causam interrupções periódicas; condições de operação determinadas pela interação entre veículos interna à corrente de tráfego;
- fluxo descontínuo (ou interrompido): presença de fatores externos que causam interrupções periódicas (operação intermitente); condições de operação dominadas pelos efeitos das interrupções de tráfego periódicas (interação interna é menos importante).

Corrente de tráfego: manobras com mesma orientação que podem interagir em movimento ao longo da via.

Fatores externos: usualmente dispositivos de sinalização ou outras correntes de tráfego preferenciais.

de movimentos com a mesma manobra em termos de origem e destino na via) deve aqui ser entendida de forma mais ampla, integrando as manobras que podem ser feitas em movimento paralelo ao longo da via como uma mesma corrente de tráfego. Os veículos de diferentes faixas de tráfego paralelas que negociam mudanças de faixa para realizar ultrapassagens, entradas ou saídas da via, são de uma mesma corrente de tráfego. Nenhuma das faixas tem preferência sobre a outra e ambas são secundárias em relação ao tráfego adjacente se desejarem mudar de faixa. Se a extensão para movimento paralelo com negociação da manobra é mais ou menos generosa, a incorporação é, correspondentemente, mais ou menos típica da interação em uma mesma corrente de tráfego. Se, entretanto, a sinalização de tráfego estabelece que um dos movimentos deve ceder preferência ao outro, as condições de operação serão diferentes para cada movimento e duas correntes de tráfego são distinguidas. O ponto relevante é diferenciar a interação entre veículos dentro da mesma corrente de tráfego e a interação entre veículos de correntes de tráfego distintas. Neste segundo caso, uma das correntes de tráfego é normalmente prioritária em relação à outra e a corrente de tráfego secundária terá de deter-se sempre que os veículos da corrente preferencial passarem (note que os veículos da corrente de tráfego prioritário interrompem a corrente de tráfego secundária mas o contrário não ocorre a menos que a prioridade entre as correntes de tráfego seja alterada).

A integração entre estas duas Teorias do Fluxo de Tráfego não é absolutamente relevante do ponto de vista prático. As interrupções periódicas que dominam a determinação das condições operacionais em fluxo descontínuo não existem quando a operação ocorre em fluxo contínuo. A interação entre os veículos dentro da corrente de tráfego que determina as condições operacionais em fluxo contínuo, embora também esteja presente, é menos importante que o efeito das interrupções periódicas com a operação em fluxo descontínuo. Portanto, dentro da formulação atual, uma dada via teria duas características de oferta: uma para operação em fluxo contínuo e outra para operação em fluxo descontínuo. Mesmo na ausência de uma Teoria do Fluxo de Tráfego integrada, algumas relações importantes entre estas características operacionais são conhecidas e serão discutidas adiante, dado que estas características podem variar bastante e são afetadas por diversos fatores importantes.

Genericamente, as interrupções introduzem bloqueios periódicos da operação das correntes de tráfego afetadas. A capacidade é momentaneamente reduzida a zero e filas iniciais são geradas para qualquer nível de demanda (mesmo se inferior à capacidade da via em fluxo descontínuo). O tráfego opera de forma intermitente, produzindo-se dois efeitos de redução da capacidade da via: somente parte do tempo fica disponível para o movimento e a eficiência operacional no tempo disponível é menor que o potencial pleno da via (mesmo considerando que ela opera com filas no início de cada período de tempo disponível para o movimento em fluxo descontínuo). Estes aspectos serão acrescentados adiante para a análise específica da operação em fluxo descontínuo.

No entanto, antes de desenvolver cada Teoria do Fluxo de Tráfego, deve-se entender e definir as variáveis de oferta relevantes em uma ou ambas as condições de oferta.

### 3.2.2. Variáveis de Oferta para a Função Deslocamento

Assim como no caso das variáveis de demanda e operação, a idéia mais comumente associada à mensuração da oferta viária é a capacidade de escoamento do fluxo de tráfego (normalmente chamada simplesmente de capacidade de tráfego). Outras “capacidades de tráfego” naturalmente existem, como a capacidade de estacionamento de veículos, a capacidade de acomodação de travessias de pedestres ou entradas e saídas de veículos, o limite para o tráfego de passagem decorrente de restrições da emissão de ruído, da intimidação dos pedestres, da emissão de poluentes, entre outras. A associação da capacidade de tráfego à capacidade de escoamento do fluxo de tráfego é, outra vez, uma evidência do viés da Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional para considerar o atendimento à função deslocamento.

Para evitar conflitos terminológicos com a Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional, pode-se definir o conceito de capacidade viária como distinto de capacidade de tráfego.

A capacidade de tráfego ( $C$ ), entendida no sentido tradicional, refere-se à capacidade máxima de escoamento do fluxo de tráfego. Portanto, a capacidade de tráfego é o potencial máximo de escoamento de veículos. Sendo um fluxo máximo, a capacidade de tráfego corresponde ao intervalo mínimo de passagem entre veículos sucessivos, isto é,  $C = q_{\text{máx}} = \frac{1}{h_{\text{mín}}}$ . A capacidade de tráfego não

está, portanto, necessariamente associada a velocidades altas ou veículos próximos e pode bem ocorrer em uma situação intermediária em que velocidades e distâncias assumam valores convenientes, produzindo o intervalo mínimo, como será visto.

A capacidade viária, no sentido proposto acima, ainda seria um fluxo de tráfego mas limitado a um valor capaz de manter o atendimento das demais funções viárias. Por exemplo, em uma via local, a capacidade viária seria limitada pelas restrições ambientais de emissão de ruído ou ausência de ameaça ou garantia de oportunidades seguras às travessias de pedestres. Conceitos desta natureza, entretanto, ainda precisam ser desenvolvidos e incorporados à Teoria do Fluxo de Tráfego aceita nos meios técnicos/profissionais e na sociedade.

Voltando ainda às formulações tradicionais, é necessário chamar a atenção para a noção menos difundida de que a capacidade de tráfego não é suficiente para definir as características básicas de oferta de uma via, mesmo limitadas ao atendimento da função deslocamento. Um exemplo pode colocar esta idéia com clareza: como a capacidade de tráfego de uma via depende de uma maneira óbvia do seu número de faixas, sempre seria possível dar a uma via menos eficiente a mesma capacidade de tráfego de uma via mais eficiente, no escoamento do fluxo de tráfego, compensando a menor eficiência com um maior número de faixas. A mesma via operando em fluxo descontínuo pode atingir a mesma capacidade de tráfego da operação em fluxo contínuo se seu número de faixas dobrar (ou algo assim). Com a mesma capacidade de tráfego, uma via operando em fluxo contínuo ainda seria normalmente mais eficiente no atendimento da função deslocamento, em relação a uma via operando em fluxo descontínuo, pela ausência de interrupções de tráfego e dos atrasos decorrentes. Da mesma forma, uma via com padrões físicos (alinhamento vertical e/ou horizontal, qualidade do pavimento) piores poderia atingir a mesma capacidade de tráfego mas ainda teria menor eficiência no atendimento da função deslocamento, em relação à via de melhor padrão físico.

Medidas usuais de oferta para a função deslocamento em uma seção:

- Capacidade de tráfego: usualmente medida como máximo fluxo de tráfego veicular escoado em uma seção da via ( $C = q_{\text{máx}} = \frac{1}{h_{\text{mín}}}$  em v/h ou v/s); pode-se adotar uma capacidade viária menor que a capacidade de tráfego, em função de outras restrições (exemplo: limite de ruído);
- Velocidade de fluxo livre: usualmente medida em uma seção (pontual) como a máxima velocidade média praticada ( $V_F = \bar{V}_{\text{máx}}$ ) pelos usuários quando restritos apenas pela via (suas características físicas e de controle); pode ser medida como velocidade global ou de percurso para um trecho de via, como velocidade média ou extrema (percentil extremo, como  $V_{15}$  ou  $V_{85}$ ); a velocidade limite da via pode ser menor que a velocidade de fluxo livre, em função de outras restrições (exemplo: segurança); o controle de tráfego inclui a regulamentação da velocidade limite na via;
- ambas são medidas pontuais (perfil de variação ao longo de um trecho ou de um período mais extensos ...).

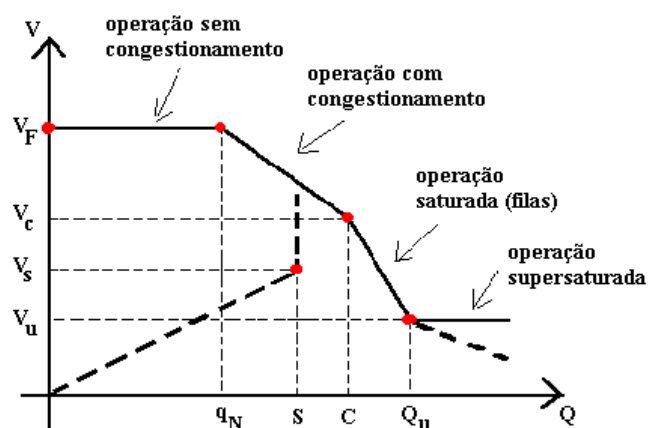
A variável normalmente considerada para representar esta característica intrínseca da via na eficiência para atendimento à função deslocamento é a velocidade de fluxo livre ( $V_F = \bar{V}_{\text{máx}}$ ), isto é, a velocidade média praticada por veículos que percorrem a via sem restrições causadas por outros veículos (restritos, portanto, apenas pelas características da via e pelas próprias características dos veículos e seus condutores). Aqui novamente caberiam diversos conceitos alternativos de velocidade de fluxo livre, correspondentes a cada conceito de velocidade possível (velocidade média de fluxo livre, velocidade de percurso de fluxo livre, ...) e a opção pode variar em cada contexto, considerando a consistência com outros aspectos envolvidos. A velocidade limite para uma via pode, da mesma forma que a capacidade viária, diferir da velocidade de fluxo livre, em função de restrições várias (ambientais, de segurança), e pode ser objeto específico do controle de tráfego (a regulamentação da velocidade).

A velocidade de fluxo livre é uma velocidade, assim como a capacidade de tráfego é um fluxo, mas ambas são variáveis de oferta porque representam o desempenho potencial da via e não serão variáveis de operação ou serviço (exceto na situação particular em que um dos potenciais esteja sendo atingido). Normalmente, a velocidade de fluxo livre e a capacidade de tráfego ocorrem em situações distintas. Por exemplo, claramente a velocidade de fluxo livre pode ser observada com baixos fluxos de tráfego e somente seria igual à velocidade praticada com fluxos máximos se não houvesse variação significativa da velocidade entre uma e outra condição de operação (o que não é normalmente o caso).

### 3.2.3. Função de Desempenho ou Curva de Operação da Via

Um pouco de reflexão permite ver que as variáveis de oferta consideradas representam pontos da curva de operação ou desempenho da via. A velocidade de fluxo livre ( $V_F$ ) ocorre para baixos fluxos de tráfego. A capacidade de tráfego ( $C$ ) é o fluxo máximo que pode ser escoado e ocorre a uma dada velocidade que interessa conhecer ( $V_c$ ).

Outros pontos notáveis podem ser igualmente importantes. Por exemplo, uma via que opera em fluxo contínuo permite normalmente manter a velocidade de fluxo livre até certos valores de fluxo de tráfego ( $q_N$ ) que marcam o início dos efeitos de congestionamento (isto é, de reduções de velocidade devidas às interações entre os veículos dentro da corrente de tráfego), limiar que marca o início dos efeitos inevitáveis das restrições à liberdade de manobra dos usuários causadas por outros usuários da via.



A curva de operação (ou função de desempenho) da via sintetiza as medidas de oferta e permite previsão das condições de operação para diversos níveis de solicitação. Em geral identifica diversos regimes de operação qualitativamente distintos:

- fluxo livre:  $Q \ll C$  e o fluxo de tráfego não afeta as variáveis de operação;
- congestionamento:  $q_N < Q < C$  e as variáveis de operação pioram;
- saturação:  $Q > C$  e as variáveis de operação são afetadas pela formação de filas;
- supersaturação:  $Q \gg C$  e as filas acumuladas interferem-se mutuamente.

Congestionamento: redução da velocidade com o fluxo de tráfego  
Saturação: demanda > capacidade.

Medidas de oferta para outras funções da via também devem ser obtidas:

- capacidades para entrada e saída de veículos, estacionamento de veículos, travessia de pedestres;
- tempos mínimos requeridos para manobras de entrada e saída, estacionamento, travessia de pedestres;

(todas resultam das características físicas e de controle de tráfego na via).  
Curvas de operação também devem ser obtidas para outras variáveis como acidentes de trânsito, consumo de combustível ou desgaste do veículo, emissão de ruído ou poluentes, ...

Outro exemplo, a operação em fluxo descontínuo tem interrupções periódicas e sempre terá a formação de filas quando houver alguma demanda durante o período em que a sua operação está temporariamente bloqueada. Por este motivo, o início da sua operação ocorre sempre com a dissipação da fila acumulada durante o período de interrupção. Interessa, portanto, conhecer o fluxo de saturação ( $S$ ), definido como o fluxo máximo que pode ser escoado a partir de uma fila sem interrupção, assim como a velocidade correspondente ( $V_s$ ).

Em geral, além da distinção entre as condições de oferta em fluxo contínuo e descontínuo, são diferenciados os seguintes regimes de operação no tráfego:

- fluxo livre ( $Q \ll C$  e o fluxo de tráfego não afeta as variáveis de operação);
- congestionamento ( $q_N < Q < C$  e as variáveis de operação pioram);
- saturação ( $Q > C$  e as variáveis de operação são afetadas pela formação de filas);
- supersaturação ( $Q \gg C$  e as filas acumuladas interferem-se mutuamente).

Muitas das informações buscadas são essencialmente empíricas mas existem diversas relações teóricas entre as variáveis envolvidas que serão discutidas adiante.

#### 3.2.4. Variáveis de Oferta para Outras Funções no Tráfego

Antes de prosseguir, deve-se novamente lembrar que é necessário caracterizar as demais funções da via, agora em termos de variáveis de oferta, e observar que curvas de operação ou desempenho devem ser conhecidas para cada variável de serviço relevante.

Deve-se também reiterar que, assim como definem-se capacidades relativas às demais funções, outras variáveis de oferta teriam de ser consideradas para estabelecer o desempenho potencial ou conformar pontos de interesse das curvas de operação ou desempenho para as funções de circulação, acesso às edificações e ambiente urbano. Por exemplo, a capacidade para entradas/saídas de veículos, de estacionamento de veículos ou de travessias de pedestres são todas relevantes para outras funções, assim como os tempos necessários para manobra ou travessia em cada caso. Estas variáveis decorrem das características físicas e de controle de tráfego em cada trecho de via.

No caso da Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional, as curvas relativas à velocidade de percurso e ao atraso em fila serão extensamente discutidas, do ponto de vista teórico e prático. Curvas semelhantes são estudadas para outras variáveis como acidentes de trânsito, consumo de combustível ou desgaste do veículo, emissão de ruídos ou poluentes, sendo relevantes para vias estruturais (onde a função prioritária é o deslocamento) assim como para as outras vias. Portanto, uma visão mais ampla é cada vez mais importante.

O conhecimento sintetizado em tais curvas de operação ou desempenho é, em cada um dos casos, muito grande. Basta relembrar que devem ser representadas as diferentes condições de oferta e regimes de operação, cuja característica pode variar quantitativa e qualitativamente. O comentário aqui busca assinalar que existe uma extensa produção científica que pode informar procedimentos técnicos inovadores, nas situações em que a tarefa colocar-se como necessária.

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS DE TRÁFEGO

As variáveis de tráfego (demanda, serviço, oferta) selecionadas pela Teoria do Fluxo de Tráfego clássica tocam apenas alguns aspectos básicos da operação do tráfego (volume e fluxo de tráfego, filas e taxa de variação das filas, o fluxo de demanda de tráfego e a demanda de tráfego reprimida; tempo de viagem, velocidade de percurso e atraso em fila, distância direta e de circuitação; capacidade de tráfego, velocidade de fluxo livre, as curvas de operação da via para a velocidade de percurso e/ou o atraso em fila).

Entretanto, mesmo este conjunto reduzido de variáveis colocadas no foco de uma teoria que destaca o atendimento à função deslocamento nas vias (e, portanto, aplica-se principalmente ao sistema viário estrutural, tratando as necessidades relacionadas com as demais funções como se fossem “interferências” no tráfego) traz uma tarefa significativa de coleta de dados. Isto ocorre porque, normalmente, a análise das condições de operação exige que as variáveis de tráfego sejam caracterizadas em pelo menos duas dimensões: a flutuação (variação) no espaço e no tempo e a flutuação (distribuição) aleatória em intervalos curtos de tempo.

Ao contrário de outras variações, que serão consideradas explicitamente e até explicadas pela Teoria do Fluxo de Tráfego (como as diferenças de desempenho dos diferentes tipos de veículo e sua influência na operação do tráfego), em geral os aspectos mencionados são caracterizados fenomenologicamente (isto é, reconhecendo a sua manifestação externa). Embora tenha um interesse teórico menor, estes aspectos tem grande importância prática, no entanto, e são muitas vezes negligenciados indevidamente.

A discussão feita a seguir toma a demanda como exemplo mas também aplica-se, *mutatis mutandis*, às demais variáveis (velocidade e capacidade serão discutidas adiante, em menor detalhe).

#### 3.3.1. Padrão de Flutuação da Demanda de Tráfego

O exemplo mais claro da necessidade de caracterizar detalhadamente, nos diferentes aspectos, a flutuação no espaço e no tempo é o relativo às variáveis de demanda.

É notório para qualquer observador do tráfego que os níveis de demanda variam de forma drástica ao longo do tempo, seja ao longo do ano, dos meses, das semanas, dos dias da semana, das horas do dia e mesmo dentro de cada hora. Estas variações têm aspectos sistemáticos, que podem ser caracterizados adequadamente em termos médios, e aleatórios, para os quais somente é possível estabelecer uma distribuição estatística (isto é, uma distribuição que indica a probabilidade de ocorrência de um dado estado ou evento).

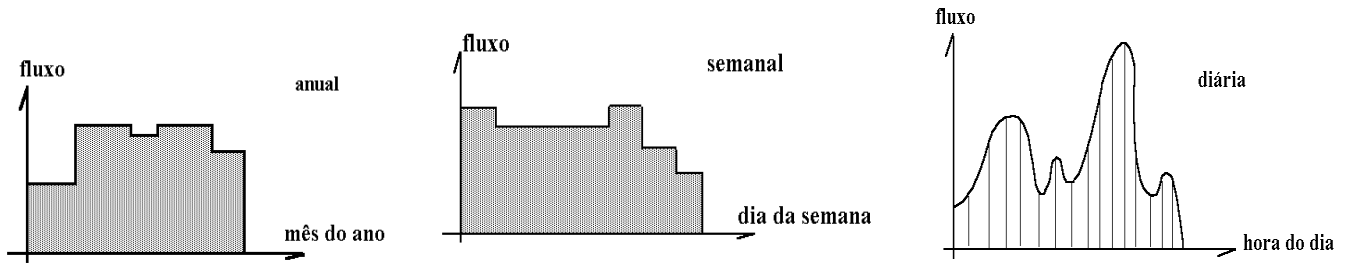
Aspectos usuais na caracterização das variáveis de tráfego:

- flutuação (variação) no tempo e espaço, que em geral exibem um padrão sistemático e, em boa medida, regular;
- flutuação (distribuição) aleatória, preponderante em intervalos curtos de tempo;

(além de variações específicas que serão distinguidas explicitamente; por exemplo, as relacionadas com diferentes tipos de veículo).

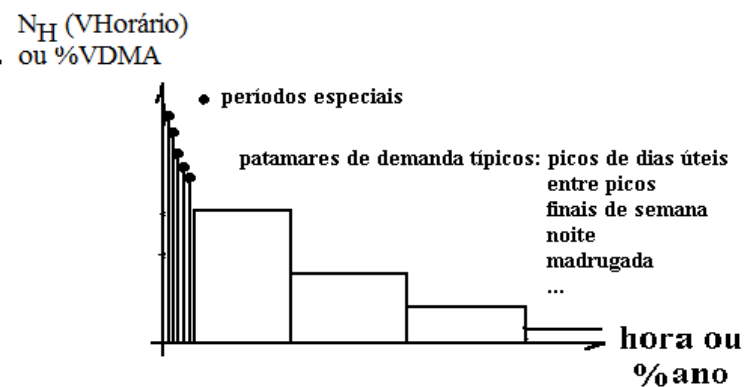


Tradicionalmente, as flutuações sistemáticas refletem flutuações que reproduzem-se de forma típica, por exemplo, ao longo dos meses do ano (período letivo e de férias), dos dias da semana (dias úteis e finais de semana) ou da hora do dia (pico e fora-pico).



Estas flutuações são usualmente sintetizadas em curvas de demanda ou utilização das vias, que mostram as horas do ano (ou % do ano) ordenadas segundo os maiores volumes.

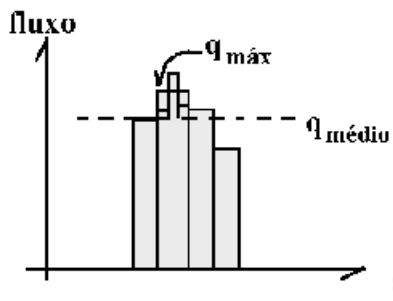
Os manuais análise de capacidade e projeto viário disseminaram o uso destas curvas para derivar os volumes da hora de projeto (normalmente a 30<sup>a</sup>. ou 50<sup>a</sup>. hora com maior demanda, associados às inflexões das curvas de utilização típica), critérios que ainda são recomendados (apesar de antiquados). Atualmente, a preocupação com a viabilidade econômica das obras viárias (muitas delas concessionadas para empresas privadas) faz com que tenha que se considerar todo o perfil destas curvas de utilização. É fácil perceber que a curva de utilização é uma representação equivalente à função de distribuição acumulada para a variável de tráfego (em geral, o volume horário).



De uma forma ou de outra, estabelecesse os fluxos extremos que solicitam a via (que normalmente ocorrem em períodos de máxima solicitação de datas especiais) e os patamares normais de operação para diferentes períodos típicos (por exemplo, dos períodos de pico dos dias úteis ou sábados de trabalho, especialmente relevante no caso de áreas urbanas com atividades econômicas usuais).

Em meio urbano, para projetos simples, muitas vezes é suficiente caracterizar a demanda das horas de pico (eventualmente distinguindo o pico da manhã do pico da tarde). Outras informações sobre a demanda podem ser relevantes para determinar o volume de tráfego na hora de projeto em outros tipos de projetos ou em contextos especiais.

A análise das curvas de utilização (ou solicitação) para obter a demanda na hora de projeto (ou em cada hora de projeto) é, portanto, um dos resultados da análise da flutuação temporal. Entretanto, nas situações usuais da operação de tráfego, em geral é inadequado projetar para volumes horários, dado que as flutuações dentro da hora de projeto, em sub-períodos de 5 ou 15 minutos, produzem efeitos significativos em termos de deterioração da qualidade de serviço. Por este motivo, a prática usual é dimensionar os elementos viários para fluxos máximos em 15 minutos (eventualmente em 5 minutos, para elementos críticos) dentro da hora de projeto.



$$\text{FHP} = \frac{N_H}{q_{\text{máx}}} = \frac{q_{\text{médio}}}{q_{\text{máx}}} \quad (\leq 1 \text{ sempre})$$

A flutuação da demanda em sub-períodos de menor duração é largamente aleatória (não sistemática) mas é em geral possível obter uma descrição da sua característica reprodutível. A caracterização da flutuação da demanda em sub-períodos da hora é em geral feita usualmente caracterizando os fluxos máximos nos sub-períodos de cada hora, através do fator de hora-pico, definido como a razão entre o volume horário (ou fluxo médio) e o maior fluxo do sub-período considerado dentro da hora considerada.

Este fator permite estabelecer uma característica sistemática (reprodutível) para este tipo de flutuação intrinsecamente aleatória. Os valores dos fatores de hora-pico são bastante regulares mas normalmente são afetados pelo nível de utilização das vias. Em trechos pouco solicitados, a flutuação da demanda é maior e fatores de hora-pico em 15 minutos da ordem de 0,85 são comuns. Já em trechos operando próximo da capacidade, as flutuações são menores e fatores de hora-pico em 15 minutos da ordem de 0,95 são usualmente recomendados. Deve-se notar que o fator de hora-pico é diferente para sub-períodos de duração distintos (por exemplo, 15 ou 5 minutos) e os fatores de hora-pico são menores para sub-períodos menores.

Pode-se perceber que, em ambos os casos, foi obtida a característica da flutuação da demanda de tráfego (em um caso para períodos de 1 hora e em outro caso para sub-períodos menores dentro da hora considerada).

### 3.3.2. Padrão Aleatório da Demanda de Tráfego

Para a análise de certos fenômenos que ocorrem na operação do tráfego, é necessário considerar eventos da escala de segundos, para os quais o caráter aleatório do tráfego tem de ser representado, diretamente através da distribuição estatística correspondente (ou de alguma variável derivada), como pode ser novamente exemplificado pela demanda de tráfego.

Uma situação típica é a referente ao cruzamento ou travessia de uma corrente de tráfego prioritária por veículos ou pedestres que devem ceder preferência, na ausência de outros dispositivos de controle de tráfego. Neste caso, a viabilidade da manobra de cruzamento ou travessia depende dos intervalos entre veículos da corrente de tráfego prioritária. As manobras secundárias ocorrerão sempre que os usuários que devem ceder preferência tiverem um intervalo considerado adequado para o cruzamento ou travessia. Se o fluxo na corrente de tráfego prioritária é conhecido, a relação entre o fluxo de tráfego e o intervalo médio entre veículos na corrente de tráfego é  $\bar{h} = 1/q$ . No

entanto, devido ao caráter aleatório do tráfego, existirão intervalos maiores e menores que o valor médio ou que o valor crítico  $\alpha$  considerado adequado pelos usuários da manobra secundária.

A determinação da capacidade ou atraso experimentado pelos usuários da manobra secundária depende, então, fundamentalmente da probabilidade de ter intervalos maiores que o valor crítico considerado adequado, considerando que o intervalo médio é conhecido. Deve-se, portanto, caracterizar a distribuição estatística dos intervalos para obter a probabilidade de ter um intervalo  $H$  maior do que  $\alpha$  em um fluxo com  $\bar{h} = 1/q$ , isto é,  $\Pr\left[H > \alpha / \bar{h} = 1/q\right]$ . Um parâmetro da distribuição de probabilidade, neste caso, depende explicitamente do

Flutuação sistemática da demanda de tráfego: curvas de utilização (ou solicitação) das vias, ordenando os volumes de tráfego; empregadas para:

- definir volumes de projeto pela seleção de uma hora de projeto (volume da 30ª. ou 50ª. hora);
- definir volumes de projeto por patamar de demanda (volume de pico, de entre-pico, noturno, de final de semana) e a sua participação na vida útil da via.

Em meio urbano, para projetos simples, em geral basta utilizar os volumes de pico para projeto.

Flutuação dentro da hora de projeto: fator de hora-pico (FHP), razão entre o maior fluxo e o volume horário para sub-períodos de 5 ou 15 minutos. (exemplo: volume horário médio de 3000 veículos nos períodos de pico de dias úteis e FHP=0,75 para 5 minutos correspondem a um fluxo de projeto de

$$q_p = \frac{N_{H_p}}{\text{FHP}} = \frac{3000}{0,75} = 4000 \text{ v/h}, \text{ que}$$

normalmente ocorrerá em pelo menos um sub-período de 5 minutos em cada hora de pico, de dias úteis).

fluxo na corrente de tráfego prioritária (em contextos mais gerais, pode depender de outras variáveis, como a existência de pelotões).

As características aleatórias do tráfego mais comumente utilizadas são a distribuição do número de veículos que chegam em um período dado e a distribuição dos intervalos entre veículos sucessivos na corrente de tráfego (como no exemplo acima). Ambas as distribuições são interligadas e dependem do fluxo médio na corrente de tráfego considerada, entre outras variáveis.

A forma usualmente assumida para a distribuição do número de chegadas em um período de duração  $T$  é a poissoniana (distribuição de Poisson). Dado o fluxo de tráfego  $q$ , o número médio de chegadas no período  $T$  é dado por  $m = q.T$  e a probabilidade de  $K$  chegadas no período  $T$  com a distribuição poissoniana é:

$$\Pr[K = k / m = q.T] = \frac{m^k \cdot e^{-m}}{k!}, \text{ para } k=0,1,2, \dots \quad (3.4),$$

o que fornece a probabilidade de nenhuma chegada ( $k = 0$ ) como  $p_0 = e^{-q.T}$ , a probabilidade de uma chegada ( $k = 1$ ) como  $p_1 = (q.T)e^{-q.T}$ , e assim sucessivamente.

A distribuição exponencial dos intervalos entre chegadas sucessivas corresponde à distribuição de chegadas poissoniana. Se em um período  $T = h$  não ocorreu nenhuma chegada, então o intervalo entre chegadas  $H$  será maior que  $h$ , ou seja,

$\Pr[H \geq h / \bar{h} = 1/q] = \Pr[K = 0 / m = q.h]$  e, portanto, tem-se:

$$\Pr[H \geq h / \bar{h} = 1/q] = e^{-q.h}, \text{ para } h \geq 0 \quad (3.5)$$

o que permite obter a probabilidade de observar um intervalo qualquer. Em um instante qualquer  $t$  após a última chegada, a probabilidade de restar um tempo residual  $r$  até a próxima chegada é igual à probabilidade de ter um intervalo igual  $h=t+r$  e é também exponencial pois  $\Pr[R \geq r / \bar{h} = 1/q, H \geq t] = \frac{\Pr[H \geq h \geq t]}{\Pr[H \geq t]} = e^{-q.r}$ , para  $r = h - t \geq 0$  (esta é a clássica propriedade de ausência de memória da distribuição exponencial).

O modelo de chegadas poissoniano e de intervalos exponencial pode ser deduzido de 4 suposições: a taxa média de chegadas  $\lambda$  é constante no período  $T$ , as chegadas são independentes, a probabilidade de uma chegada em um período elementar  $\delta t$  é proporcional à  $\lambda \cdot \delta t$ , a probabilidade de chegadas simultâneas em um período elementar  $\delta t$  é nula (a hipótese de taxa de chegadas constante pode ser abandonada, pois se períodos sucessivos  $T_i$  tem taxa média  $\lambda_i$ , então o total de chegadas  $K = \sum_i K_i$  também tem distribuição poissoniana com taxa média  $\lambda = \sum \lambda_i$ , e a hipótese de chegadas simultâneas pode ser incorporada no caso de chegadas poissonianas mas em grupo com uma probabilidade qualquer  $q_z$  de uma chegada ter tamanho  $z$ ). No entanto, esta representação é inadequada em diversas situações de tráfego, especialmente por ignorar que parte do veículos ( $\theta_p$ ) pode trafegar em pelotão, que existe um intervalo mínimo ( $\tau$ ) de separação entre veículos em uma mesma faixa que corresponde à sua passagem física, que existe uma probabilidade de chegadas simultânea quando uma via tem múltiplas faixas.

Distribuição de chegadas poissoniana: para  $k=0,1,\dots$  chegadas em um período  $T$ , com fluxo  $q$  e média  $m = q.T$ , é

$$\Pr[K = k / m = q.T] = \frac{m^k \cdot e^{-m}}{k!};$$

Distribuição de intervalos exponencial: para intervalo  $h>0$  entre chegadas é

$$\Pr[H \geq h] = e^{-q.h}, \text{ com } \bar{h} = 1/q;$$

Distribuição de intervalos cowaniana: para intervalos  $h \geq \tau$ , com pelotão,

$$\Pr[H \geq h] = \theta_L \cdot e^{-\gamma \cdot (h-\tau)}$$

e  $\theta_p = 1 - \theta_L$  para  $h = \tau$  no pelotão

(exemplo, no caso do cruzamento ou

travessia secundária de uma corrente

de tráfego prioritária com fluxo de 900

v/h (ou seja, 0,25 v/s, que corresponde

a um intervalo médio entre veículos de

4 segundos), se o valor crítico do

intervalo considerado adequado pelos

usuários na manobra secundária é 6

segundos (maior que o intervalo

médio) interessa  $\Pr[H > \alpha] = e^{-q.\alpha}$ ,

que com a distribuição exponencial é

$\Pr[H > 6] = e^{-0,25 \cdot 6} = 0,223$ , ou seja,

22,3% (1 em cada 5 intervalos deverá

ser adequado para a travessia); com a

distribuição cowaniana, se a separação

mínima entre veículos é de 1 segundos

e 40% do tráfego em pelotão, tem-se

$\gamma = \frac{0,6 \cdot 900/3600}{1 - 1 \cdot 900/3600} = 0,2 \text{ v/s} = 720 \text{ v/h}$

e  $\Pr[H > 6] = 0,6 \cdot e^{-0,2 \cdot (6-2)} = 0,269$ , ou

seja, 26,9% (1 em cada 4 intervalos).

A forma alternativa mais usual é distribuição de intervalos cowaniana (distribuição de Cowan). Dado o fluxo de tráfego  $q$  com uma fração  $\theta_p$  de veículos em pelotão com intervalo mínimo entre veículo  $\tau$ , a probabilidade de um intervalo maior que  $H$  é

$$\Pr[H \geq h/\gamma, \theta_L, \tau] = \begin{cases} 0, h < \tau \\ \theta_p = 1 - \theta_L, h = \tau \\ \theta_L \cdot e^{-\gamma \cdot (h-\tau)}, h > \tau \end{cases} \quad (3.6)$$

onde o intervalo entre veículos no pelotão é admitido uniforme ( $\tau$ ) e  $\gamma = \frac{\theta_L \cdot q}{1 - \tau \cdot q}$  é o fluxo livre aparente (fora dos pelotões, igual ao inverso

do valor médio da duração das brechas entre veículos fora do pelotão, isto é,  $\bar{g} = 1/\gamma$ ). A distribuição do tamanho dos pelotões é geométrica

(isto é,  $\Pr[M = m/\theta_L] = (1 - \theta_L)^m \cdot \theta_L$ ,  $m = 0, 1, 2, \dots$ ) e a distribuição do tempo residual até a próxima chegada em um instante  $t$  após a chegada anterior, obtida genericamente pela fórmula de Haight, é

$$\Pr[R = r/\bar{h} = 1/q, H \geq t] = q \cdot \Pr[H \geq r] \text{ (como densidade em } r\text{)}.$$

Note que, teoricamente, distribuições de chegadas ou intervalos de seções adjacentes e distribuições de velocidades ou tempos de viagem nos trechos entre as seções devem estar relacionadas. No entanto, há poucas relações entre estas distribuições com aplicação prática útil.

Uma exceção é a relativa aos modelos de dispersão de pelotões entre interseções semaforizadas. Neste caso, admitindo padrões cíclicos de tráfego, correspondentes aos ciclos semaforicos em condições estacionárias (em particular, demanda e velocidade médias constantes e tempos semaforicos também constantes), uma relação recursiva simples para previsão da forma dos pelotões nas seções adiante pode ser obtida a partir do perfil de saída dos pelotões e da distribuição dos tempos de viagem até a seção considerada. A forma mais usual, que corresponde ao modelo de dispersão de pelotão de Robertson, divide o ciclo semaforico em sub-intervalos  $t$  de pequena duração (“passos” com duração de cerca de 2 segundos, utilizados para simular o tráfego) e calcula o perfil de fluxo na seção adiante (de chegada  $q_{IN}[j, t]$  na seção  $j$ ) a partir do perfil de fluxo na seção anterior (de saída  $q_{OUT}[i, t]$  da seção  $i$ ) como  $q_{IN}[j, t] = F \cdot q_{OUT}[i, t - t_{\min}] + (1 - F) \cdot q_{IN}[j, t - 1]$ , onde  $t_{\min}$  é o tempo mínimo de viagem entre  $i$  e  $j$  (em geral avaliado como  $t_{\min} = \beta \cdot \bar{t}$ , com  $\beta \cong 0,8$ ) e  $F$  é o fator de dispersão do tráfego (que decorre da distribuição de tempos de viagem). Esta fórmula pode ser deduzida de uma distribuição quase-geométrica onde

$$\Pr[t = k] = \begin{cases} 0, k < t_{\min} \\ \alpha \cdot F \cdot (1 - F)^{k - t_{\min}}, k \geq t_{\min} \end{cases}$$

tendo-se então que  $F = \frac{1}{1 + \bar{t} - t_{\min}} = \frac{1}{1 + \gamma \cdot \bar{t}}$ , com  $\gamma \cong (1 - \beta) \cong 0,2$  (em geral  $\gamma$  é calibrado independentemente, sendo da ordem de 0,35).

Outros resultados teóricos tem menor interesse prático.

Modelo de dispersão de pelotões de Robertson para perfis cíclicos de tráfego: perfil de chegada  $q_{IN}[j, t]$  na seção  $j$  adiante a partir do perfil de saída  $q_{OUT}[i, t]$  da seção  $i$  anterior, com tempo médio de viagem  $\bar{t}$  entre  $i$  e  $j$ :  
 $q_{IN}[j, t] = F \cdot q_{OUT}[i, t - t_{\min}] + (1 - F) \cdot q_{IN}[j, t - 1]$   
 com  $t_{\min} = \beta \cdot \bar{t}$ ,  $F = \frac{1}{1 + \bar{t} - t_{\min}} = \frac{1}{1 + \kappa \cdot \bar{t}}$   
 (exemplo:  $\bar{t} = 10, \beta = 0,8, \kappa = 0,3$  com ciclo de 50 passos e perfil de saída em  $i$  com 4 veículos de 1 a 20, 2 veículos de 20 a 30 e 0,5 veículos de 30 a 50;  
 então  $t_{\min} = 8$ ,  $F = \frac{1}{1 + 0,3 \cdot 10} = 0,25$ ;  
 se  $q_{IN}[j, 25] = 2$  pode-se obter  
 $q_{IN}[j, 26] = 0,25 \cdot q_{OUT}[i, 18] + (1 - 0,25) \cdot q_{IN}[j, 25]$   
 $q_{IN}[j, 26] = 0,25 \cdot 4 + 0,75 \cdot 2 = 2,5$  e assim por diante no ciclo todo).

### 3.3.3. Caracterização das Demais Variáveis de Tráfego

Antes de concluir a discussão sobre a caracterização das variáveis de tráfego, é importante mencionar que a apresentação relativa à caracterização da demanda deveria ser completada analisando outros aspectos, como a caracterização da distribuição espacial da demanda, da composição da demanda em tipos de veículos ou manobras, e que discussões correspondentes são pertinentes para a caracterização das variáveis de serviço (velocidades, atrasos, tempos de viagem) e de oferta (capacidades, velocidades de fluxo livre).

De forma correspondente, pode-se caracterizar a flutuação temporal de outras variáveis. Um exemplo de muito interesse corresponde à flutuação da capacidade de tráfego, que traduzida de forma semelhante seria representada através de uma curva de disponibilidade de capacidade de tráfego (mais sensível às variáveis físicas como nível de iluminação, ocorrência de intempéries, desgaste do pavimento, ..., além da ocorrência de incidentes que bloqueiam ou afetam a via). A ocorrência de congestionamento seria, então, caracterizada pela composição de ambas as flutuações (da demanda e da capacidade), afetando a flutuação das variáveis de serviço ou operação.

A aleatoriedade pode ser também fundamental para caracterizar diversas outras variáveis além da demanda. A discussão sobre a utilização de velocidades médias ou velocidades extremas como medidas adequadas para análise ilustra esta observação. A variação das velocidades nem sempre pode ser reduzido a um valor característico (uma velocidade de projeto) e muitas vezes a sua distribuição deve ser manuseada integralmente. Por exemplo, a demanda de ultrapassagens é fundamentalmente relacionada com a distribuição de velocidades, o que também ocorre para outros fenômenos de interesse (como a dispersão dos pelotões de tráfego ao longo do trajeto nas vias). A aleatoriedade da capacidade de tráfego, novamente combinada com a aleatoriedade da demanda de tráfego, é também relevante e explica a “instabilidade” (isto é, a variação aleatória) dos níveis de solicitação da via que acarretam a formação de filas e a operação saturada (a capacidade vista de forma probabilística).

Embora muito da discussão feita até aqui aplique-se à caracterização dos demais aspectos da demanda ou das demais variáveis de tráfego, existem também pontos específicos que diferenciam uma caracterização da outra. A caracterização dos aspectos temporais da variação da demanda foi escolhida para apresentação por serem estes os mais desenvolvidos. Em muitos casos, técnicas de representação adequadas terão de ser desenvolvidas pelo Engenheiro de Tráfego e os exemplos apresentados são ilustrativos dos procedimentos usuais.

### 3.3.4. Caracterização da Variação Espacial no Tráfego

A variação espacial da demanda de tráfego também deve ser caracterizada, embora este aspecto seja em geral tratado de forma mais simples e direta. Dada a opção usual de representar muitas das variáveis de tráfego como medidas pontuais ou relativas a trechos curtos da via, a caracterização espacial é em geral obtida definindo o perfil de variação para seções homogêneas sucessivas para cada variável de interesse (demanda, oferta ou serviço).

Mesmo sem considerar aspectos mais complexos (como a de determinar a medida em que as variações espaciais refletem relações de outra natureza, como a especialização de atividades ou a segregação

A flutuação temporal, sistemática ou aleatória, também deve ser caracterizada para outras variáveis de demanda e para variáveis de oferta e serviço, incluindo:

- demandas por estacionamento ou de travessia de pedestres;
- capacidade de tráfego (curvas de disponibilidade, função das condições ambientais e de incidentes), de estacionamento, de travessias de pedestres; as velocidades máximas ou tempos mínimos requeridos;
- tempos de viagem (ou velocidades de tráfego), tempos de espera (e filas associadas).

A variação espacial, usualmente representada pelo perfil dos valores das variáveis de interesse ao longo da via, pode exigir informações mais detalhadas. O principal exemplo é a necessidade de caracterizar a demanda como viagens origem/destino quando as intervenções selecionadas afetam de forma significativa a escolha de rotas.

social no espaço), existe pelo menos um ponto em que a característica espacial merece um tratamento específico: a necessidade de representar a demanda a partir da identificação da origem/destino dos deslocamentos correspondentes.

Como anteriormente comentado, esta é a caracterização usual nos estudos de planejamento de transportes e foi tradicionalmente introduzido para representar a flexibilidade dos usuários em alterar sua escolha de rota para os deslocamentos. Vale aqui apenas reiterar que esta caracterização é essencial para entender o atendimento às necessidades fundamentais dos usuários da via e a forma como estes reagem às alterações introduzidas no sistema viário (pelo menos nos casos de maior impacto).

Portanto, deve-se reconhecer que perfis de demanda são caracterizações limitadas e, eventualmente, inadequadas do padrão espacial de variação da demanda. Quando este for o caso, estudos de planejamento serão necessários para caracterizar a demanda e analisar sua relação com a estrutura viária e seu desempenho, fugindo assim do escopo usual da Engenharia de Tráfego, em sentido restrito.

### 3.4. EQUAÇÕES DO FLUXO DE TRÁFEGO

Tendo-se estabelecido as variáveis de interesse, mesmo dentro da visão limitada da Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional, cumpre iniciar a apresentação das relações básicas que permitirão produzir uma ferramenta útil para análise dos fenômenos da operação de tráfego.

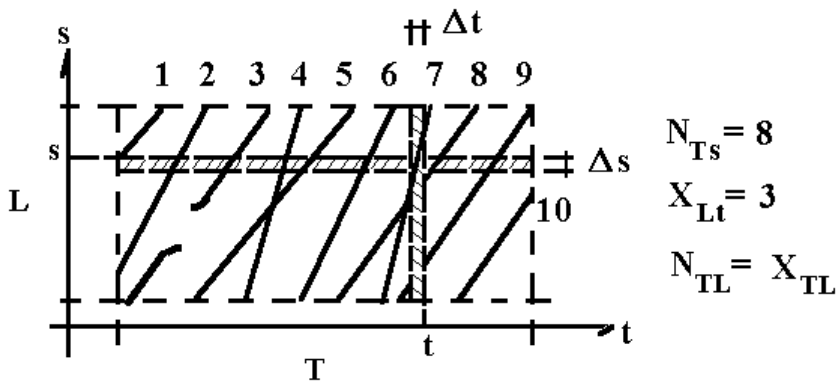
O primeiro passo do desenvolvimento da Teoria do Fluxo de Tráfego será o estudo das relações entre fluxo de tráfego e velocidade de percurso, que são a equação de continuidade do tráfego e a tradicionalmente chamada equação fundamental do tráfego (por ter sido uma das primeiras relações que permitiram completar uma teoria capaz de dar explicações relevantes sobre fenômenos de interesse). Ao final deste item, será proposto um exercício que ilustra este poder de explicação. Adiante serão acrescentados os desenvolvimentos voltados para tratar separadamente filas e atrasos no sistema viário.

#### 3.4.1. Equação de Continuidade do Tráfego

A *equação de continuidade do tráfego* exprime uma relação física entre os veículos que passam por uma seção da via e aqueles que ocuparam o trecho anterior à tal seção. Em função do período de medição do fluxo de tráfego, um trecho anterior maior contribuirá com veículos passando pela seção da via e a extensão deste trecho de contribuição é naturalmente função da velocidade dos veículos. Esta relação é facilmente estabelecida considerando uma corrente de tráfego estacionária (isto é, estável ao longo do tempo) e homogênea, onde os veículos tem todos a mesma velocidade  $V$  e pode ser generalizada para situações mais gerais.

Se um trecho de extensão  $L$  anterior à seção  $A$  de medição do fluxo de tráfego tem  $X_L$  veículos, todos passarão por  $A$  em um período de tempo  $T = L/V$ , ou seja,  $N_T = X_L$ . Portanto, o fluxo de tráfego será  $q = N_T/T = X_L/L \cdot V$  ou  $q = K \cdot V$ , onde  $K = X_L/L$  é a densidade de tráfego (linear).

Note que o número de veículos  $X_L$  no trecho  $L$  pode flutuar ao longo



do tempo (flutuando, então, a densidade de tráfego de forma correspondente) mas não depende do período de tempo usado para a medição (na equação de continuidade, para cada período de medição  $T$  haveria uma extensão de contribuição  $L$ ), ao contrário do volume de tráfego  $N_T$ , que cresce com o período de medição (e solicita a contribuição de um trecho de extensão  $L$  maior).

Se a corrente de tráfego é estacionária mas não é homogênea, isto é, os veículos tem velocidades de percurso distintas, a validade da equação de continuidade pode depender da seleção de uma velocidade média adequada ou da introdução de termos complementares.

As duas maneiras mais imediatas de medir a velocidade média são definidas como:

- a velocidade média temporal ( $\bar{V}_T = \frac{1}{N_T} \cdot \sum_{i \in N_T} v_i$ ), média aritmética das velocidades individuais  $v_i$  de todos os veículos que passam em uma dada seção da via, ao longo de um período de tempo  $T$ ;
- a velocidade média espacial ( $\bar{V}_S = \frac{1}{X_L} \cdot \sum_{i \in X_L} v_i$ ), média aritmética, em um dado instante, das velocidades individuais  $v_i$  de todos os veículos que se distribuem ao longo de uma extensão da via  $L$ .

De forma geral, a velocidade média espacial tende a ser menor que a velocidade média temporal porque veículos lentos ficam mais tempo em um trecho de extensão qualquer e são, por isso, mais prováveis de serem amostrados no trecho em relação à sua participação no volume de tráfego (na velocidade média temporal, a probabilidade de ser amostrado é igual à proporção no volume de tráfego dos veículos de cada faixa de velocidade). Dois resultados gerais são conhecidos sobre a relação entre as velocidades média temporal e média espacial:

- tendo-se a variância da distribuição estatística das velocidades individuais observadas no trecho  $\sigma_{v_s}^2$ , a relação

$$\bar{V}_T = \bar{V}_S + \frac{\sigma_{v_s}^2}{\bar{V}_S} = \bar{V}_S \cdot (1 + v_s^2)$$

é observada (em geral, o

coeficiente de variação é da ordem de 10%);

- como o tempo que um veículo permanece em um trecho de extensão qualquer é inversamente proporcional à sua velocidade individual, a velocidade média espacial pode ser medida observando os veículos que passam em uma seção ao longo do tempo utilizando uma média harmônica

$$\frac{1}{\bar{V}_S} = \frac{1}{N_T} \cdot \sum_{i \in N_T} \frac{1}{v_i}$$

equivalente a fazer  $\bar{V}_S = L/\bar{t}$ , onde  $\bar{t} = \frac{1}{N_T} \cdot \sum_{i \in N_T} t_i$  e  $t_i = \frac{L}{v_i}$ .

As velocidades médias temporal e espacial são diferentes (exceto quando a corrente de tráfego é homogênea e ambas são iguais à velocidade comum  $V$ ). No entanto, é preciso investigar a medida

relevante para a equação de continuidade em correntes de tráfego heterogêneas (inicialmente em regime estacionário).

A resposta pode ser obtida notando que a densidade de tráfego relevante medida no trecho L é uma média de medidas instantâneas ao longo do período T. Considerando uma proporção  $p_i$  de veículos do fluxo q (ou do volume  $N_T$ ) que percorrem o trecho no período tem velocidade  $v_i$ , a probabilidade de tê-lo no trecho em um instante

qualquer do período T é  $q_i = \frac{t_i}{T}$ , onde  $t_i = \frac{L}{v_i}$ . Portanto, o número

médio de veículos no trecho será  $\bar{X}_L = \sum_i p_i \cdot N_T \cdot \frac{t_i}{T} = \frac{N_T}{T} \cdot \sum_i p_i \cdot \frac{L}{v_i}$ ,

ou seja,  $\frac{\bar{X}_L}{L} = \frac{N_T}{T} \cdot \sum_i \frac{p_i}{v_i}$  onde  $\frac{\bar{X}_L}{L} = \bar{K}$ ,  $\frac{N_T}{T} = q$  e, portanto,

$\sum_i \frac{p_i}{v_i} = \frac{1}{\bar{V}}$  define a velocidade média relevante, a média harmônica

das velocidades dos veículos em  $N_T$  (ou seja,  $\bar{V} = \bar{V}_S$ ).

Portanto, adotando-se a velocidade média de tráfego definida pela velocidade média espacial, mesmo com tráfego heterogêneo, em condições estacionárias, a equação de continuidade de tráfego é:

$$q = K \cdot \bar{V} \quad \text{com } \bar{V} = \bar{V}_S \quad (3.7),$$

onde  $\bar{V}_S = \frac{1}{X_L} \cdot \sum_{i \in X_L} v_i$  ou  $\frac{1}{\bar{V}_S} = \frac{1}{N_T} \cdot \sum_{i \in N_T} \frac{1}{v_i}$ . Por este motivo, a

velocidade média do tráfego é a velocidade média espacial (e não a temporal). Naturalmente, a densidade do tráfego utilizada na equação de continuidade é também o valor médio para o período de medição do fluxo de tráfego T, mas neste caso é um simples média aritmética.

Uma observação interessante é que, visto que a densidade de tráfego é o inverso do espaçamento médio entre veículos  $K = \frac{1}{e}$  (da mesma forma que o fluxo de tráfego é o inverso do intervalo médio entre veículos  $q = \frac{1}{h}$ ), a equação de continuidade do tráfego pode ser escrita como  $\bar{V} = \bar{V}_S = \frac{e}{h}$  (outra relação intuitiva que é satisfeita

apenas pela velocidade média espacial). Note que o espaçamento e entre veículos inclui o veículo em si, ao contrário da distância d entre veículos (assim como o intervalo entre veículos h inclui a passagem dos veículos, ao contrário da brecha entre veículos g). Deve-se também observar que a equação de continuidade de tráfego pode ser aplicada para cada faixa de tráfego ou, como é mais comum, para toda a via (com todas as faixas coletivamente).

Em regime transitório ou transiente (em que as condições de tráfego estão variando), a equação de continuidade de tráfego é estabelecida como equação diferencial ou de diferenças. Neste caso, a variação da densidade de tráfego em um intervalo elementar  $\Delta t$  é dado por

$$\Delta K = \frac{(q_e - q_s) + q_\ell}{\delta} \cdot \Delta t \quad (3.8),$$

onde  $q_e$  e  $q_s$  são o fluxo de tráfego que entra e que sai do trecho elementar com extensão  $\delta$ , sendo  $q_\ell = q_{\ell e} - q_{\ell s}$  é o fluxo (líquido) gerado pelas contribuições adjacentes (laterais). Na forma contínua, a

Equação de continuidade: expressa a conservação do número de veículos no fluxo de tráfego.

Regime estacionário:  $q = K \cdot \bar{V}$ , com

$\bar{V} = \bar{V}_S$  (a velocidade média espacial),

$\bar{V}_S = \frac{1}{X_L} \cdot \sum_{i \in X_L} v_i$  (média aritmética

no espaço) ou  $\frac{1}{\bar{V}_S} = \frac{1}{N_T} \cdot \sum_{i \in N_T} \frac{1}{v_i}$

(média harmônica no tempo). Vale que

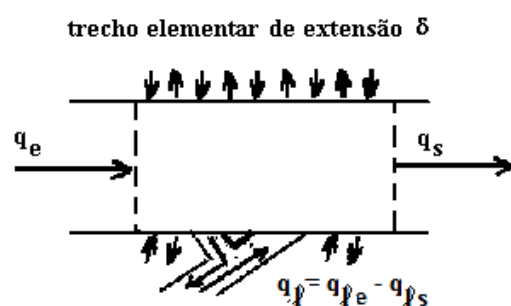
$\bar{V}_T = \bar{V}_S + \frac{\sigma_{vs}^2}{\bar{V}_S} = \bar{V}_S \cdot (1 + v_s^2)$ , onde

$v_s^2$  é o coeficiente de variação (~10%).

Regime transiente: a forma discreta

é  $\Delta K = \frac{(q_e - q_s) + q_\ell}{\delta} \cdot \Delta t$ , utilizada em

modelos macroscópicos de simulação de tráfego (representa as equações de derivadas parciais da forma contínua).





expressão corresponde à equação em derivadas parciais  $\partial_t K[x, t] + \partial_x q[x, t] = r_\ell [x, t]$  que é a equação de continuidade usual.

Diversos modelos de simulação macroscópica são construídos a partir de relações desta natureza (complementadas por equações de comportamento do tráfego, similares em conteúdo à equação fundamental do tráfego que será discutida logo adiante).

### 3.4.2. Observações sobre a Equação de Continuidade do Tráfego

Dois comentários são relevantes sobre a equação de continuidade de tráfego.

A equação expressa uma relação física válida em qualquer situação. Por exemplo, é válida tanto com a velocidade média de percurso quanto com a velocidade média global. Entretanto, sua aplicação não é suficiente para determinar as condições de operação porque a relação é intermediada por uma variável de serviço adicional, a densidade de tráfego. O mesmo fluxo de tráfego pode ocorrer com diversas combinações entre densidade e velocidade de tráfego.

Uma situação interessante e esclarecedora é a relacionada com a implantação de redutores de velocidade. Normalmente, estes dispositivos não criam gargalos de capacidade no sistema viário (por isso não geram filas cumulativas). Portanto, o mesmo fluxo de tráfego está sendo escoado antes do redutor, na seção do redutor e após o redutor. A redução de velocidade tem, então, de ser compensado pelo aumento da densidade do tráfego. Quanto menor a velocidade praticada junto ao redutor, maior terá de ser a densidade de tráfego. Naturalmente, há situações em que o redutor de tráfego pode criar gargalos de capacidade (o que é, naturalmente, indesejável se a capacidade for importante no local).

Outro aspecto interessante é que a relação física expressa pela equação de continuidade de tráfego (a conservação dos veículos no fluxo) pode ser aplicada em sistemas de referência móveis e não apenas estáticos (como os que teriam de ser utilizados para medir as variáveis reais de fluxo e velocidade). Para um sistema de referência deslocando-se com uma velocidade  $v$  na mesma direção do fluxo, a equação de continuidade seria  $\tilde{q} = K \cdot \tilde{V}$ , onde  $\tilde{V} = V - v$  é a velocidade do tráfego relativa ao sistema de referência móvel, e  $\tilde{q}$  é o fluxo de tráfego aparente, que agora corresponde à diferença líquida entre os veículos que passam pelo observador móvel e os veículos que o observador móvel ultrapassa. Pode-se perceber que uma situação de fluxo aparente nulo (número de veículos que passam igual ao número de veículos ultrapassados) corresponde à uma velocidade relativa também nula, isto é, à situação em que a velocidade do observador é igual à velocidade média do tráfego !

Esta observação é a base de um procedimento prático para medir a velocidade média do tráfego, que corresponde ao método do carro flutuante (que iguala os veículos ultrapassados aos que passam).

Outro procedimento prático é o método do observador em movimento, que percorre a via com duas velocidades distintas, em geral uma no sentido do fluxo e outra no sentido oposto (isto, naturalmente, quando a via estudada é de sentido duplo). Com duas relações entre fluxo aparente e velocidade relativa, com as velocidades de observação conhecidas (ou os correspondentes tempos de viagem  $t_n$  e  $t_c$ ) e o número de veículos que passam  $x_n$ , que são ultrapassados  $y_n$  e que

Aplicações da equação de continuidade com um sistema de referência móvel:

- método do carro flutuante: percorre o tráfego mantendo um número de veículos ultrapassados igual ao número de veículos que passa pelo carro; então  $V = v$  (a velocidade do carro flutuante);
- método do observador em movimento: são feitas anotações em dois percursos (normalmente um na direção do fluxo considerado  $n$  e outro na direção contrária  $c$ ), tendo-se

$$q_n = \frac{z_n + z_c}{t_n + t_c}, \quad z_n = x_n - y_n, \text{ e}$$

$$V = \frac{L}{\bar{t}}, \quad \bar{t} = t_n - \frac{z_n}{q} = \frac{z_c}{q} - t_c,$$

onde, no mesmo percurso  $n$ , são anotados o número de veículos que passam  $x_n$ , o número de veículos que ultrapassam  $y_n$  e o tempo de viagem  $t_n$  (com  $z_n = x_n - y_n$ ), e, no percurso contrário  $c$ , o número de veículos que cruzam  $z_c$  e o tempo de viagem  $t_c$ .

Os dados referem-se ao trecho  $L$  e ao período de observação (de  $t_n$  e  $t_c$ ).

cruzam  $z_c$  (do sentido oposto) contados, pode-se obter o fluxo de tráfego na via, além da velocidade média do tráfego, por

$$q_n = \frac{z_n + z_c}{t_n + t_c}, \text{ com } z_n = x_n - y_n, \text{ e } V = \frac{L}{\bar{t}}, \text{ com } \bar{t} = t_n - \frac{z_n}{q} = \frac{z_c}{q} - t_c$$

(onde n e c indicam as medidas no sentido considerado e no sentido contrário da corrente considerada).

As medidas obtidas percorrendo um trecho são, naturalmente, representativas do trecho para o período correspondente à observação. O detalhe espacial pode ser melhorado fazendo diversas anotações intermediárias ao longo do percurso (correspondente a sub-trechos que se quer caracterizar) mas a referência temporal não (só pode ser melhorada selecionando circuitos curtos ou usando mais de um veículo com observador ao longo da via). A precisão é, portanto, limitada e a vantagem é a de cobrir um trecho extenso (ao invés de uma seção)

### 3.4.3. Equação de Fundamental do Tráfego

A *equação fundamental do tráfego* é a relação adicional entre as variáveis consideradas que permite estabelecer as condições de operação de forma inequívoca. Esta equação exprime o comportamento dos usuários da via (condutores dos veículos, no caso do tráfego motorizado) na seleção da velocidade praticada, diante das condições encontradas.

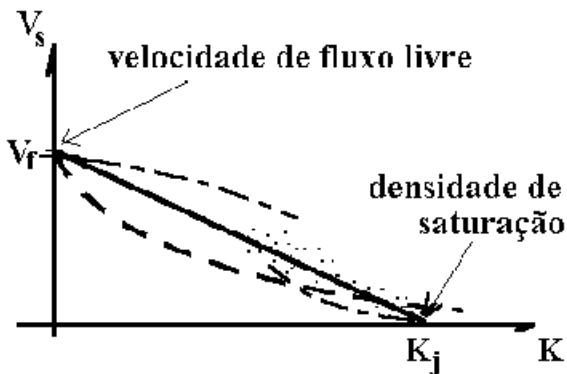
Na verdade, a equação fundamental do tráfego apresentada a seguir corresponde à representação macroscópica do comportamento do tráfego. Atualmente, coexistem diversas representações destas relações de comportamento que adotam formas mais detalhadas, microscópicas (isto é, representando os veículos individuais como as representações baseadas nas teorias de carro-seguidor) ou mesoscópicas (distinguindo grupos de manobras ou veículos na corrente de tráfego). As representações macroscópicas representam toda a corrente de tráfego em um trecho de via, coletivamente.

Note-se que a representação macroscópica incorporada às versões mais simplificadas da equação fundamental do tráfego é também uma relação de equilíbrio, que admite condições de tráfego consistentes com a situação admitida pelos usuários. Estas formulações permitem analisar condições estacionárias (isto é, estáveis ao longo do tempo) ou transientes, embora neste caso seja mais adequado usar formulações de ajuste dinâmico do comportamento no tráfego (correspondente às restrições de antevisão/reação dos usuários da via e de aceleração/desaceleração dos veículos). Estas características estão ausentes da formulação simples apresentada a seguir.

A questão básica respondida pela equação fundamental do fluxo de tráfego é, dadas as velocidades de tráfego desejadas pelos usuários no sistema viário (as velocidades de fluxo livre de cada usuário), como seu comportamento adapta-se às condições de operação encontradas, que podem colocar restrições à prática da velocidade desejada.

A formulação macroscópica clássica estabeleceu esta equação de comportamento dos usuários através de uma relação empírica entre a velocidade média de tráfego praticável e a densidade de veículos no tráfego da via. Considerando que as velocidades de tráfego desejadas variam de um usuário a outro, o aumento da densidade de tráfego faz com que os veículos rápidos encontrem veículos lentos com mais frequência (isto é, a intervalos menores) e que a dificuldade de ultrapassá-los aumente (fazendo com que os veículos mais rápidos

fiquem mais tempo seguindo os veículos lentos, em velocidade menor que a desejada). Além disso, a complexidade da tarefa de conduzir-se no tráfego mais denso (com outros veículos mais próximos) faz com que os usuários da via reduzam a velocidade praticada e/ou aumentem a distância em relação aos demais veículos de forma a diminuir a carga de vigilância e atuação necessária para manter-se em condições seguras no tráfego. Por estes motivos, a relação entre velocidade média praticada e a densidade média no tráfego é decrescente.



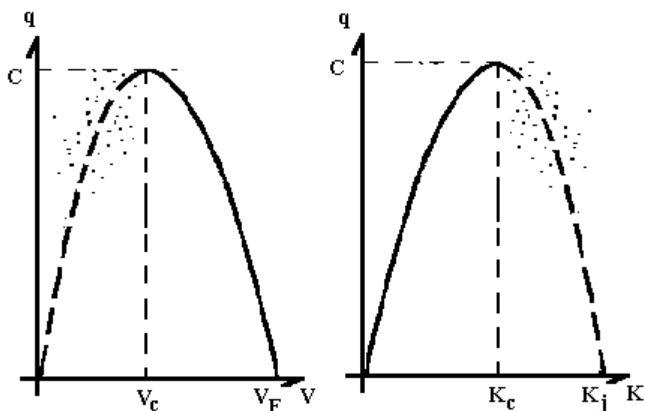
A falta de uma base teórica mais firme faz com que a equação fundamental do tráfego tenha de ser estimada empiricamente. Sendo decrescente, pode ter uma forma qualquer e normalmente, além de não linear, é descontínua. Alguns pontos notáveis são, no entanto, conhecidos: a velocidade de fluxo livre  $V_F$ , máxima, deve ocorrer a baixas densidades; altas densidades somente podem ocorrer a baixas velocidades (com veículos parados, ocorre a densidade de saturação  $K_j$ , máxima).

Equação fundamental de tráfego: comportamento dos usuários da via de interação no tráfego; forma macroscópica:  $V = f[K]$ , que indica a velocidade de fluxo livre  $V_F$ , máxima, para baixas densidades e a densidade de saturação  $K_j$ , máxima, para baixas velocidades. A equação fundamental é, em geral, não linear e descontínua.

A formulação mais simples da equação fundamental do tráfego seria uma relação decrescente linear, investigada originalmente pelo pesquisador americano Greenshields, na década de 40, e seria da forma

$$V = V_F \cdot \left(1 - \frac{K}{K_j}\right) \text{ ou, correspondentemente, } K = K_j \cdot \left(1 - \frac{V}{V_F}\right).$$

Esta não é uma hipótese válida, com precisão suficiente para aplicações práticas, mas permite uma análise qualitativamente interessante das suas implicações para a análise da operação do tráfego. Portanto, será utilizada inicialmente para este fim. Adiante é discutida a forma real.



Partindo da equação de continuidade do tráfego  $q = K \cdot V$  e introduzindo, por simplicidade, uma das formas lineares da equação fundamental do tráfego tem-se

$$q = V_F \cdot K - \frac{V_F}{K_j} \cdot K^2 \text{ ou } q = K_j \cdot V - \frac{K_j}{V_F} \cdot V^2,$$

que representam curvas parabólicas com fluxos máximos

$$\text{nos valores } V_c = \frac{V_F}{2} \text{ e } K_c = \frac{K_j}{2}.$$

$$\text{O fluxo máximo resultante seria } C = q_{\text{máx}} = \frac{V_F \cdot K_j}{4}.$$

Diagrama fundamental de tráfego: combina a equação de continuidade e a equação fundamental do tráfego e exibe dois regimes de operação

- regime de fluxo normal: altas velocidades e baixas densidades, fora das filas;
- regime de fluxo forçado: altas densidades e baixas velocidades, nas filas geradas por gargalos de capacidade.

A relação entre fluxo e velocidade ou densidade é o chamado diagrama fundamental do tráfego e decorre diretamente da combinação da equação de comportamento dos usuários (a equação fundamental do tráfego) com a equação de continuidade estacionária (a condição física de conservação do número de veículos no tráfego). Por esta relação, um mesmo fluxo pode percorrer a via em dois regimes. Como a equação de continuidade impõe a relação inversa entre velocidade e densidade para um dado fluxo, têm-se dois regimes de operação: um regime de altas velocidades e baixas densidades (chamado de regime de fluxo normal) e um regime de baixas velocidades e altas densidades (chamado de regime de fluxo forçado).

Capacidade: determinada pelo comportamento dos usuários da via (não ocorre nem em  $V_F$ , nem em  $K_j$ ).

Naturalmente, o regime de operação em fluxo normal (altas velocidades e baixas densidades) seria mais condizente com as expectativas dos usuários da via, sendo praticado sempre que possível, por escolha própria dos usuários. O regime de operação em fluxo forçado somente ocorre, portanto, quando os usuários são impedidos

de operar com liberdade significativa de escolha da velocidade, normalmente em função da existência de uma restrição de capacidade ativo adiante (um gargalo de capacidade com sobre-demanda) que impede o escoamento do fluxo e impõe a formação de uma fila (fluxo forçado é o regime de operação nas filas geradas).

Note que, ao contrário da equação de continuidade, que permitiria observar o mesmo fluxo com diferentes combinações de velocidade e densidade, a equação fundamental do tráfego prevê que somente é possível mudar a velocidade correspondente a um dado fluxo se forem alteradas as condições reais da via (isto é, suas características físicas e de controle de tráfego) ou se mudar o regime de operação. Quando mais próximo da capacidade, menor a diferença entre os regimes de operação e maior a instabilidade no regime de operação (isto é, pequenas interferências podem, com maior probabilidade, causar a mudança de regime). A rigor, o conceito de capacidade teria de ser definido probabilisticamente, portanto, em função da probabilidade de ocorrência de interferências (como veículos lentos ou pedestres) e mesmo incidentes (como veículos quebrados ou acidentes), além das condições físicas e de controle de tráfego de cada trecho de via.

É também interessante observar que existe um fluxo máximo que a via pode escoar que, no entanto, não é tecnológico mas que resulta fundamentalmente do comportamento dos usuários da via e ocorre em condições intermediárias (nem com a velocidade máxima, nem com a densidade máxima). Naturalmente, se fosse possível compensar ou substituir o efeito do comportamento dos usuários da via, a capacidade ocorreria com a velocidade e a densidade máximas ao mesmo tempo (4 vezes a capacidade prevista pela hipótese de Greenshields ou até 5 vezes a capacidade atual, na avaliação de alguns experimentos reais).

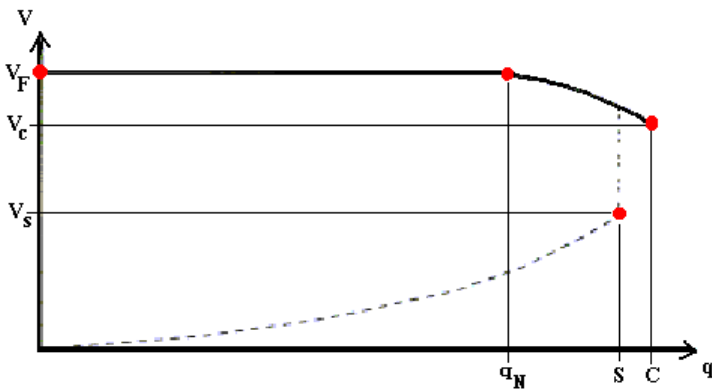
Esta é a pretensão dos modernos sistemas de auxílio automático à condução (desde os equipamentos de controle adaptativo de percurso, *ACC-Adaptive Cruise Control*, até os sistemas inteligentes veículo-via, *IVHS-Intelligent Vehicle-Highway Systems*), atualmente em evolução. A evolução tecnológica em outros aspectos foi pouco eficaz para aumentar a capacidade viária (os manuais de análise de capacidade registram um crescimento de cerca de apenas 20% da capacidade por faixa de tráfego nos últimos 50 anos).

#### 3.4.4. Curvas Práticas de Desempenho

Embora em termos práticos não se observem curvas simétricas, correspondente às formas parabólicas derivadas da equação fundamental do tráfego linear (uma aproximação imprecisa), e nem mesmo contínuas, em decorrência do chamado fenômeno das duas capacidades, as conclusões qualitativas obtidas são confirmadas pela observação empírica:

- existe um fluxo máximo que pode ser escoado pela via e ocorre em condições intermediárias de tráfego determinado, segundo a hipótese incorporada na equação fundamental do tráfego, pelo comportamento dos usuários da via;
- qualquer fluxo menor que a capacidade pode ocorrer em duas situações distintas: uma corresponde a altas velocidades e baixas densidades e outra corresponde a baixas velocidades e altas densidades no tráfego;
- o regime de altas velocidades e baixas densidades seria normalmente selecionado pelos usuários da via (por resultarem em menores tempos de viagem) e correspondem às condições de fluxo normal;

- o regime de baixas velocidades e altas densidades correspondem às condições de fluxo forçado, que ocorrem nas filas acumuladas em função da existência de gargalos de capacidade que impedem o escoamento da demanda de tráfego.



Estas observações são totalmente válidas em situações reais. As curvas de operação empíricas, utilizando-se normalmente representações gráficas, permitem mais precisão na previsão das condições de serviço ou operação e adicionam alguns efeitos relevantes. A forma gráfica tem a vantagem de permitir apresentar formas não-linearidades e descontinuidades sem preocupação maior com os diferentes regimes de operação implícitos no formato da curva de operação.

Apenas duas situações podem ocorrer.

Diagrama fundamental de tráfego real de uma via real (curvas práticas): descontinuidade entre regimes (fluxo normal e fluxo forçado).

Fenômeno das duas “capacidades”:

- a capacidade efetiva  $C$  é o fluxo máximo atingido apenas em regime de fluxo normal;
- com filas (regime de fluxo forçado), o fluxo máximo é  $S < C$  (o fluxo de saturação), em geral 5% a 15% menor que a capacidade da mesma via.

Com fila (alta densidade, baixa velocidade), mesmo uma seção desimpedida (a saída do gargalo de capacidade) não consegue atingir a capacidade (a recuperação só ocorre quando as filas forem dissipadas).

Se não existe um gargalo de capacidade adiante, impedindo a operação em condições de fluxo normal, ocorrerá a situação prevista ao regime de altas velocidades e baixas densidades com o escoamento da demanda de tráfego existente. A capacidade da via, propriamente dita, corresponde ao máximo fluxo que pode ser escoado neste regime de operação não saturada ( $C$ , ou  $C_1$ , a capacidade ideal)

Se há um gargalo de capacidade adiante e a fila acumulada em função disso alcançar o trecho em análise, o fluxo escoado será determinado pela capacidade do gargalo adiante e ocorrerá a operação no regime de baixas velocidades e altas densidades. A existência de um gargalo ativo (com capacidade menor que a demanda) impõe a formação de filas e altera de forma essencial a característica de operação do tráfego, normalmente ensejando um regime de operação em pára-e-anda, de forma intermitente. O fluxo máximo que pode ser escoado neste regime de operação saturada, a partir de um fluxo de veículos em fila e mesmo após a eliminação da restrição de capacidade correspondente ao gargalo, é menor que a capacidade normal da via (algo em torno de 5% a 15% menos), sendo chamado de fluxo de saturação ( $S$  ou  $C_S$ , a capacidade saturada), o fluxo máximo de dissipação de filas.

A distinção dos fluxos máximos em cada regime de operação corresponde ao chamado fenômeno das duas capacidades. A rigor, apenas o fluxo máximo normal corresponde à capacidade da via propriamente dita. No entanto, esta formulação destaca que um sistema saturado em fluxo contínuo perde seu potencial de escoamento do tráfego se há formação de fila (o potencial correspondente à capacidade efetiva da via será recuperado somente após a dissipação das filas), além de passar a um regime de menores velocidades.

Portanto, agora é possível prever a condição de operação resultante de qualquer nível de solicitação de demanda. Basta conhecer a curva de operação da via e a demanda que a solicita.

### 3.4.5. Propagação de Ondas de Choque no Tráfego

A representação adotada para as curvas de operação discutidas até aqui pode ser aplicada sem problemas para uma via com condições uniformes (seção fixa) e fluxo estacionário (constante, no caso). No entanto, sempre que variarem as condições de oferta ou de demanda, as curvas de operação devem prever as alterações nas condições de operação e estas devem propagar-se no espaço de forma compatível com a operação do tráfego (por exemplo, sua velocidade).

Algumas transições podem ser representadas de forma simples mas excessivamente esquemática com a forma macroscópica e as relações de equilíbrio no comportamento dos usuários discutidas até aqui. Por exemplo, na ausência de gargalos de capacidade ativos (portanto, em regime de fluxo normal), um aumento de demanda levaria a uma redução de velocidade e aumento de densidade instantâneos. Embora possa parecer inicialmente uma descrição razoável, existe uma dificuldade em entender o que ocorreria na fronteira entre uma e outra condição de operação (não é razoável supor que os veículos adiante, com maior velocidade, afastassem-se e criassem um vazio na via). No caso oposto, com redução da demanda, haveria um aumento de velocidade e redução da densidade instantâneos e, na ausência de uma forma de transição, haveriam velocidades incompatíveis. Em ambos os casos, pode-se ver que ajustes de velocidade são mal representados.

As discontinuidades nas condições de operação, como nos exemplos, são melhor descritas pela formação de ondas de choque no tráfego, que se propagam sua fronteira ao longo da via (especialmente com a forma macroscópica e com relações de equilíbrio mas também em outras situações). Movendo-se com a fronteira entre as condições de operação distintas, existem condições estacionárias de ambos os lados mas que não correspondem às condições reais vistas por um

observador estacionado. Com a condição de equilíbrio  $\tilde{q}_A = \tilde{q}_B$  vista pela fronteira em movimento, tem-se  $K_A \cdot \tilde{V}_A = K_B \cdot \tilde{V}_B$  ou  $K_A \cdot (V_A - w_o) = K_B \cdot (V_B - w_o)$  em termos das variáveis reais. Obtém-se, portanto, a velocidade de propagação da onda de choque que move a fronteira como

$$w_o = \frac{\Delta q}{\Delta K} \quad (3.9)$$

(no caso de ser convencionada como positiva na direção do tráfego e negativa em sentido contrário).

Portanto, prevê-se que em ambos os casos dos exemplos discutidos (aumento da demanda e da densidade, com redução de velocidade, e redução da demanda e da densidade, com aumento da velocidade) gera-se uma onda de choque que se propaga para frente (velocidade positiva em relação ao sentido adotado) e homogeneiza as condições de operação na direção do fluxo. Um outro exemplo interessante, seria a propagação da fila formada por um gargalo de capacidade ativo (que restringe o fluxo que pode ser escoado). Como o gargalo impõe o escoamento de um fluxo menor que a demanda em regime de fluxo forçado (alta densidade, maior que a densidade do fluxo que chega à fila), neste caso forma-se uma onda de propagação da fila que se move para trás (aumentando a fila enquanto esta condição perdurar).

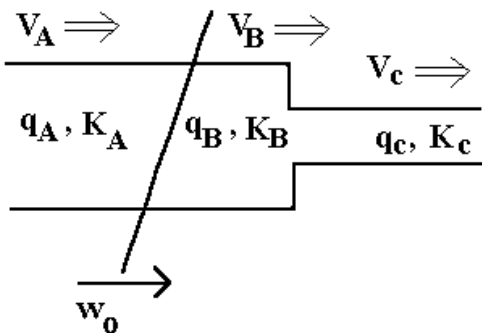
Em qualquer caso, somando e subtraindo  $K_A \cdot V_B$  (ou  $K_B \cdot V_A$ ) no numerador da expressão acima, obtém-se  $w_o = V_A + K_B \cdot \frac{\Delta V}{\Delta K}$  (ou  $w_o = V_B + K_A \cdot \frac{\Delta V}{\Delta K}$ ), tendo-se que, sempre que a equação

fundamental é regular (com  $\frac{\Delta V}{\Delta K} < 0$ ), as ondas de choque tem

velocidade de propagação menor que as velocidades de tráfego antes e depois da onda de choque (isto é, com velocidade relativa ao tráfego sempre negativa) e afetam somente os veículos seguidores. Essa anisotropia é uma propriedade básica do modelo adotado (conhecido como modelo LWR, de Lighthill/Whitham/Richards).

Ondas de choque no tráfego:  
formam-se quando há descontinuidade nas condições de tráfego.  
Velocidade de propagação

$$w_o = \frac{\Delta q}{\Delta K} \quad (>0, \text{ para frente})$$

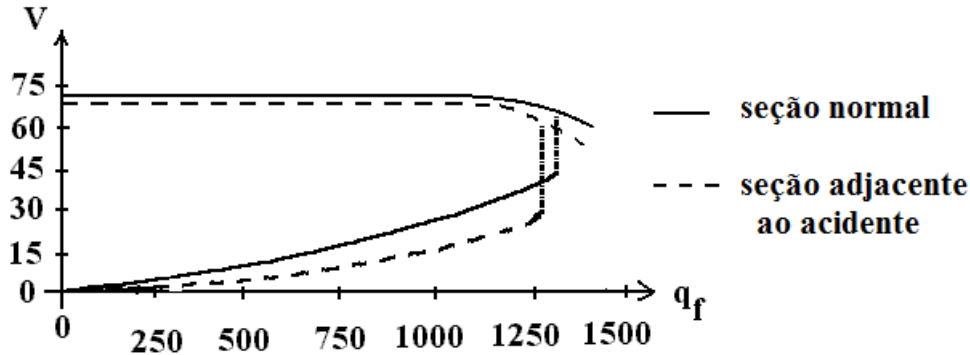


Embora a representação discutida acima seja simplificada (por exemplo, ignora o desempenho de aceleração e desaceleração dos veículos), diversos fenômenos podem ser analisados dessa forma.

### EXERCÍCIO PROPOSTO: Ondas de Congestionamento e Recuperação no Tráfego

Um acidente em uma via de duas faixas provocou a obstrução de uma das faixas (gargalo) por 15 minutos, tendo sido gerada uma fila de cerca de 300m (26veículos, total nas 2 faixas) no primeiro minuto de congestionamento.

**Curva de Operação da Via (por faixa)**



Admitindo que a via opere com fluxo igual a capacidade original após a liberação do acidente, pede-se determinar:

- a velocidade de propagação do congestionamento;
- a duração do período de congestionamento;
- as filas e atrasos máximos gerados pelo congestionamento.

Considere os seguintes parâmetros para a curva de operação normal para cada uma das faixas: velocidade de fluxo livre=71km/h e densidade de saturação de 125v/km/faixa; capacidade normal=1450v/h/faixa com velocidade de 60km/h; fluxo de saturação=1350v/h/faixa com velocidade de 40km/h ao sair da fila. Na seção adjacente ao acidente, as medidas locais indicam velocidade de fluxo livre=69km/h e densidade de saturação de 125v/km/faixa; capacidade=1400v/h/faixa com velocidade de 50km/h; fluxo de saturação=1300v/h/faixa com velocidade de 35km/h (efeitos do acidente).

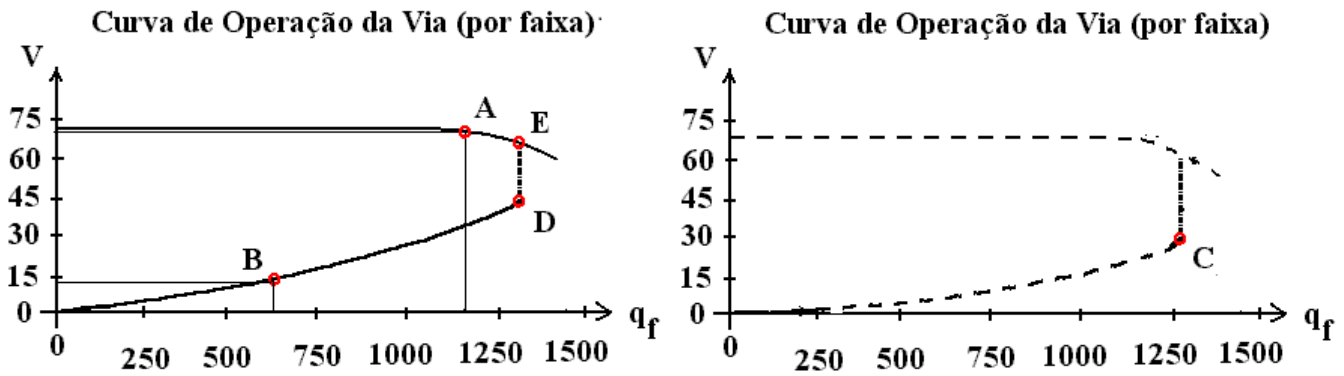
### SOLUÇÃO DO EXERCÍCIO: Ondas de Congestionamento e Recuperação no Tráfego

Os dados iniciais prevêem uma velocidade de propagação do congestionamento  $w_c = \frac{0,3}{1/60} = 18 \text{ km/h}$ , que atingiria  $z = 18 \cdot 15/60 = 4,5 \text{ km}$  em 15 minutos. Uma avaliação mais detalhada depende da demanda de tráfego no período. Com o acidente, o fluxo escoado teria sido  $q = 1300 \text{ v/h}$  e teriam escoado  $N = 1300 \cdot 1/60 = 22,5 \text{ v}$  no minuto inicial. Como mediu-se  $\Delta n = 26 \text{ v}$  e  $\Delta z = 0,3 \text{ km}$ , admitindo  $V = 70 \text{ km/h}$ , tem-se  $Q \cong \frac{22,5 + 26}{1/60 + 0,3/70} = 2315,5 \text{ v/h}$

Avaliando de forma geral, vê-se que a capacidade é de 1450v/h/faixa (por faixa), ou seja, 2900v/h na via, em condições normais (sem o acidente e sem filas). Esta capacidade é suficiente para escoar a demanda manifesta de 2315v/h. A situação normal (A), antes do acidente, em toda a via, pode ser prevista com a operação no regime de fluxo normal ( $q=Q < C$ ) para um fluxo por faixa  $q_{fA} = \frac{2315}{2} = 1157,5 \text{ v/h/faixa}$ . Da curva de operação, obtém-se uma velocidade prevista  $V_A \cong 70 \text{ km/h}$  e, com a equação de continuidade, obtém-se  $K_A = \frac{2315}{70} = 33 \text{ v/km} = 16,5 \text{ v/km/faixa}$ .

Portanto, o congestionamento é decorrente apenas do gargalo incidental que reduz a capacidade da via para 1400v/h, insuficiente para atender à demanda. Com o acidente, a seção com a faixa bloqueada é um gargalo escoando seu fluxo máximo  $q=S=1300 \text{ v/h}$  (com fila e uma faixa) e impondo esta condição ao trecho atingido pela extensão da fila (mesmo havendo duas faixas fora do local com acidente). No gargalo, a situação de operação (C) corresponde à  $q_{fC} = q_C = 1300 \text{ v/h}$  com  $V_C \cong 35 \text{ km/h}$  (portanto  $K_C = \frac{1300}{35} = 37,1 \text{ v/km}$ ). Na fila, fora da seção que é o gargalo, a situação de operação (B) corresponde à  $q_{fB} = \frac{1300}{2} = 650 \text{ v/h/faixa}$ . Da curva de operação normal, em regime de fluxo forçado, obtém-se a velocidade prevista  $V_B \cong 15 \text{ km/h}$  e, portanto,  $K_B = \frac{1300}{15} = 86,7 \text{ v/km} = 43,3 \text{ v/km/faixa}$ .

As situações analisadas acima estão representadas no diagrama fundamental a seguir.



A onda de propagação da fila do congestionamento (entre A e B) seria dada por  $w_o = \frac{2315 - 1300}{33 - 86,7} = -18,9 \text{ km/h}$ , para trás (aumentando a extensão da fila). Ao final de 15 minutos, a extensão atingida seria  $z_{Ba} = w_o \cdot t_a = 18,9 \cdot \frac{15}{60} = 4,7 \text{ km} = z_{B\text{máx}}$ , ou seja, teria  $n_b = n_B = z_B \cdot K_B = 4,7 \cdot 86,7 = 408$  veículos em fila. Note que este valor é bastante maior que o desbalanceamento previsto entre demanda e capacidade durante o acidente ( $\tilde{n}_B = (2315 - 1300) \cdot \frac{15}{60} = 253,75$  veículos), pelos efeitos da dimensão horizontal e do movimento da fila.

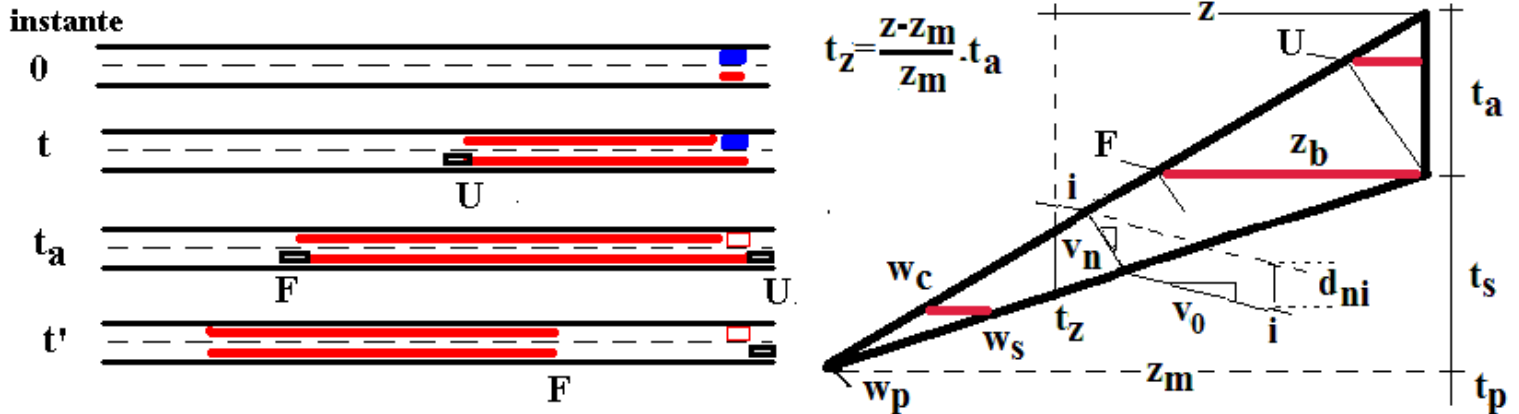
Esta seria a situação no instante de remoção do veículo acidentado, com a liberação de uma faixa adicional para o tráfego na seção que corresponde ao gargalo incidental de capacidade. Como a fila está presente mas agora tem duas faixas para escoamento, o fluxo no gargalo pode elevar-se a 2700 v/h (1350 v/h por faixa). Como a fila vem escoando 1300 v/h, o fluxo de saída de 2700 v/h deve dissipar a fila (a rigor, pode decorrer um certo período de normalização do tráfego, antes de voltar-se a ter a curva de operação normal, mas este período será considerado pequeno e ignorado). No entanto, note que esta é a situação no início da fila (onde houve a remoção do incidente), mas o final da fila continua com as condições anteriores. A dissipação no início da fila não se propaga imediatamente e, enquanto isso, a fila continua propagando-se. A nova condição de operação na seção onde havia o acidente é similar à anterior (C) mas agora com duas faixas de tráfego escoando a fila (D), portanto,  $q_{D} = \frac{2700}{2} = 1350 \text{ v/h/ fx}$  com  $V_D \cong 40 \text{ km/h}$  e  $K_D = \frac{2700}{40} = 67,5 \text{ v/km}$  (admitida a curva normal de operação).

Uma onda de recuperação forma-se entre o início da fila com desbloqueio da faixa e a fila formada anteriormente (B e D) que dissipa a fila e propaga a melhoria da operação. No caso,  $w_s = \frac{2700 - 1300}{67,5 - 86,7} = -72,9 \text{ km/h}$ , também para trás. Como a onda de recuperação é mais rápida, a fila será reduzida progressivamente enquanto ainda se propaga para trás (a fila diminui mas a extensão afetada continua aumentando, até a fila ser dissipada). Como a fila tem 4,7 km quando a recuperação é iniciada, o tempo de recuperação será  $t_s = t_r - t_a = \frac{4,7}{72,9 - 18,9} = 0,087 \text{ h} = 5,2 \text{ min}$  após a remoção (e a fila terá afetado mais 1,6 km antes de ser dissipada). Quando a fila é dissipada, uma nova onda é gerada, entre a operação normal (A) e o escoamento do gargalo (D e adiante E) que vai realizar a normalização da operação do tráfego (até encontrar o fluxo que passou antes do acidente, se for possível). A velocidade da onda de normalização de tráfego a D é  $w_p = \frac{2700 - 2315}{67,5 - 33} = 11,2 \text{ km/h}$ , para frente. Portanto, a normalização total do tráfego (desde a extensão máxima atingida pela fila de 6,3km) tomaria mais  $0,5625 \text{ h} = 33,75 \text{ min}$  até a seção do acidente.

Note que os veículos que chegam a fila durante o período de recuperação saíram da fila antes da seção onde ocorreu o acidente e chegarão ao local após a sua remoção. O veículo que chegou ao final da fila quando esta era máxima (F) não vai percorrer a maior extensão na fila (pois a fila está sendo dissipada enquanto ele trafega nela). O veículo que passou pelo gargalo incidental no instante em que houve a remoção (U) não percorreu a fila máxima, pois havia chegado ao final da fila em um instante anterior ao da remoção (quando a extensão da fila era máxima). Além disso, as velocidades fora da fila são diferentes antes (A) e depois (D) dela. Portanto, não é imediato calcular o atraso experimentado por cada veículo (definido como o tempo de percurso efetivamente experimentado e o que teria ocorrido sem o acidente na extensão afetada pelo acidente para cada veículo).



Os dois casos extremos (F e U) comentados acima estão representados a seguir:



Tomando como exemplo o veículo U, tem-se  $z_U = w_o \cdot t = V_B \cdot (t_a - t)$  para determinar seu instante de chegada t pois a extensão da fila na chegada do veículo U foi vencida até o instante de remoção do acidente com a velocidade na fila. Para o veículo F, tem-se  $z_{Fn} + z_{Fr} = z_{Bmáx} \Rightarrow V_B \cdot (t' - t_a) + w_s \cdot (t' - t_a) = z_{Ba} = w_o \cdot t_a$  para determinar o instante de saída t' pois a fila dissipou-se parcialmente durante o tempo de percurso na fila após a remoção do acidente.

Calculando apenas o atraso em fila como diferença entre o tempo gasto percorrendo a fila e aquele que seria gasto na

operação normal (isto é, com a velocidade do tráfego sem a fila), tem-se:  $t = \frac{V_B}{w_o + V_B} \cdot t_a = \frac{15}{18,9 + 15} \cdot \frac{15}{60} = 0,111h$ ,

$z_U = 0,111 \cdot 18,8 = 2,1km$  e  $d_U = \frac{2,1}{15} - \frac{2,1}{70} = 0,110h = 6,6min$ , ou  $(t' - t_a) = \frac{w_o}{w_s + V_B} \cdot t_a = \frac{18,9}{72,9 + 15} \cdot \frac{15}{60} = 0,0535h$ ,

$z_{Fn} = 0,0535 \cdot 15 = 0,8km$  e  $d_F = \frac{0,8}{15} - \frac{0,8}{70} = 0,0419h = 2,5min$ , em cada caso.

Deve-se, por fim, notar que a solução com a curva de operação gráfica pode ser imprecisa. Sempre que a maior precisão for importante, pode-se usar uma forma analítica, em especial no regime forçado (normalmente adota-se  $K_n = K_J - (K_J - K_S) \cdot q_n / S$  e  $V_n = q_n / K_n$ , calibrado com  $K_J, S, K_S$ , que no exemplo forneceria  $V_B \cong 8km/h$ ).

### 3.5. EQUAÇÕES DE FILAS E ATRASOS

O segundo passo do desenvolvimento da Teoria do Fluxo de Tráfego será o estudo das relações entre filas e atrasos em fila, que são a equação básica de previsão do atraso em fila e as equações de previsão dos três componentes associados às filas geradas no sistema viário: a sobre-demanda, a aleatoriedade no tráfego e as interrupções de tráfego (em um contexto dinâmico, há também o efeito de filas pré-existentes).

Estas expressões podem também ser aplicadas para fluxo contínuo e simplificam a análise de fenômenos como o examinado no exercício anterior (com menor precisão e detalhe) e podem ser adequadas para aplicações práticas. Em fluxo descontínuo, no entanto, restaria analisar o impacto das interrupções periódicas causadas pelos elementos externos à corrente de tráfego (que muitas vezes pode ser reduzido a determinar uma capacidade de tráfego menor e introduzir termos adicionais de atraso). O exercício proposto ao final deste item pede a revisão da análise do exercício anterior com esta metodologia de análise alternativa, além de incorporar de forma genérica a estimativa dos efeitos decorrentes das interrupções de tráfego.

Note que, embora normalmente utilizada apenas na análise da operação em fluxo contínuo, o padrão de interação decorrente da combinação da equação de continuidade do tráfego e da equação fundamental de tráfego ocorre em todas as correntes de tráfego.

Na análise da operação em fluxo descontínuo, entretanto, as interrupções periódicas causadas por elementos externos às correntes

de tráfego ocorrem intermitentemente (por exemplo, dezenas de vezes em uma hora, para o caso de semáforos) e os procedimentos de análise detalhada seriam muito trabalhosos. Ao invés de considerar cada interrupção de tráfego, será caracterizado e analisado o “ritmo” de interrupções e a interferência causada na operação da corrente de tráfego interrompida periodicamente.

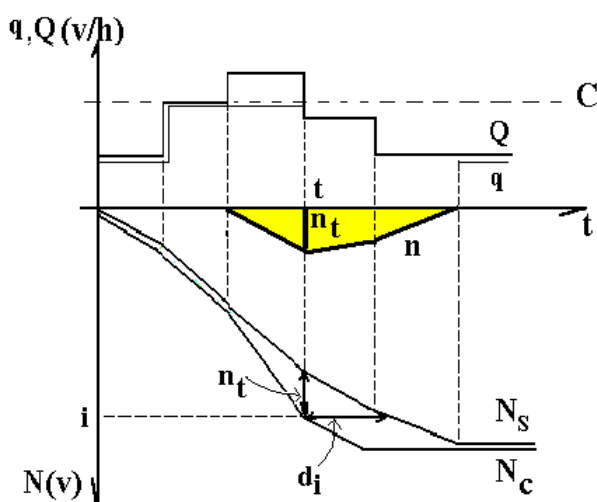
Em geral, uma via com fluxo descontínuo opera em um de três regimes extremos: o bloqueio total da operação pela interrupção do tráfego (fluxo nulo), o escoamento de filas compactas geradas pelas interrupções (em condições determinadas pelas características das interrupções periódicas), que usualmente ocorrem nas interseções, e o escoamento em fluxo livre (inicialmente em pelotões, que se dispersam progressivamente) nos trechos entre interseções.

Neste caso, as variações de velocidade são menos importantes que as variações dos atrasos (decorrentes do regime de interrupções periódicas e do escoamento das filas geradas por elas) e o esquema alternativo de análise apresentado adiante é especialmente adequado. Para esta tarefa de previsão de filas e atrasos em fila, os modelos de análise simplificada apresentados a seguir serão essenciais.

### 3.5.1. Equação de Previsão do Atraso em Fila

A equação básica de previsão do atraso em fila busca expressar a relação entre filas acumuladas no sistema viário (normalmente associadas com tráfego lento ou parado) e atrasos em filas (isto é, o tempo adicional gasto para percorrer a fila, também chamado de atraso “parado” ou em congestionamentos).

A discussão anterior procurou mostrar que o conceito de fila pode ser relacionado teoricamente com o escoamento do tráfego em fluxo forçado (onde algum elemento viário ou de sinalização adiante impede a operação em fluxo normal). Com operação em fluxo contínuo, este elemento adiante é um gargalo de capacidade (que não possui capacidade suficiente para escoar a demanda de tráfego que o solicita). Com operação em fluxo descontínuo, esta situação também pode ocorrer mas as interrupções periódicas causadas pelos elementos externos à corrente de tráfego serão suficientes para gerar filas sempre.



Tomando novamente a situação com sobre-demanda como exemplo para a análise, pode deduzir a relação buscada de forma genérica. Ignorando o percurso realizado na fila e construindo a curva acumulada de chegadas  $N_c$  e saídas  $N_s$  na fila, pode-se representar a fila em cada instante  $n_t$  (diferença entre o número de chegadas e saídas) e o atraso de cada veículo  $d_i$  (diferença entre o instante de saída e de chegada). A soma de ambas corresponde à área  $A$  formada pela curva de filas  $n$ .

Portanto, a área  $A$  é ao mesmo tempo a fila acumulada (em todo o período) e o atraso acumulado (de todos os veículos). A fila média ao longo do período  $T$  é  $\bar{n} = A/T$  e o atraso médio dos veículos que chegaram no período é  $\bar{d}_n = A/N_T$ . Tem-se, então,

que  $\frac{\bar{n}}{\bar{d}_n} = \frac{N_T}{T} = \bar{q}_n$ , que fornece a equação básica de previsão do

atraso em filas em função das filas existentes ( $\bar{d}_n = \bar{n}/\bar{q}_n$ ) para estimar

Análise em fluxo contínuo: em geral usa a curva de operação da via.  
Análise em fluxo descontínuo: em geral admite velocidade constante fora das filas e adiciona o atraso em fila (com as correções adequadas).

as filas acumuladas em um elemento viário ( $\bar{n} = \bar{q}_n \cdot \bar{d}_n$ ) a partir de atrasos em fila, para situações em que seja mais fácil avaliar o atraso em fila diretamente. A variável interveniente, neste caso, é o fluxo de escoamento do tráfego em filas.

Note que em um sub-período dentro do período de formação e dissipação de filas, a definição de fila e atraso médios é ambígua. Pode-se tomar as filas existentes no sub-período de medição ou o atraso dos veículos que chegam (ou saem) no sub-período de medição como referência e obter medidas distintas. Os valores não são consistentes porque as filas existentes em um sub-período podem ter veículos que chegaram antes (ou sairão depois) do sub-período e os atrasos dos veículos que chegaram (ou saíram) no sub-período podem ocorrer depois (ou antes) do sub-período referido.

O primeiro método de medida é baseado na observação das filas e o segundo método é baseado no acompanhamento dos veículos (obtendo-se o mesmo resultado apenas se todo o período de formação e dissipação das filas é considerado). Existe aqui uma discrepância entre os métodos preferidos na medição de campo (em geral baseados nas filas existentes) e nas estimativas teóricas (em geral baseados no acompanhamento dos veículos) que deve ser considerado.

Note também que a análise considerou todo o período de formação e dissipação de filas, para o qual o número de chegadas e de saídas é o mesmo e, portanto, o fluxo de tráfego médio é igual ao fluxo da demanda de tráfego médio. Ao longo do período de formação e dissipação das filas, pode ser relevante distinguir o fluxo de chegada (influxo) e de saída (efluxo). A diferença entre estes valores é que, efetivamente, faz a dimensão da fila mudar (se forem iguais, a fila será constante, mesmo que possa estar se propagando no espaço).

Durante períodos com filas contínuas, as equações podem ser aplicadas para estimar o atraso em fila em cada instante ou de cada veículo, a partir da fila existente no instante de chegada, tomando o fluxo de tráfego como a capacidade de dissipação de filas na saída do elemento

considerado, ou seja,  $d_i = \frac{n_i}{C_s}$ , onde  $C_s$  é a capacidade de

dissipação de fila pertinente. Se tomarmos o período com fila, contínua, então  $\bar{q}_n = C_s$ , tendo-se, em fluxo contínuo,  $C_s = S$  (constante se o fluxo de saturação não varia ao longo do tempo), e, em fluxo descontínuo  $C_s = S$  no tempo disponível em que ocorre a passagem) mas  $C_s = C_d$  nos ciclos de interrupção anteriores (no esquema discutido adiante, a primeira parcela será associada ao sobre-atraso e a segunda ao atraso regular).

A análise feita adiante trata destas peculiaridades avaliando termos aditivos para cada componente das filas e atrasos em fila, particularmente devido às interrupções, em separado. Por exemplo, avaliando o efeito do ciclo de interrupções de forma específica, a análise dos demais componentes admite a operação com a capacidade média (adotando  $C_s = C_n$ ). A estratégia será aplicada reiteradamente.

A rigor, a obtenção das medidas correspondentes de sobre-atraso em fila de forma simples, utilizando a relação  $\bar{d}_s = \frac{\bar{n}_s}{C}$ , é bastante mais discutível (em particular quando o período de análise é parte do período de formação e dissipação das filas ou, pelo menos, há filas no início do período T).

Na presença de sobre-demanda ou de qualquer outro efeito que produza um regime de operação transiente, as filas variam no tempo e a definição de atraso em fila permite distinguir pelo menos dois conceitos alternativos que implicam em medidas distintas:

- o atraso médio por período: baseado na medida das filas do período T considerado (*queue-sampling delay*), estimado em cada sub-período k por  $d_k = n_{\text{PARADOS}} \cdot \Delta t_k$  e acumulado no período T como  $D[T] = \sum d_k$  (incluindo o efeito de filas pré-existentes, de veículos que chegaram antes do período);
- o atraso médio por veículo: baseado na medida das chegadas dos veículos no período T considerado (*path-tracing delay*), estimado para cada veículo i como  $d_i = t_{\text{saída}} - t_{\text{chegada}}$  e acumulado no período T como  $D[T] = \sum d_i$  (incluindo o atraso experimentado pelos veículos que chegaram no período mas conseguiram escoar apenas após o período);

(em regime estacionário ou considerando as filas e atrasos decorrentes de um período de sobre-demanda e de sua dissipação, as medidas resultam iguais e não é preciso distinguir cada conceito).

Pode-se perceber que as medidas gerais deduzidas correspondem ao conceito baseado no atraso médio por veículo (o que seria natural) mas admitem implicitamente que a capacidade permanece constante após o período considerado (o que não corresponde à situação mais usual).

Por fim, note que as expressões de atraso médio e atraso individual são totalmente similares se o fluxo escoado na dissipação da fila é razoavelmente constante durante o período de análise. Pode-se, neste caso, expressar as fórmulas em termos individuais (para cada veículo, em função da fila média no instante de sua chegada) ou em termos médios. No entanto, as fórmulas de atraso individual calculadas desta maneira ignoram variações no fluxo de dissipação da fila entre usuários da via (algumas sistemáticas, como as decorrentes dos tipos de veículos, das faixas de tráfego ocupadas, e assim por diante).

Mesmo com todas as ponderações anteriores, deve-se notar que nas expressões propostas todo o tempo dispendido em fila foi considerado como atraso (o que é coerente com ter-se ignorado a dimensão horizontal da fila). Portanto, a expressão resultante forneceria uma primeira aproximação para a estimativa de atrasos em fila como:

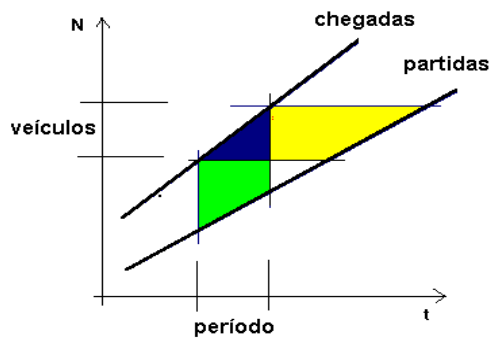
$$d_n \cong \frac{n}{\bar{q}_n} \quad (= t_n) \quad (3.10a),$$

que permite obter o atraso médio em filas a partir da fila média acumulada nas vias, ignorando a dimensão horizontal da filas.

Uma segunda aproximação para o atraso deve descontar o tempo que seria gasto percorrendo sua extensão do tempo dispendido na fila e o atraso em fila seria estimado por

$$d_n \cong \left( \frac{1}{\bar{q}_n} - \frac{\ell_v}{N_f \cdot V} \right) \cdot n \quad (3.10b),$$

tendo em conta o percurso z realizado na fila durante o tempo dispendido em fila  $t_n$ .



Estimativa de atraso em fila:

- primeira aproximação é

$$d_n \cong \frac{n}{\bar{q}_n} \quad (\text{ou } d_n \cong \frac{\tilde{n}}{\bar{q}_n});$$

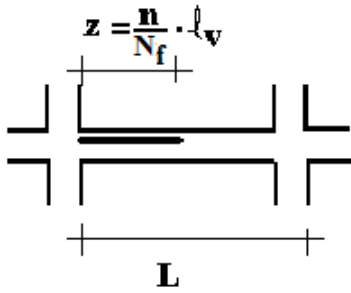
- medida mais precisa é

$$d_n = \frac{n}{\bar{q}_n} - \frac{z}{V} \cong \left( \frac{1}{\bar{q}_n} - \frac{\ell_v}{N_f \cdot V} \right) \cdot n$$

(com o efeito da extensão física da fila z);

(exemplo: fila média de 100 veículos, escoando com  $\bar{q}_n = 1800 \text{ v/h} = 0,5 \text{ v/s}$ ,  $\ell_v = 8 \text{ m}$ ,  $V = 50 \text{ km/h}$  e  $N_f = 2 \text{ fxs}$ ; o atraso seria  $\bar{d}_n = 100/0,5 = 200 \text{ seg}$  ou

$$\bar{d}_n = \left( \frac{1}{0,5} - \frac{8}{2.50/3,6} \right) \cdot 100 = 171,2 \text{ seg}$$



Esta expressão pode ser facilmente deduzida avaliando a diferença entre o tempo de viagem em um dado trecho com e sem a presença da fila, tendo-se então

$$d_n = \frac{L - z}{V} + \frac{n}{q_n} - \frac{L}{V} = \frac{n}{q_n} - \frac{z}{V} = \left( \frac{1}{V_n} - \frac{1}{V} \right) \cdot z = \left( 1 - \frac{V_n}{V} \right) \cdot \frac{n}{q_n} \text{ ou a}$$

expressão acima, dado que a extensão da fila é  $z = \frac{n}{N_f} \cdot l_v$ , para uma

via com  $m$  faixas, com densidade  $K_n = \frac{n}{z}$  e velocidade  $V_n = \frac{z}{n} \cdot q_n$ .

Portanto, as expressões apresentadas acima podem ser vistas como a primeira aproximação e a segunda aproximação, utilizáveis para estimativa do atraso em filas a partir das filas acumuladas, de forma similar às medidas anteriormente discutidas de fila e demanda. As estimativas de atraso que ignoram o efeito da dimensão horizontal da fila podem ser utilizadas em aplicações práticas, com a imprecisão decorrente, ou melhoradas utilizando a correção aqui discutida. A partir do atraso em fila, a expressão discutida aqui corresponde a

estimar  $\tilde{n} = q_n \cdot d_n$  e  $n = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{Q \cdot l_v}{N_f \cdot V}} = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{K}{K_n}}$  como correção. No

entanto, além da dimensão horizontal das filas, a correção do atraso depende também do seu movimento. Se a frente da fila move-se com velocidade  $-w$  (contra o fluxo), o tempo na fila satisfaz

$$z = x + y = V_n \cdot t_n + w \cdot t_n, \text{ com } t_n = \frac{n}{\hat{q}_n} \text{ e } \hat{d}_n = t_n - \frac{x}{V} = \left( 1 - \frac{V_n}{V} \right) \cdot \frac{n}{\hat{q}_n}$$

onde  $\hat{q}_n = K_n \cdot (V_n + w)$  é o fluxo relativo à frente da fila.

Em qualquer caso, a equação obtida acima somente é utilizável se for possível estimar as filas acumuladas no sistema viário ou, diretamente, os atrasos em fila correspondentes.

### 3.5.2. Previsão da Formação de Filas (e Atrasos em Fila) na Operação do Tráfego

As estimativas para a formação de filas necessárias são obtidas reconhecendo três fatores que geram filas no sistema viário, ao mesmo tempo distintos e similares, que são:

- a existência de sobre-demanda ou capacidade insuficiente;
- a existência de aleatoriedade na demanda ou capacidade;
- a existência de interrupções periódicas no tráfego.

A existência de sobre-demanda caracteriza-se por uma demanda de tráfego superior à capacidade de escoamento da seção crítica de um elemento viário durante um período relevante (normalmente, os picos em sub-períodos de 15 minutos ou 5 minutos utilizados na definição dos fluxos de projeto ou todo o período com demanda superior à capacidade em termos médios, se isto ocorre). De forma correspondente, o efeito da aleatoriedade e das interrupções é estritamente o mesmo mas refere-se a intervalos de tempo menores, em que as flutuações aleatórias da demanda ou da capacidade ou a interrupção da capacidade decorrente do efeito dos elementos externos produzem sobre-demandas momentâneas (mesmo quando a demanda não supera a capacidade de tráfego em termos médios).

Adiante, as filas e atrasos serão calculados em dois termos: a sobre-fila (e sobre-atraso) e a fila (e atraso) regular. Alternativamente, as estimativas podem ser feitas com fórmulas integrais (considerando

todo o pico) ou recursivas (dividindo o período em sub-períodos). No caso das fórmulas recursivas, serão analisados dois procedimentos: o método tradicional proposto pelo Laboratório de Pesquisa em Transportes inglês (TRL-*Transport Research Laboratory*) e o método recentemente proposto pelo Manual de Capacidade Viária dos EUA (HCM-*Highway Capacity Manual*). Em todos os casos mencionados, aplicam-se as correções anteriormente discutidas para as estimativas de filas e atrasos em fila.

No método do TRL, a fila total é estimada como

$$\bar{n} = \bar{n}_r + \bar{n}_s \quad (3.11a)$$

(e o atraso, correspondentemente, como  $\bar{d} = \bar{d}_r + \bar{d}_s$ ).

O efeito da sobre-demanda e da aleatoriedade é combinado no termo de sobre-fila  $\bar{n}_s$  (que corresponde ao sobre-atraso  $\bar{d}_s = \frac{\bar{n}_s}{C_s}$ , sendo

$q = C_s$ , a capacidade de dissipação de filas durante o período de sobre-demanda). Nas fórmulas recursivas, este termo incorpora o efeito de filas iniciais pré-existentes (e finais).

O efeito remanescente é o decorrente das interrupções de tráfego, descontados os efeitos de sobre-demanda e aleatoriedade (incorporados na estimativa de sobre-fila). Nestas condições, a estimativa remanescente pode admitir demanda regular (sem aleatória, sem superar a capacidade) e é, por isso, chamado de fila regular  $\bar{n}_r$  (que corresponde ao atraso regular  $\bar{d}_r = \frac{\bar{n}_r}{q}$ ).

Esta é a expressão inicialmente detalhada a seguir.

No método recente do HCM, a fila total é estimada como

$$\bar{n} = \bar{n}_{r0} + \bar{n}_s, \bar{n}_{r0} = \bar{n}_r + \bar{\delta}_{n0} \quad (3.11b)$$

(e atraso, correspondentemente,  $\bar{d} = \bar{d}_{r0} + \bar{d}_s, \bar{d}_{r0} = \bar{d}_r + \bar{\delta}_{d0}$ ). Nas fórmulas recursivas, o efeito de filas iniciais pré-existentes (e finais) é incorporado na fila (e atraso em fila) regular, ignorando a eventual interação com a aleatoriedade. No entanto, considera também o efeito de chegadas em pelotão (especialmente relevante em semáforos).

Esta é a correção adicional detalhada adiante.

### 3.5.3. Sobre-Fila e Sobre-atraso na Operação do Tráfego

O efeito da sobre-demanda foi discutido anteriormente em um contexto determinístico (isto é, sem aleatoriedade). Ignorando o efeito da sua dimensão horizontal, as filas podem ser calculadas como o desbalanceamento entre demanda e fluxo:  $\tilde{n}_{Tf} = \tilde{n}_0 + (Q - C).T$ ,

admitindo  $q = C$ . Portanto, a fila média  $\bar{n}_T = \frac{n_0 + n_{Tf}}{2}$  decorrente da

sobre-demanda seria estimada como  $\tilde{n}_T = \tilde{n}_0 + \frac{1}{2}.(X - 1).C.T$ , quando

o grau de solicitação da capacidade  $X = \frac{Q}{C} > 1$  (que identifica a situação de sobre-demanda).

As filas e atrasos correspondentes relacionados com a aleatoriedade da demanda ou capacidade de serviço são objeto de uma extensa análise teórica que estuda genericamente as filas em sistemas industriais e de

Estimativas simplificadas de fila média (e atraso em fila médio):

- $\bar{n} = \bar{n}_r + \bar{n}_s$  ( $\bar{d} = \bar{d}_r + \bar{d}_s$ )
- $\bar{n}_s$  é a sobre-fila (efeito da sobre-demanda e aleatoriedade, com  $\bar{d}_s = \frac{\bar{n}_s}{C_s}$ , dada a capacidade de dissipação de filas  $C_s$ ); e
- $\bar{n}_r$  é a fila regular (somente o efeito das interrupções, sem sobre-demanda e aleatoriedade, com  $\bar{d}_r = \frac{\bar{n}_r}{q}$ ).

(no método do TRL, a aplicação recursiva pode ser feita incorporando o efeito de filas pré-existentes em  $\bar{n}_s$  ( $\bar{d}_s$ ); no método HCM, o efeito correspondente é incorporado como correção em  $\bar{n}_r$  ( $\bar{d}_r$ ), além de considerar o efeito de chegadas em pelotão, em particular nos semáforos).

serviços (é a Teoria de Filas convencional). As expressões da Teoria de Filas convencional consideram somente o efeito da aleatoriedade, medida por um fator de aleatoriedade, e determinam o valor médio das filas estacionárias (ou a distribuição estacionária correspondente) ou os valores correspondentes de atrasos. Uma expressão usual é  $\bar{n} = \frac{\kappa \cdot X^2}{1 - X}$ ,

onde  $\kappa$  é o fator de aleatoriedade. A fórmula mais comum corresponde ao caso poissoniano (com  $\kappa \approx 1$ ), para o qual diversos outros resultados para situações estacionárias são conhecidos (assim como alguns resultados para os regimes transientes na transição para as situações estacionárias). Por exemplo, obtém-se que a probabilidade de ter fila  $n$  (em espera) é  $\pi_n = (1 - X)X^n$ , em qualquer instante, incluindo os de chegada ou partida ( $p_n = \pi_n$  no caso poissoniano) e de ter fila maior ou igual a  $n$  é  $\pi_{\geq n} = X^n$  (e  $p_{\geq n} = X^n$  igualmente).

Para as aplicações em Engenharia de Tráfego, a Teoria de Filas convencional não é adequada por considerar situações de solicitação estacionárias (que perduram por um longo período) e apenas condições sem sobre-demanda podem ser analisadas (isto é com  $X = \frac{Q}{C} < 1$ ). Em

situações com sobre-demanda, o desbalanceamento entre demanda e capacidade não gera uma condição estacionária (em um longo período, as filas tenderiam a valores infinitos). Por outro lado, as situações de sobre-demanda tem duração finita e relevante para a análise. A Engenharia de Tráfego, em função disso, buscou formas alternativas. No método inglês, utiliza-se uma expressão heurística aproximada que fornece uma estimativa maior que a proposta para sobre-demanda sem aleatoriedade mas inferior ao valor obtido pela Teoria de Filas estacionária em proporção à duração limitada do período de pico considerado. Esta estimativa combina sobre-demanda e aleatoriedade:

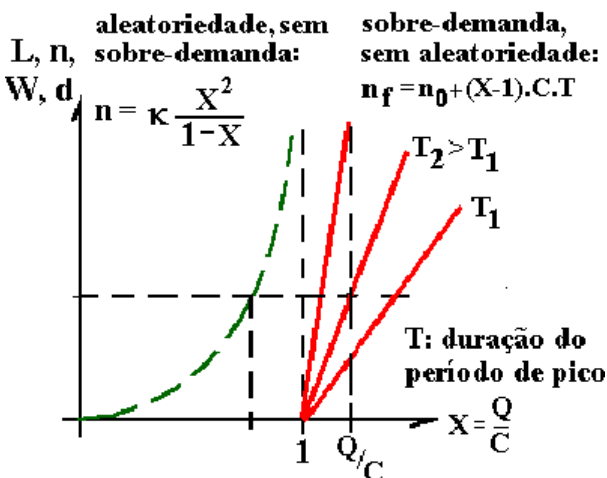
$$\bar{n}_s = \frac{C \cdot T_p}{4} \cdot (A + \sqrt{A^2 + B}) \quad (3.12)$$

onde  $A \cong (X - 1)$  e  $B \cong \frac{8 \cdot \kappa \cdot X}{C \cdot T_p}$ . Este termo  $\bar{n}_s$  é chamado de sobre-fila e a estimativa correspondente do atraso é chamado de sobre-atraso e pode ser obtida diretamente fazendo  $\bar{d}_s = \frac{\bar{n}_s}{C}$  (admitindo  $q = C$ ).

Esta é a fórmula integral, que se aplica ao período de pico como um todo (com duração  $T_p$ , a partir de uma fila inicial desprezível). No caso de haver sobre-demanda, o período de pico deve conter todo o período correspondente (caso contrário, pode-se tomar a duração de um período de referência relevante, em geral, 15 minutos).

Originalmente, a forma proposta pelo Laboratório de Pesquisa em Transportes inglês (TRL-Transport Research Laboratory) distinguiu ajustes para cada regime de formação de fila (em comparação com a situação de equilíbrio estacionário) e para diferentes perfis de variação temporal da demanda (senoidal, trapezoidal, etc ...) mas este detalhamento pode em geral ser ignorado.

As fórmulas recursivas usam expressões mais gerais que permitem examinar a formação e dissipação de filas em sucessivos sub-períodos discretos, estimando a fila ao final de um sub-período a partir do valor no início (que, naturalmente, corresponde à fila final do período anterior). As expressões são mais complexas variando em função do conceito de fila utilizado. Por exemplo, uma expressão usual é:



Estimativa de sobre-fila média:

$$\bar{n}_s = \frac{C \cdot T_p}{4} \cdot (A + \sqrt{A^2 + B}), \text{ com } X = \frac{Q}{C}, A \cong (X - 1), \text{ medida de contribuição da sobre-demanda, e } B \cong \frac{8 \cdot \kappa \cdot X}{C \cdot T_p}, \text{ medida de contribuição da aleatoriedade; (aproximação, } \kappa \cdot m \ll C \cdot T_p \text{ e } n_0 \ll C \cdot T_p \text{);}$$

$$\bar{d}_s = \frac{T_p}{4} \cdot (A + \sqrt{A^2 + B}) \text{ é o sobre-atraso médio;}$$

(exemplo:  $Q = 500$  ou  $1000 \text{ v/h}$ ,  $T = 1/2 \text{ h}$  e

$$C = 750 \text{ v/h}; \text{ tem-se } X = 0,67 \text{ ou } 1,33,$$

$$A \cong (0,67 - 1) = -0,33 \text{ ou } +0,33,$$

$$B \cong \frac{8 \cdot 1 \cdot 0,67}{750 \cdot 1/2} = 0,014 \text{ ou } 0,028 \text{ então}$$

$$\bar{n}_s = \frac{750 \cdot 1/2}{4} \cdot (-0,33 + \sqrt{0,1089 + 0,014})$$

$$\bar{n}_s \cong 1,9 \text{ v } (\bar{d}_s = \frac{1,9}{750/3600} = 9,2 \text{ seg}),$$

$$\text{ou } \bar{n}_s \cong 65,6 \text{ v } (\bar{d}_s = 315 \text{ seg}).$$

$$\bar{n}_{Tr} = \frac{C.T_i}{2} \cdot (A + \sqrt{A^2 + B}) \quad (3.13)$$

$$A = \frac{(X-1) \cdot C.T_i - 2 \cdot \kappa \cdot m \cdot X + (C.T_i - 2 \cdot \kappa \cdot m) \cdot (n_0 / C.T_i)}{C.T_i - \kappa \cdot m} \cong (\tilde{X}[n_0] - 1),$$

$$B = \frac{4 \cdot \kappa \cdot m \cdot (n_0 / C.T_i + X)^2}{C.T_i - \kappa \cdot m} \cong \frac{4 \cdot \kappa \cdot m \cdot (\tilde{X}[n_0])^2}{C.T_i} \text{ e } \tilde{X}[n_0] = \frac{Q + n_0 / T_i}{C}$$

onde  $\bar{n}_0$  e  $\bar{n}_{Tr}$  são os valores médios inicial e final referidos ao mesmo sub-período ( $T_i$  é a duração do sub-período  $i$ ,  $\kappa$  é o fator de aleatoriedade e  $m$  é o número de faixas). Estas fórmulas recursivas podem também ser ajustadas mas normalmente sua aplicação direta é suficiente (apenas os softwares especializados do TRL, PICADY, OSCADY e ARCADY, usam formas ajustadas, para análises de interseções com prioridade, semáforos e rotatórias, respectivamente).

Note que as estimativas simplificadas são médias no período e que as estimativas recursivas são médias em cada instante final do período (que podem também ser transformados em valores médios para cada sub-período, calculadas como média entre os valores inicial e final, admitindo-se variação linear). Ambas são maiores que os valores que seriam calculados com sobre-demanda apenas (determinísticos), em função do reconhecimento da contribuição adicional da aleatoriedade no tráfego. Com sobre-demanda significativa, este efeito é dominante (e a aleatoriedade é menos importante). No entanto, a mesma expressão pode ser utilizada sem sobre-demanda (onde apenas a aleatoriedade está presente), de forma consistente.

### 3.5.4. Fila e Atraso Regular na Operação do Tráfego

Reconhecidas as correntes de tráfego que operam em fluxo descontínuo, deve-se acrescentar a estimativa de fila regular (e atraso regular) adicionado pelas interrupções. Em fluxo contínuo, ambos são nulos pois não existem interrupções de tráfego.

A análise da operação em fluxo descontínuo dependerá então do conhecimento do ritmo de interrupções periódicas determinado pelo elemento externo que é sua causa (em geral, os semáforos ou as correntes de tráfego preferenciais).

O efeito genérico das interrupções periódicas causadas pelos elementos externos sobre a operação do tráfego da corrente em fluxo descontínuo é fácil de apreender:

Efeitos das interrupções de tráfego:

- tempo bloqueado  $t_b$  : é a interrupção, durante a qual a capacidade e o fluxo escoado são nulos ( $q = 0$ ); toda demanda transforma-se em fila inicial;
- tempo disponível  $t_d$  : entre interrupções, permite o escoamento do tráfego; potencialmente, em dois regimes: dissipação da fila inicial (com fluxo de saturação  $q = S$ , máximo a partir de uma fila) e escoamento normal (sem fila, com fluxo em geral reduzido igual à demanda  $q = Q < S$ ).
- durante cada interrupção de tráfego, a capacidade para a corrente de tráfego estudada é nula e toda a demanda é armazenada como fila acumulada; este período de tempo é chamado de tempo bloqueado ( $t_b$ );
- entre interrupções de tráfego, a corrente de tráfego estudada pode ocorrer; este período de tempo é chamado de tempo disponível ( $t_d$ ) para o movimento e é dividido em dois outros sub-períodos:
  - o no início do tempo disponível, ocorre a dissipação das filas acumuladas durante o tempo bloqueado; admite-se que a dissipação ocorre com o fluxo máximo escoado a partir das filas, chamado de fluxo de saturação  $q = S$ ;
  - o se o tempo disponível para o movimento é suficiente para escoar as filas acumuladas (o que indica que a capacidade é suficiente para atender a demanda de tráfego), segue-se a operação normal com  $q = Q < S$ .

Capacidade:  $C_d = \varphi \cdot S$  ( $\varphi < 100\%$ ).

Perturbações que não interrompem o tráfego são simples interferências.



Pode-se, portanto, verificar que a capacidade de tráfego em fluxo descontínuo ocorre quando todo o tempo disponível para o movimento escoo um fluxo  $q = S$  (o que indicaria a existência de fila, contínua durante todo o tempo disponível. Esta capacidade em fluxo descontínuo ( $C_d$ ) é uma fração ( $\varphi$ ) do fluxo de saturação (correspondente à fração de tempo disponível, não bloqueado, para movimento). A capacidade de tráfego em fluxo contínuo ( $C_i$ ) é maior que o fluxo de saturação  $S$  e, portanto, maior que a capacidade em fluxo descontínuo  $C_d = \varphi.S$ , com  $\varphi$  entre 70% e 30% em geral).

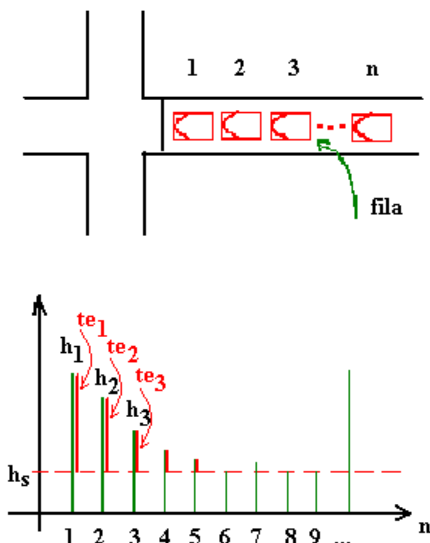
Portanto, a operação em fluxo contínuo é sempre mais favorável do ponto de vista da eficiência do atendimento à função deslocamento. A capacidade em fluxo descontínuo ( $C_d$ ) seria uma fração ( $\varphi$ ) do fluxo de saturação (correspondente à fração de tempo disponível, não bloqueado, para movimento), isto é,  $C_d = \varphi.S$  (bastante inferior à capacidade ideal para escoamento de tráfego em fluxo contínuo  $C_i$ ).

Em termos práticos, entretanto, ainda é necessário reconhecer que existem perdas adicionais de eficiência decorrentes da operação intermitente da corrente de tráfego em fluxo descontínuo.

A perda de eficiência mencionada decorre do regime de pára/anda gerado pelas interrupções periódicas. A eficiência máxima de escoamento a partir da fila corresponde ao fluxo de saturação

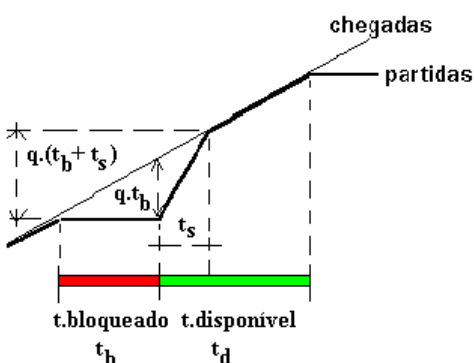
$$S = \frac{1}{h_s}$$

onde  $h_s$  é o intervalo de saturação (que corresponde ao escoamento ideal da fila). Este intervalo entre veículos somente é atingido após o quarto, quinto ou sexto veículo escoado da fila.



O primeiro veículo deve identificar o início do tempo disponível para o movimento e tem de iniciar o escoamento parado (acelerando). O segundo veículo pode tomar as mesmas decisões quase simultaneamente e, ao atingir a posição inicial do primeiro veículo, terá uma velocidade maior, o que se repete sucessivamente. Por este motivo, os intervalos iniciais entre veículos sucessivos são maiores que os intervalos de saturação. Um efeito similar ocorre no final do movimento. A soma dos tempos excedentes correspondentes ( $te_i = h_i - h_s$  para cada veículo  $i$ ) é a perda de eficiência adicional e a soma das perdas de eficiência no início e final do movimento da fila é chamado de tempo morto ( $\ell$ ), tendo um valor aproximadamente constante para cada aproximação.

A existência do tempo morto é normalmente considerada definindo-se os conceitos de tempo bloqueado efetivo e tempo disponível efetivo, isto é, o tempo bloqueado efetivo é  $t_{bef} = t_b + \ell$  e o tempo disponível efetivo é  $t_{def} = t_d - \ell$ . Note que a duração do ciclo gerado por uma interrupção pode ser descrito como  $t_b + t_d$  ou  $t_{bef} + t_{def}$ , indistintamente. Desta forma, o conhecimento do “ritmo” de interrupções permite avaliar diretamente a capacidade de tráfego em fluxo descontínuo como



$$C_d = \varphi.S, \quad \varphi = \frac{t_d - \ell}{t_b + t_d} = \frac{t_{def}}{t_{bef} + t_{def}} \tag{3.14}$$

(descontando os tempos mortos).

Novamente, a fila e atraso médio podem ser calculados analisando as curvas de chegadas e saídas, considerando que a capacidade momentânea é nula durante o tempo bloqueado pelas interrupções de tráfego e que a taxa de dissipação de filas é igual ao fluxo de saturação  $S$  durante o tempo disponível, com tempos efetivos, a partir das estimativas de fila e atraso regulares acumulados (obtidas examinando as curvas de chegadas e passagens dos veículos).

A fila acumulada no tempo bloqueado é  $n_b = q \cdot t_{\text{bef}}$  e o tempo de

dissipação de filas dada por  $t_s = \frac{q \cdot t_{\text{bef}}}{S - q}$ . Estes valores permitem obter

a fila ou atraso acumulado (a área  $A$ ), tendo-se ao final:

$$\bar{n}_r = \frac{q \cdot t_{\text{bef}}}{2} \cdot \left( \frac{1 - \varphi}{1 - q/S} \right), \quad \bar{d}_r = \frac{t_{\text{bef}}}{2} \cdot \left( \frac{1 - \varphi}{1 - q/S} \right) \quad (3.15),$$

onde  $t_{\text{bef}} = t_c - t_{\text{def}}$  é o tempo bloqueado efetivo ( $\varphi_b = \frac{t_{\text{bef}}}{t_b + t_d} = 1 - \varphi$

é a fração de tempo bloqueado). Outros efeitos correspondentes às interrupções de tráfego podem ser também determinados (por exemplo, a fila máxima acumulada no final do tempo bloqueado e o tempo para dissipação das filas acima).

Deve-se observar que a estimativa indireta do atraso derivada do cálculo das filas pode ser recomendada, embora existam expressões teóricas correspondentes para calcular os atrasos em fila. Esta opção é melhor porque todas as expressões foram derivadas com filas calculadas como desbalanceamento entre demanda e fluxo instantâneos (portanto, são estimativas de fila teórica  $\tilde{n}$ ) e não consideram o efeito da dimensão horizontal das filas. A alternativa seria estimar  $n_b = q \cdot t_{\text{bef}} / (1 - K/K_J)$  e  $t_s = n_b / (\hat{S} - \hat{q})$  onde  $\hat{S}, \hat{q}$  são fluxos relativos ao movimento na formação e dissipação da fila.

Deve-se ainda destacar que as expressões para a fila e atraso regulares utilizam o fluxo de tráfego  $q$ , que é limitado pela capacidade de tráfego, e não o fluxo de demanda de tráfego  $Q$ . Esta característica decorre do fato de ter incorporado eventuais efeitos de sobre-demanda na estimativa da sobre-fila ou sobre-atraso correspondentes. Pelo mesmo motivo, a derivação das fórmulas de fila e atraso regulares não precisa considerar a aleatoriedade do tráfego.

Vale notar, no entanto, que regularidade não significa uniformidade e que as fórmulas para fila e atraso regular podem ser normalmente generalizadas para situações em que os semáforos adjacentes induzem à chegada dos veículos em pelotão. As fórmulas apresentadas acima são, então, relacionadas com chegadas regulares e uniformes. Os fatores de correção para estimar as filas e atrasos correspondentes a chegadas regulares em pelotão ainda são objeto de estudos. No Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*) é adotada uma fórmula alternativa para a fila regular (e atraso em fila regular) com chegadas em pelotão baseado no modelo  $Q_g/Q_r$ , discutido adiante. No entanto, interessa agora, mais especificamente, a sua proposta alternativa para a fórmula recursiva de estimativa do efeito de filas pré-existentes como efeito regular.

Na presença de uma fila inicial (pré-existente, decorrente de veículos que chegaram em outros períodos mas não puderam escoados até o início do período considerado), seria necessário considerar um termo de correção adicional. Naturalmente, esta correção poderia ser obtida como a diferença entre a fórmula integral simplificada e as expressões

Estimativa de fila regular média:

- Capacidade com interrupções:

$$C_d = \varphi \cdot S, \quad \ell : \text{tempo morto},$$

$$\varphi = \frac{t_d - \ell}{t_b + t_d} = \frac{t_{\text{def}}}{t_{\text{bef}} + t_{\text{def}}},$$

$$\varphi_b = \frac{t_{\text{bef}}}{t_b + t_d} = 1 - \varphi;$$

- Fila regular/uniforme média:

$$\bar{n}_r = \frac{q \cdot t_{\text{bef}}}{2} \cdot \left( \frac{1 - \varphi}{1 - q/S} \right)$$

- Atraso regular/uniforme médio:

$$\bar{d}_r = \frac{t_{\text{bef}}}{2} \cdot \left( \frac{1 - \varphi}{1 - q/S} \right).$$

(exemplo: tempo disponível de 30 segundos por minuto, com tempo morto de 3 seg, e  $S = 1800 \text{ v/h}$  para

$$Q = 500 \text{ ou } 1000 \text{ v/h};$$

$$\varphi = \frac{30 - 3}{30 + 30} = 0,45, \text{ portanto}$$

$$C_d = 0,45 \cdot 1800 = 810 \text{ v/h},$$

$$q = 500 \text{ ou } 810 \text{ v/h} = 0,14 \text{ ou } 0,225 \text{ v/s} \text{ e}$$

$$q/S = 0,28 \text{ ou } 0,45; \text{ tem-se então}$$

$$\text{- para } Q = 500 \text{ v/h}, q = Q = 500 \text{ v/h}:$$

$$\bar{n}_r = \frac{0,14 \cdot 33}{2} \cdot \frac{1 - 0,45}{1 - 0,28} = 1,7 \text{ v}$$

$$\text{e } d_r = \frac{1,7}{0,14} = 12,5 \text{ seg};$$

$$\text{- para } Q = 1000 \text{ v/h}, q = C = 810 \text{ v/h}:$$

$$\bar{n}_r = \frac{0,14 \cdot 33}{2} \cdot \frac{1 - 0,45}{1 - 0,45} = 3,7 \text{ v}$$

$$\text{e } d_r = \frac{3,7}{0,225} = 16,5 \text{ seg}.$$

detalhadas para as fórmulas recursivas anteriormente apresentadas. No entanto, um termo de correção calculado a partir de fórmulas determinísticas (ignorando o efeito adicional da aleatoriedade) foi proposto no Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*) nas versões mais recentes. Este procedimento alternativo fornece um método simples de análise em múltiplos períodos (capaz de representar a acumulação e dissipação das filas e atrasos decorrentes), embora menos extensivamente estudado e validado (as fórmulas distintas da versão de 1997/2000 e de 2010/2016 correspondem ambas ao atraso médio por veículo e devem produzir os mesmos resultados, ao menos num período com capacidade constante; se a capacidade varia o valor previsto depende de condições futuras).

Na forma integral, a fila média  $\bar{n} = \bar{n}_r + \bar{n}_s$  (ou o atraso médio correspondente  $\bar{d}_n = \bar{d}_r + \bar{d}_s$ ) contém o efeito das interrupções, aleatoriedade e sobre-demanda para o caso em que o efeito das filas iniciais é desprezível. Na forma proposta, as expressões devem manter os termos usuais e adicionar a correção devida à presença de uma fila  $n_0$ , no início do período (de forma correspondente a correção média no sobre-atraso  $\bar{d}_0$  experimentado em decorrência da existência de uma fila inicial), tendo-se  $\bar{n} = \bar{n}_{r0} + \bar{n}_s$ ,  $\bar{n}_{r0} = \bar{n}_n + \bar{\delta}_{n0}$  (e de forma correspondente  $\bar{d}_n = \bar{d}_{r0} + \bar{d}_s$ ,  $\bar{d}_{r0} = \bar{d}_d + \bar{\delta}_{d0}$ ). A notação das expressões anteriores sugere que o termo correspondente à fila regular  $n_{r0}$  (e ao atraso regular  $\bar{d}_{r0}$ ) devem também ser corrigidas (apenas a sobre-fila e o sobre-atraso são estimados da forma usual).

Novamente (em analogia ao esquema associado à análise tradicional desde Webster), a hipótese corresponde a admitir que o processo complexo pode ser simplificado como um processo em estágios sucessivos. Mas em Webster e no método atual do TRL o primeiro estágio corresponde à regularização da demanda (eliminando a aleatoriedade e, no método atual, também a sobre-demanda e uma eventual fila pré-existente), justificando a avaliação do efeito das interrupções como componente regular, no segundo estágio, sem aleatoriedade, sem sobre-demanda e sem filas pré-existentes.

Na nova forma proposta do HCM, o primeiro estágio recebe uma demanda aleatória e uma eventual sobre-demanda (impondo a sobre-fila média  $\bar{n}_{s0}$  e o sobre-atraso médio correspondente  $\bar{d}_{s0}$ , ignorando a existência da fila inicial  $n_0$ ) e produz uma demanda regular e limitada à capacidade. O segundo estágio deve considerar somente o escoamento do tráfego com interrupções periódicas mas agora condicionado à existência da fila pré-existente  $n_0$ , no início do período, com seu efeito incorporado ao componente regular.

Na discussão a seguir, assume-se  $q = \min\{Q; C_q\}$  quando  $n = 0$  e  $q = C_s$  quando  $n > 0$  para o fluxo dissipado a partir da fila, tendo-se  $C_d = \frac{t_n}{T} \cdot C_s + \frac{T - t_n}{T} \cdot C_q$ , onde  $t_n$  é o tempo de operação com fila. O procedimento é distinto apenas se há fila pré-existente (se  $n_0 = 0$ , a fila regular tem os valores usuais  $n_{r0} = n_{rq}$  e  $d_{r0} = d_{rq}$ , as correções são nulas,  $\bar{\delta}_{n0} = 0$  e  $\bar{\delta}_{d0} = 0$ , com  $t_n = 0$  e  $C_d = C_q$ ; os valores são inconsistentes se há sobre-demanda, embora tratado na sobre-fila).

Estimativa de fila regular média com ajuste para fila inicial:

$$\bar{n}_{r0} = \bar{n}_r + \bar{\delta}_{n0} \text{ e}$$

$$\bar{d}_{r0} = \bar{d}_r + \bar{\delta}_{d0}, \text{ sendo:}$$

- Se  $n_0 = 0$ :  $t_n = 0$ ,  $\bar{\delta}_{n0} = 0$ ,  
 $\bar{n}_{r0} = \bar{n}_{rq}$ ,  $\bar{\delta}_{d0} = 0$  e  $\bar{d}_{r0} = \bar{d}_{rq}$ ;

Senão ( $n_0 > 0$ ): Se  $Q \geq C_s$ :

$$t_n = T, \bar{\delta}_{n0} = n_0, \text{ e } \bar{\delta}_{d0} = \frac{n_0}{C_s},$$

$$\bar{n}_r = \bar{n}_{rs} \text{ e } \bar{d}_{r0} = \bar{d}_{rs};$$

Senão ( $n_0 > 0, Q < C_s$ ):

$$t_s = \frac{n_0}{C_s - Q}, t_n = \min\{T; t_s\},$$

$$\bar{\delta}_{n0} = \frac{n_0 + n_{Tf}}{2} \cdot \frac{t_n}{T},$$

$$\bar{n}_r = \frac{t_n}{T} \cdot n_{rs} + \frac{T - t_n}{T} \cdot n_{rq}$$

$$\bar{\delta}_{d0} = \frac{n_0 + n_{Tf}}{2 \cdot C_s} \cdot \frac{t_n}{T} \text{ e}$$

$$\bar{d}_r = \frac{t_n}{T} \cdot d_{rs} + \frac{T - t_n}{T} \cdot d_{rq};$$

- $C_d = \frac{t_n}{T} \cdot C_s + \frac{T - t_n}{T} \cdot C_q$  e

$$n_{rf} = n_0 + (Q - C_s)t_n \geq 0$$

tendo  $\bar{n}_{rq}$  ( $\bar{d}_{rq}$ ) com  $q = Q$ ,  $\bar{n}_{rs}$  ( $\bar{d}_{rs}$ )

com  $q = C_s$  e  $\bar{n}_s$  ( $\bar{d}_s$ ) com  $n_0 = 0$

(exemplo:  $T=15\text{min}$ , tempo disponível de 30 segundos por minuto, com tempo

morto de 3 seg, e  $S = 1800 \text{ v/h}$  para

$$Q = 500 \text{ ou } 1000 \text{ v/h} \text{ mas } n_0 = 60 \text{ v};$$

$$\phi = \frac{30 - 3}{30 + 30} = 0,45, \text{ portanto}$$

$$C_d = C_q = C_s = 0,45 \cdot 1800 = 810 \text{ v/h},$$

$$q = 500 \text{ ou } 810 \text{ v/h} = 0,14 \text{ ou } 0,225 \text{ v/s} \text{ e}$$

$$q/S = 0,28 \text{ ou } 0,45; \text{ tem-se então}$$

$$\bar{n}_{rq} = \frac{0,14 \cdot 33}{2} \cdot \frac{1 - 0,45}{1 - 0,28} = 1,7 \text{ v e}$$

$$\bar{n}_{rs} = \frac{0,225 \cdot 33}{2} = 3,7 \text{ v};$$

Para  $Q = 500 \text{ v/h} < C = 810 \text{ v/h}$ ,

$$t_s = \frac{60}{810 - 500} = 0,1935 \text{ h} = 11,5 \text{ min},$$

portanto  $t_n = t_s = 11,5 \text{ min}$ ,

$$t_u = T - t_s = 3,5 \text{ min},$$

$$\bar{n}_r = \frac{11,5}{15} \cdot 3,7 + \frac{3,5}{15} \cdot 1,7 = 3,2 \text{ v},$$

$$\bar{\delta}_{n0} = \frac{60}{2} \cdot \frac{11,5}{15} = 23 \text{ v e } n_{rf} = 0 \text{ v},$$

Para  $Q = 1000 \text{ v/h} > C = 810 \text{ v/h}$ ,

$$t_n = T = 15 \text{ min}, \bar{n}_r = 3,7 \text{ v},$$

$$\bar{\delta}_{n0} = 60 \text{ v e } n_{rf} = 60 + 47,5 = 107,5 \text{ v}$$

(similar para atraso em fila).

Se há fila pré-existente com sobre-demanda ( $Q > C_s$ ), a operação será saturada durante todo o período  $T$  com  $q = C_s$  e a existência da fila inicial  $n_0$  majora todas as estimativas de fila de forma que  $\bar{\delta}_{n0} = n_0$  e, de forma correspondente, todas as estimativas de atraso seriam majoradas de  $\bar{\delta}_{d0} = n_0/C_s$ . A fila regular e o atraso em fila regular são estimados por  $\bar{n}_r = n_{rs} = \frac{C_s \cdot t_b}{2}$  e  $\bar{d}_r = d_{rs} = \frac{t_b}{2}$ , na situação saturada, obtidas com fórmula usual  $q = C_s = \phi_d \cdot S$  e  $\phi_d = \phi_s$  (a mesma situação ocorre também, com fila pré-existente, para  $Q = C_s$ ).

Se há fila pré-existente sem sobre-demanda ( $Q < C_s$ ), a situação é distinta. A existência da fila  $n_0$  faz com que a operação seja inicialmente saturada (o que não ocorreria na sua ausência). Se o tempo necessário para dissipar a fila inicial for maior que a duração do período de análise  $T$ , a operação saturada ocorrerá durante todo o período  $t_n = T$  com  $\bar{n}_{r0} = n_{rs}$  para operação saturada e as estimativas de fila majoradas em média de  $\bar{\delta}_{n0} = \frac{n_0 + n_{Tf}}{2}$  (de forma correspondente, as estimativas de atraso regular também teriam operação saturada  $\bar{d}_r = d_{rs}$  e seriam majoradas de  $\bar{\delta}_{d0} = \frac{n_0 + n_{Tf}}{2 \cdot C_s}$ ).

Caso contrário (se o tempo necessário para dissipar a fila inicial for menor que a duração do período de análise  $T$ ), a operação saturada ocorrerá somente durante parte do período  $t_n = t_s < T$  (sendo normal durante todo o período remanescente  $t_u = T - t_s$ , como se não tivesse havido a fila inicial  $n_0$ ). Ponderando ambos os períodos, a

estimativa de fila regular seria  $\bar{n}_r = \frac{t_n}{T} \cdot n_{rs} + \frac{T - t_n}{T} \cdot n_{rq}$  (o atraso

regular seria  $\bar{d}_r = \frac{t_n}{T} \cdot d_{rs} + \frac{T - t_n}{T} \cdot d_{rq}$ ) e o efeito adicional na fila

média decorrente da existência da fila inicial seria  $\bar{\delta}_{n0} = \frac{n_0}{2} \cdot \frac{t_n}{T}$  (no

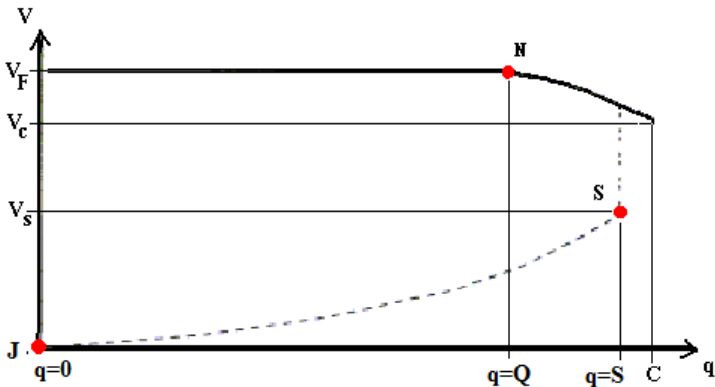
atraso médio seria  $\bar{\delta}_{d0} = \frac{n_0}{2 \cdot C_s} \cdot \frac{t_n}{T}$ ), por ser limitado apenas ao período

$t_n = t_s$ . Ignorando as correções devidas à dimensão horizontal das filas, sem sobre-demanda ( $Q < C_d$ ), o tempo necessário para dissipar a

fila inicial é estimado por  $t_s = \frac{n_0}{C_s - Q}$ .

As fórmulas apresentadas são mais simples mas correspondem às propostas no Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*) de 2010 (que adota expressões mais complexas e enigmáticas, aliás nunca apresentadas e discutidas nos meios científicos tradicionais) e o procedimento é questionável. A fila final é avaliada com a expressão determinística  $n_{rf} = n_0 + (Q - C_s)t_n \geq 0$ , ignorando o efeito da aleatoriedade. Se há sobre-demanda ou o tempo necessário para dissipar a fila inicial for maior que a duração do período de análise, a fila seria reduzida para  $n_{rf}$  (caso contrário, a fila seria totalmente dissipada antes do final do período  $T$ ). A análise deve adicionar a sobre-fila e pode então ser aplicada a períodos sucessivos (mas iterando com  $n_0 = n_{rf}$ , ignorando a sobre-fila).

Naturalmente, seria melhor usar as correções devidas à dimensão horizontal das filas (aspecto ignorado na proposta original). Em geral, estas correções exigem o conhecimento da curva de operação da via (razão pela qual são recomendadas as fórmulas simplificadas de correção). No entanto, é fácil perceber que no caso correspondente ao



fluxo descontínuo, a operação do tráfego alterna entre apenas 3 condições: a fila parada (J, durante o tempo de bloqueio, com \$q=0\$), o escoamento da fila (S, durante o tempo de dissipação da fila, com \$q=S\$) e, quando a fila pode ser dissipada, a operação normal (N, no final do tempo disponível, com \$q=Q\$). Na primeira condição (durante \$t\_b\$), \$V = 0\$ e \$K = K\_J\$ (a densidade de saturação na via). Na segunda condição (durante \$t\_s\$), \$V = V\_s\$, um valor típico entre 40 e 60km/h que corresponde à velocidade na dissipação de uma fila desimpedida, (então \$K\_s = S/V\_s\$). Na terceira condição (durante \$t\_u = t\_d - t\_s\$, se \$t\_s < t\_{ds}\$), \$V\$ é a velocidade normal de operação do tráfego fora da fila, em geral \$V \cong V\_f\$, na via (então \$K = Q/V\$). As condições de operação mudam porque a duração do período em que cada condição de operação ocorre muda.

Conhecendo estas informações adicionais, é fácil notar que a velocidade de propagação da fila gerada por uma interrupção é

$$w_o = \frac{Q}{K_J - K}, \text{ para trás, a velocidade de dissipação da fila é}$$

$$w_r = \frac{S}{K_J - K_s}, \text{ para trás, e a velocidade de normalização é}$$

$$w_m = \frac{S - Q}{K_s - K}, \text{ para frente. A fila no final da interrupção seria,}$$

$$\text{portanto, } n_b = w_o \cdot t_b \cdot K_J = \frac{Q \cdot t_b}{1 - K/K_J} \text{ (que seria obtida aplicando a}$$

correção usual na estimativa \$\tilde{n}\_b = Q \cdot t\_b\$, que ignora a dimensão horizontal da fila). O tempo de dissipação da fila seria, por sua vez,

$$t_s = \frac{z_b}{w_r - w_o} = \frac{n_b}{\hat{S} - \hat{Q}} < \tilde{t}_s = \frac{\tilde{n}_b}{S - Q}, \text{ com } \hat{Q} = K \cdot (V + w_o) = \frac{Q}{1 - K/K_J}$$

$$\text{e } \hat{S} = K_s \cdot (V_s + w_r) = \frac{S}{1 - K_s/K_J} \text{ sendo os fluxos observados seguindo}$$

a propagação e a dissipação da fila, respectivamente. A extensão

$$\text{atingida pela fila seria } z_m = w_o \cdot (t_b + t_s) = w_r \cdot t_s = \frac{z_b}{1 - w_o/w_r} \text{ e o}$$

$$\text{tempo de normalização da operação seria } t_m = \frac{z_m}{w_m} \text{ (com } q = S, \text{ antes}$$

de voltar ao fluxo normal com \$q = Q\$, observado o tráfego na linha de retenção). O tempo estimado para dissipação da fila é menor mas avalia-se que o escoamento com fluxo máximo na linha de retenção ocorre, com mais precisão, em \$(t\_s + t\_m)\$. De forma correspondente, a condição \$Q \le C\$ corresponde a \$(t\_s + t\_m) \le t\_d\$ (ao invés de \$\tilde{t}\_s \le t\_d\$, como avaliado ignorando a extensão física da fila).

A análise simplificada é, portanto, apenas uma conveniência que dispensa o conhecimento das informações adicionais sobre o tráfego (entretanto, no caso da aplicação ao método proposto para ajuste pelo efeito de filas pré-existentes, a perda de precisão não é conhecida).

Neste caso de utilizar a análise simplificada, existe um outro efeito interessante que pode ser avaliado: a distinção entre o tamanho máximo da fila e a extensão máxima afetada pela fila (que correspondem a instantes distintos). A distinção permite aplicar todos os termos de correção usual decorrente do efeito da dimensão física das filas e, eventualmente, adicionar uma correção decorrente do movimento do final da fila (ou do bloqueio correspondente).

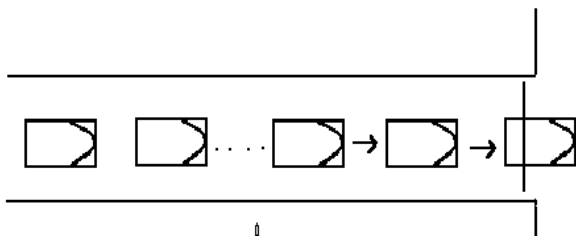
Para entender esta distinção é conveniente discutir as formas como as filas dissipam-se no sistema viário. Em geral, a dissipação das filas após um período de sobre-demanda pode seguir dois padrões distintos:

- a sobre-demanda pode deixar de ocorrer em função da redução da demanda abaixo da capacidade da via (como normalmente ocorre no final dos períodos de pico);
- a sobre-demanda pode deixar de ocorrer por aumento (ou recuperação) da capacidade (como na eliminação de um bloqueio gerado por incidente ou interrupção regular).

No primeiro caso, a redução das filas ocorre de forma normal (a extensão ocupada pelas filas reduz-se progressivamente em função do fato de ter-se um número de chegadas no final da fila menor que o fluxo escoado ao longo da fila e no gargalo de capacidade).

No segundo caso, entretanto, a dissipação das filas ocorre no seu início ao mesmo tempo em que a sua dissipação prossegue no final da fila. A redução efetivamente ocorre se a dissipação for mais rápida que a propagação mas a extensão atingida pela fila continuará aumentando durante a dissipação, até que a fila seja eliminada.

Mesmo nos casos em que a fila é dissipada durante o tempo disponível entre interrupções, não raramente a extensão atingida pela fila pode ser duas vezes maior que a extensão máxima da fila (isto é, a extensão no final da dissipação pode ser duas vezes a sua extensão no instante em que a inicia-se a dissipação da fila). Esta pode ser uma característica crítica por motivar o bloqueio da operação em trechos afetados pela fila parada, mesmo considerando que a duração do período com a extensão ocupada pela fila pode ser pequena nas extensões mais distantes. No entanto, em termos práticos, as situações de sobre-demanda (em que os tempos disponíveis são insuficientes para dissipação das filas) são mais importantes neste aspecto e a insuficiência de capacidade é uma causa mais frequente e duradoura do bloqueio gerado por filas paradas. Sempre que for necessário estimar a magnitude deste efeito de forma simplificada, isto é, sem ter de recorrer à análise da propagação das ondas de congestionamento e recuperação, pode-se também empregar um fator de correção simples.



$$V_{\text{dissipação}} = \frac{l_v}{h_s} = l_v \cdot C_s$$

$$t_{\text{dissipação}} = \frac{n_b}{C_s - Q} = \frac{n_m}{C_s}$$

A diferença entre a fila máxima  $n_b$  e a fila correspondente à extensão máxima afetada  $n_m$  é estimada pelo o número de veículos  $Q \cdot t_s$  que chega durante o

tempo de dissipação da fila  $t_s = \frac{n_b}{C_s - Q} = \frac{n_m}{C_s}$  (ignorando a

dimensão física da fila). Portanto, escrevendo  $n_m = n_b + Q \cdot t_s$ , tem-se, então:

$$n_m = \frac{n_b}{1 - Q/C_s} \quad (3.16).$$

Deve-se observar que esta expressão seria melhor formulada em termos de distância afetada pelas filas ( $z_b$  e  $z_m$ ) do que em fila de veículos. A rigor, uma fila com  $n_m$  veículos nunca existe (dado que a fila foi sendo dissipada na medida em que se propagou até atingir a posição correspondente a  $n_m$ ). A fila atinge a posição  $n_m$  exatamente no instante em que a fila deixa de existir (isto é, o bloqueio dessa posição da via pela fila parada tem duração nula). A correção é similar mas não é redutível à análise obtida da dinâmica das filas.

Entretanto, antes de ponderar a duração do bloqueio com esta forma simplificada de representação, seria necessário incorporar outros fatores (como o efeito da aleatoriedade e da dimensão física das filas). A discussão feita aqui tem, portanto, motivação essencialmente conceitual e um cálculo preciso teria de examinar a dinâmica da formação e dissipação das filas físicas de forma mais detalhada.

### EXERCÍCIO PROPOSTO: Fila e Atraso Médios com Sobre-demanda

Análise o impacto de um pico de demanda de 2315v/h durante a remoção de um acidente (duração de 15 minutos), em uma via de duas faixas para dois casos: obstrução de uma faixa pelo veículo acidentado e intervenção de um agente de trânsito com bloqueio de ambas as faixas por 1 a cada 2 minutos (para o trabalho de remoção). Considere velocidade de fluxo livre=70km/h, fluxo de saturação (com filas) normal=1350v/h.fx, durante remoção=1300v/h.fx.

Admitindo que a via opere com fluxo de dissipação de filas normal após a liberação do acidente, pede-se determinar:

- as filas e atrasos médios gerados pelo congestionamento do acidente com ou sem intervenção do agente;
- o tempo para normalização do tráfego com  $C_s=2700$ v/h (em ambas as faixas) após a remoção do acidente.

### SOLUÇÃO DO EXERCÍCIO: Fila e Atraso Médios com Sobre-demanda

Pelos dados fornecidos, a capacidade normal na via com 2 faixas é adequada mas durante a remoção do acidente será insuficiente para escoar a demanda de 2315 v/h (gerando filas e impondo o fluxo de 1300v/h). As filas iniciais serão desprezadas e somente serão consideradas as filas acumuladas e dissipadas durante o período de pico analisado, seguindo o esquema usual, com estimativa de fila regular e sobre-fila. Para o caso da obstrução de uma faixa pelo acidente, o fluxo permanece contínuo (utilizando a outra faixa) e não há fila/atraso regular, ao contrário do que ocorre no caso da intervenção. A estimativa de sobre-fila e sobre-atraso serve para os dois casos ( $C=1300$ v/h em ambos).

Para estimativa da fila regular, apenas para o caso da intervenção, admitindo perfil de chegadas uniformes, tem-se que o tempo disponível e o tempo bloqueado são de 60 seg (50% do tempo de ciclo de 120 segundos). O fluxo de tráfego é 1300 v/h (a capacidade, dado que a sobre-demanda é considerada apenas na sobre-fila). Portanto, tem-se

$$\bar{n}_r = \frac{\Phi_b}{2} \cdot \left( \frac{q \cdot t_{bef}}{1 - q/S} \right) = \frac{0,5}{2} \cdot \left( \frac{1300/3600 \cdot 60}{1 - 1300/2600} \right) = 10,8v \quad \text{e} \quad \bar{d}_r = \frac{\Phi_b}{2} \cdot \left( \frac{t_{bef}}{1 - q/S} \right) = \frac{0,5}{2} \cdot \left( \frac{60}{1 - 1300/2600} \right) = 30\text{seg}$$

(com o ciclo saturado, o atraso médio é metade do tempo bloqueado). A fila regular varia de 0, no final do tempo disponível efetivo (sem sobre-demanda), até  $n_b = q \cdot t_{bef} = 1300/3600 \cdot 60 = 21,7v$ . A estimativa teórica da extensão

$$\text{máxima afetada pela fila seria } n_m = \frac{n_b}{1 - q/S} = \frac{21,7}{1 - 1300/2600} = 43,3v \quad (\text{ou uma extensão de } 173\text{m, com } 8 \text{ m por}$$

veículos em 2 faixas). Como existe sobre-demanda, estes valores são uma parte pequena da fila total.

Para estimativa da sobre-fila (ambos os casos), o grau de solicitação da capacidade é  $X = \frac{2315}{1300} = 1,78$  e tem-se

$$A \cong (X - 1) = (1,78 - 1) = 0,78, \quad B \cong \frac{8 \cdot \kappa \cdot X}{C \cdot T_p} = \frac{8 \cdot 1,0 \cdot 1,78}{1300 \cdot 15/60} = 0,0438,$$

$$\bar{n}_s = \frac{1300 \cdot 15/60}{4} \cdot \left( 0,78 + \sqrt{0,78^2 + 0,0438} \right) = 128,9v \quad \text{e} \quad \bar{d}_s = \frac{15 \cdot 60}{4} \cdot \left( 0,78 + \sqrt{0,78^2 + 0,0438} \right) = 357,2\text{seg}.$$

Esta é uma estimativa da sobre-fila teórica média no período de pico. Com a hipótese de que a fila inicial é nula, a sobre-fila final seria da ordem de 257,8 v (cerca de 1 km, com 8 m por veículo em 2 faixas).

Note que os dados deste segundo exercício são totalmente análogos ao do exercício anterior que trata da formação e dissipação das filas através da análise das ondas de congestionamento e recuperação. Apesar de significativa, a nova

estimativa da extensão das filas é da ordem da metade dos valores calculados anteriormente. Além disso, neste caso existe a fila regular, ausente da estimativa anterior (que tinha um gargalo que operava em fluxo contínuo).

Os termos de correção da estimativa de filas melhoram as estimativas. Como apresentado aqui, os resultados anteriores forneceriam uma estimativa da fila média de  $\tilde{n} = 128,9v$  com a obstrução da faixa e

$\tilde{n} = 10,8 + 128,9 = 139,7v$  com a intervenção. A fila final estimada seria de  $\tilde{n}_{TF} = 257,8v$  com a obstrução da faixa e  $\tilde{n}_{TF} = 21,7 + 257,8 = 279,5v$  com a intervenção. Admitindo  $\ell_v = 8m$  e  $V = 50 \text{ km/h}$ , o termo de correção usual para

a estimativa da fila física é  $n = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{Q}{N_f} \cdot \frac{\ell_v}{V}} = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{2315}{2} \cdot \frac{0,008}{50}} = 1,2273 \cdot \tilde{n}$ . Para a obstrução da faixa, a estimativa da

fila média passaria para 158,8v e a da fila final para 316,6 (as extensões correspondentes para 0,635km e 1,27km).

Para a intervenção, a estimativa da fila média passaria para 171,4v e a da fila final para 343,0v (as extensões

correspondentes para 0,685km e 1,37km). O atraso médio é  $\bar{d}_n = \left( \frac{1}{q_n} - \frac{\ell_v}{N_f \cdot V} \right) \cdot \bar{n} = \left( \frac{3600}{1300} - \frac{8}{2 \cdot 50 / 3,6} \right) \cdot \bar{n} = 2,48 \cdot \bar{n}$ ,

isto é 394seg com obstrução da faixa 425seg com intervenção do agente. Por fim, a estimativa da extensão máxima

atingida pela fila  $n_m$  (ou  $z_m$ ) seria  $n_m = \frac{n_b}{1 - Q/S} = \frac{n_b}{1 - 2315/2600} = 9,1228 \cdot n_b$ , tanto para a obstrução de faixa quanto

para a s intervenção do agente de trânsito (incorporando veículos que chegam na dissipação da fila em cada caso).

É instrutivo analisar as razões para a correção insuficiente. No exercício anterior, que corresponde à obstrução da faixa, os valores obtidos foram uma extensão máxima de 4,7km ao final dos 15 minutos, com 408v. No exercício anterior, estimou-se que a densidade de veículos em fila era de 86,7v/km (2 faixas com 15km/h na fila), o que corresponde a 43,35v/km/fx, ou seja, um espaçamento médio entre veículos na fila de 23m (que é diferente do valor adotado de 8 m). A velocidade no fluxo de chegada foi avaliada em 70 km/h (o valor adotado foi 50 km/h). Com os

valores obtidos no exercício anterior, o termo de correção seria  $n = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{Q}{N_f} \cdot \frac{e_{fs}}{V}} = \frac{\tilde{n}}{1 - \frac{2315}{2} \cdot \frac{0,023}{70}} = 1,6137 \cdot \tilde{n}$ . A fila

final com obstrução passaria a 416v, com a extensão da fila final de 4,7km (consistente com o calculado). Note que o

termo de correção pode então ser escrito como  $n = \frac{\tilde{n}}{1 - K/K_s}$  para  $q_n = S$  (e que a correção usual corresponde a

$n = \frac{\tilde{n}}{1 - K/K_j}$  para  $q_n = 0$ , que corresponde à fila parada e é exata apenas quando esta é a situação).

Para o tempo de dissipação da fila final estimada de 408 veículos, uma estimativa descuidada seria

$t_s = \frac{n_b}{S - Q} = \frac{408}{2700 - 2315} = 1,05h$  ou, com a sobre-fila (final) sem a correção física (estimada em 258 veículos),

$\tilde{t}_s = \frac{\tilde{n}_b}{S - Q} = \frac{258}{2700 - 2315} = 0,65h$ , bastante maiores que 5,2min (o valor estimado no exercício anterior). No

entanto, no exercício anterior, estimou-se uma velocidade de propagação da onda de congestionamento de 18,9km/h e, vista no final da fila em movimento, a densidade do fluxo de chegada de 33v/k (com 70km/h) corresponde a um fluxo aparente de  $\hat{Q} = 33 \cdot (70 + 18,9) = 86,7 \cdot (15 + 18,9) = 2934 \text{ v/h}$ . Ainda no exercício anterior, a densidade e

velocidade no escoamento da fila foram estimadas em 67,5 v/km e 40 km/h e a velocidade da onda de recuperação calculada como 72,9 km/h e, como visto da fila em movimento,  $\hat{S} = 67,5 \cdot (40 + 72,9) = 86,7 \cdot (15 + 72,9) = 7621 \text{ v/h}$ .

Com os valores relativos ao início e final da fila, o tempo de dissipação da fila seria então estimado por

$t_s = \frac{n_b}{\hat{S} - \hat{Q}} = \frac{408}{7621 - 2932} = 0,087h = 5,2 \text{ min}$  (como estimado no exercício anterior). Portanto, pode-se ter

resultados bastante similares apenas se for possível ter critérios consistentes (melhor com fila compacta). Note, entretanto, que o exercício anterior mostrou que há um tempo adicional de normalização (estimado em 0,5625h ou 33,75min) e que a estimativa do modelo de fila vertical  $\tilde{t}_s = 0,65h$  obtém um valor próximo ao tempo total de normalização (estimado, com base no exercício anterior, como  $0,087 + 0,5625 = 0,6495h$ ). Esta diferença entre os tempos de dissipação mostra a diferença entre o fenômeno visto no final da fila e na seção do gargalo de capacidade. A correção para a extensão máxima atingida pela fila  $n_m$  (ou  $z_m$ ) tem um efeito da mesma natureza. A estimativa



correspondente  $n_m = \frac{n_b}{1 - \hat{Q}/\hat{S}} = 1,625.n_b$  não provê a correção requerida porque a estimativa usa um conceito distinto

(a correção da estimativa de  $t_s$ , obtida da condição  $\hat{n} = 0$ , tem o efeito de  $\hat{S}, \hat{Q}$  pois efetivamente a fila foi dissipada nesse instante, mas a estimativa de  $n_m$  usa  $\tilde{t}_s$  e levaria a correções dependentes de condições detalhadas de tráfego).

A análise após a remoção do acidente tem de considerar as filas pré-existentes ( $n_0 = 408v, \tilde{n}_0 = 258v$ ) com  $Q=2315v/h$  e  $C_s=2700v/h$  e tem obter filas médias similares no período de dissipação (a fila final é nula, como antes do acidente). No procedimento do HCM, este efeito é considerado incorporando a fila inicial na estimativa de fila regular com  $\bar{n}_{r0} = \bar{n}_r + \delta_{r0}$  utilizando  $\tilde{n}_0 = 258v$  ( $\delta_{r0} = (\tilde{n}_{r0} + \tilde{n}_{rf})/2 = 129v$  em  $\tilde{t}_s$ ) e adicionando a sobre-fila  $\bar{n}_s$  com  $X = Q/C_s = 2315/2700 = 0,86$  ( $\bar{n}_s = 5,9v$  em  $\tilde{t}_s = 0,65h$ ). A estimativa ignora o movimento da fila.

Note que a fila média é 204v durante a formação ( $T = 15$  min com  $q_n = 1300v/h$  na seção do acidente) e durante a dissipação ( $t_s = 5,2$  min com  $q_n = 2700v/h$  mas  $\hat{q}_n = 7621v/h$ ). Os tempos médios em fila são distintos:

$t_n = \frac{3600}{1300} \cdot 204 = 564,9s$  e  $t_n = \frac{3600}{7621} \cdot 204 = 96,4s$ . A distância média percorrida na fila  $\hat{z}_t$  é, pelo mesmo motivo,

menor que a extensão da fila na chegada  $z_t$ , tendo-se  $\hat{z}_t = z_t \cdot \frac{q_n}{\hat{q}_n}$  e  $d_{nt} = \frac{n_t}{\hat{q}_n} - \frac{\hat{z}_t}{V}$  (ou outra expressão

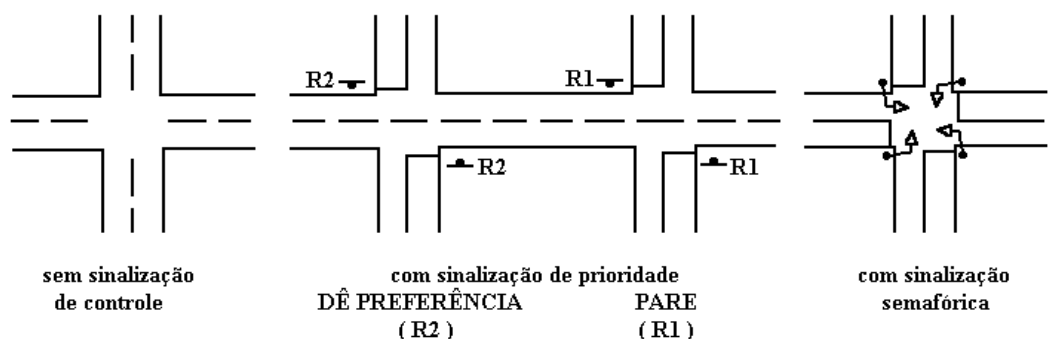
correspondente). As diferenças decorrem, novamente, da velocidade de dissipação do início da fila.

As estimativas usuais e correções do atraso médio em fila consideram somente o efeito decorrente da extensão da fila em um período, com posição inicial da fila estática (usual em fluxo descontínuo, insuficiente nos demais casos).

### 3.6. CONTROLE DE TRÁFEGO EM INTERSEÇÕES

As interrupções de tráfego normalmente ocorrem onde existem conflitos entre correntes de tráfego que tornam seu movimento simultâneo difícil ou inseguro e, em geral, esta situação nas interseções em nível (ou nos enlaces correspondentes às entradas e saídas das interconexões em desnível).

Nas interseções em nível, o padrão interação entre as correntes de tráfego conflitantes decorre das normas gerais de circulação ou da sinalização de trânsito, que usualmente estabelecem regras de preferência no uso da via, e determinam quais correntes de tráfego operam em fluxo descontínuo ou não (isto é, tem fluxo contínuo, mesmo se sujeitas a interferências menores de outros fluxos).



Na ausência de sinalização de trânsito específica para um dado local, valem as regras gerais de preferência na circulação de trânsito. Por exemplo, tanto o Código Nacional de Trânsito de 1966 quanto o Código Brasileiro de Trânsito de 1997 estabelecem que, se não houver sinalização específica, a preferência no cruzamento entre veículos é

dado ao veículo que vêm da direita (no Código Brasileiro de Trânsito de 1997, esta regra é alterada para o caso do acesso às rotatórias e rodovias, onde é mantida a preferência para o fluxo circulante das rotatórias e para o fluxo das rodovias). Entre outras regras gerais, em geral define-se também que quem muda de via deve dar prioridade ao fluxo oposto da sua via e, se não houver sinalização específica, ao fluxo da via onde vai entrar, assim como quem muda de faixa deve dar prioridade ao fluxo da faixa em que vai entrar.

Regras gerais como estas, que são adotadas com variações em diversos países, normalmente fazem com que todas as correntes de tráfego tenham condição de operação com fluxo descontínuo (porque existe alguma outra corrente de tráfego preferencial em relação a qualquer uma delas), o que é inadequado quando os fluxos crescem. A regra adotada no Brasil é de prioridade ao fluxo do lado interno da via (*nearside priority*), que é o lado direito porque a circulação ocorre pelo lado direito da via. Nos países do Reino Unido, por exemplo, é adotada a regra de prioridade para o fluxo do lado externo da via (*offside priority*), que coincidentemente também é o lado direito porque a circulação ocorre pela lado esquerdo da via.

Em qualquer tipo de interseção (comuns, rotatórias, com rodovias, ...), o padrão de interação pode ser alterado pela sinalização de trânsito específica (que tem prevalência sobre as regras gerais de circulação).

A forma mais imediata de alteração das regras de circulação é a utilização da sinalização de regulamentação da preferência no uso da via, que corresponde a selecionar alguma via (ou aproximação compatíveis de vias interceptantes) como prioritária. Neste caso, as correntes de tráfego das demais vias recebem a indicação de um sinal de PARE (a placa de regulamentação R1) ou DÊ PREFERÊNCIA (a placa de regulamentação R2) e passam a ser sinalizadas como secundárias em relação a todos os demais fluxos da via preferencial (independentemente da direção de aproximação pela direita ou esquerda). Nesta condição, os fluxos das vias secundárias operam em condições de fluxo descontínuo na interseção considerada.

Deve-se notar que as regras gerais de circulação ainda vigoram entre fluxos de mesma prioridade (dois fluxos das vias preferenciais ou das vias secundárias). Por exemplo, o Código Nacional de Trânsito de 1966 estabelecem que os veículos que mudam de via devem ceder preferência, o que torna as conversões à esquerda secundárias em relação aos fluxos diretos das vias de igual prioridade (neste caso, os códigos de 1966 e de 1997 são omissos a respeito da preferência entre as conversões à direita e à esquerda opostas). Portanto, podem existir manobras secundárias nas vias preferenciais, como é o caso usual das conversões à esquerda em vias com duplo sentido de circulação.

A forma seguinte de alteração das regras de circulação é a utilização da sinalização semafórica, para alternar ciclicamente o direito de preferência no uso da via ao longo do tempo através da sinalização dos focos luminosos dos semáforos. Em cada período da operação em um ciclo semafórico, os movimentos que recebem a indicação verde estão autorizados e os demais movimentos estão bloqueados (não autorizados). Todos os movimentos permitidos em um local (isto é, não proibidos pela sinalização de circulação) serão autorizados em um ou mais períodos do ciclo semafórico e, normalmente, serão bloqueados em outros períodos. Portanto, em geral, todas as correntes de tráfego terão condição de operação em fluxo descontínuo (o que representa um importante prejuízo para as correntes de tráfego que seriam preferenciais na interseção).

Ausência de sinalização de prioridade: em geral todas as correntes de tráfego operam com fluxo descontínuo (deve ceder preferência a alguma outra corrente prioritária em relação a ela). Inadequado quando os fluxos crescem.

Sinalização de prioridade (R1-PARE ou R2-DÊ PREFERÊNCIA): fluxos da via secundária são descontínuos (deve ceder preferência aos fluxos da via principal); pode haver manobras secundárias na via principal (deve ceder prioridade ao fluxo opostonavia). Os movimentos mais importantes da via principal podem ter fluxo contínuo.

Sinalização semafórica: em geral todas as correntes de tráfego operam em fluxo descontínuo (são interrompidas pelo próprio semáforo). Alguns movimentos podem ainda ser secundários em relação a outros fluxos (deve ceder preferência a outras correntes de tráfego autorizadas simultaneamente pelo semáforo, que tem prioridade pela regra geral de preferência na circulação).

Novamente, as regras gerais de circulação ainda vigoram no estabelecimento de preferência entre movimentos autorizados simultaneamente mas conflitantes entre si. No caso de conflito em semáforos, os movimentos com prioridade são chamados de movimentos protegidos e os secundários são chamados de movimentos permitidos. Por exemplo, muitas vezes as conversões à esquerda são autorizadas mas devem ceder preferência aos movimentos diretos simultâneos do sentido oposto em vias com duplo sentido de circulação. Planos semaforicos com conversões à esquerda permitidas podem ter de ser substituídos por alternativas com conversões à esquerda protegidas se as condições de fluidez ou segurança exigirem.

É interessante observar que, em diversos países, existe a possibilidade de utilizar os semáforos para estabelecer também a sinalização usual de preferência. Por exemplo, o Manual sobre Padronização de Dispositivos de Controle de Tráfego dos EUA (*MUTCD-Manual On Uniform Traffic Control Devices*), de 2000, estabelece que o vermelho piscante equivale a um sinal de PARE e o amarelo piscante equivale a um sinal de DÊ PREFERÊNCIA, quando exibidos por um semáforo. Este é um recurso não existente no Brasil, especialmente conveniente para regulamentar a operação nos períodos de menor demanda (noite, madrugada, ...), quando a segurança de trânsito não for prejudicada.

A discussão precedente ilustra como é importante que o Engenheiro de Tráfego tenha um conhecimento preciso sobre a legislação de trânsito e sua regulamentação (o que inclui manter-se atualizado acerca de alterações que venham a vigorar nas vias sob jurisdição do órgão para o qual ele presta serviço). Deve-se observar que sempre podem ser propostas inovações em matéria de trânsito mas que a sua implantação em vias abertas à circulação pública, mesmo experimental, depende de autorização especial dos órgãos superiores (no caso do Código de Trânsito de 1997, o CONTRAN-Conselho Nacional de Trânsito, subordinado ao Ministério da Justiça), além de exigir cuidado e responsabilidade especiais.

Neste ponto, a discussão genérica feita anteriormente pode ser particularizada para os dois principais contextos onde as interrupções de tráfego estão presentes: as interseções com sinalização semaforica e as interseções com sinalização de prioridade. Isto será feito a seguir, após discutir a influência das chegadas em pelotão.

### 3.6.1. Operação de Correntes de Tráfego com Chegadas em Pelotão

As opções básicas de análise são o modelo Qg/Qr, que distingue os fluxos de tráfego que chegam no verde e no vermelho com semáforos, e o modelo Qp/Qn, que distingue os fluxos de tráfego no pelotão e fora do pelotão, sendo mais compreensivo e geral mas também mais complexo (tem de prever a duração do período com pelotão  $T_{pl}$  e o instante da sua chegada  $t_{pl}$  no ciclo). O Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*), por exemplo, adota o modelo Qg/Qr na análise de interseções com semáforos e o modelo Qp/Qn para a análise de interseções sem semáforos (visto que, neste caso, o instante de chegada do pelotão é irrelevante).

Em ambos os casos, o efeito principal da existência dos pelotões é relacionado com o atraso decorrente das interrupções. O efeito sobre a capacidade de tráfego é específica. Nas interseções sem semáforo, a existência de pelotões no fluxo oposto altera as condições de operação de forma relevante e tem um efeito bastante importante e será tratado

adiante, após examinar a sua operação sem pelotões. Nas interseções com semáforo, o efeito é normalmente menor e será discutida adiante, na análise da interação entre semáforos adjacentes, em especial.

A análise do modelo Qg/Qr é mais simples e permite ilustrar o impacto dos pelotões na operação em fluxo descontínuo. Neste caso, a duração dos períodos de análise (verde efetivo e vermelho efetivo) decorrem diretamente da operação dos semáforos. A contribuição dos pelotões para a demanda de tráfego é tradicionalmente caracterizada pela razão

de pelotão (*platoon ratio*) no verde, dada por  $R_p = \frac{Q_g \cdot g_{ef}}{Q \cdot t_c}$ , que

corresponde à fração dos veículos que chegam no verde com pelotão (definida como a proporção da demanda que chega no período de verde efetivo, ou seja, tem-se  $P_g = R_p$  e, complementarmente,

$P_r = 1 - R_p$ ). O fluxo médio de tráfego é  $\bar{Q} = Q_g \cdot \frac{g_{ef}}{t_c} + Q_r \cdot \frac{r_{ef}}{t_c}$ ,

combinando o fluxo de tráfego no verde efetivo e no vermelho efetivo.

Os fluxos em cada período (verde e vermelho) podem também ser

obtidos da taxa de pelotão e da taxa de verde efetivo  $u = \frac{g_{ef}}{t_c}$  do ciclo,

pois a razão de fluxo no verde é  $R_{Qg} = \frac{Q_g}{Q} = \frac{R_p}{u}$  e o fluxo no verde é

$Q_g = \frac{R_p}{u} \cdot \bar{Q}$  (de forma similar, a razão de fluxo no vermelho é

$R_{Qr} = \frac{Q_r}{Q} = \frac{1 - R_p}{1 - u}$  e o respectivo fluxo é  $Q_r = \frac{1 - R_p}{1 - u} \cdot \bar{Q}$ ). Portanto,

um único parâmetro adicional permite descrever o efeito do pelotão.

Da forma anteriormente adotada, o atraso em fila é separado em atraso regular (devido às interrupções) e sobre-atraso (devido à aleatoriedade e sobre-demanda), onde apenas o atraso regular é sensível ao perfil de chegadas dos veículos ao longo do ciclo (o sobre-atraso depende somente do nível de sobre-demanda, dado pela razão entre demanda e capacidade, e do fator de aleatoriedade, dado pela soma das razões entre a variância e média dos intervalos entre chegadas e passagens).

Com o modelo de chegadas uniformes, implícito na forma anteriormente apresentada para o atraso regular, tem-se

$\bar{d}_{ru} = \frac{(1 - u)^2}{1 - y_q} \cdot \frac{t_c}{2}$  em um semáforo, onde  $y_q = \frac{q}{S}$  (compatível com a

inclusão do efeito de sobre-demanda apenas no sobre-atraso).

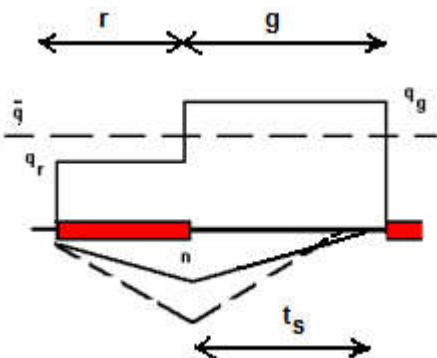
Revisando a dedução do atraso regular com o modelo Qg/Qr, tem-se agora uma fila inicial acumulada no período de vermelho efetivo igual

a  $n_{\max} = Q_r \cdot r_{ef} = \frac{1 - R_p}{1 - u} \cdot \bar{Q} \cdot r_{ef}$ , que é dissipada no período de verde

efetivo em um tempo igual a

$t_s = \frac{Q_r \cdot r_{ef}}{S - Q_g} = \frac{1 - R_p}{1 - u} \cdot \frac{\bar{Q} \cdot r_{ef}}{S - Q} \cdot \frac{S - Q}{S - Q \cdot R_p / u}$ , se a duração do período de

verde efetivo for suficiente. Admitindo uma fila inicial nula (de forma compatível com o conceito de atraso regular), o gráfico de acumulação de filas tem duas sub-áreas: a fila acumulada no vermelho efetivo (que vai de zero a  $Q_r \cdot r_{ef}$ ) e a fila acumulada no tempo de dissipação (que



vai de  $Q_r \cdot r_{ef}$  a zero). A fila acumulada total (que é igual ao atraso acumulado total) é  $D_c = \frac{n_{m\acute{a}x}}{2} \cdot (r_{ef} + t_s)$  por ciclo e o atraso médio por veículo no ciclo (obtido dividindo por  $N_c = \bar{Q} \cdot t_c$ ) é

$$\bar{d}_{tp} = \frac{D_c}{N_c} = \frac{Q_r \cdot r_{ef}}{2 \cdot \bar{Q} \cdot t_c} \left( r_{ef} + \frac{Q_r \cdot r_{ef}}{S - Q_g} \right), \text{ que pode ser expresso como}$$

$d_{tp} = PF \cdot d_{tu}$ , onde o fator de qualidade de progressão é

tradicionalmente expresso por  $PF = f_p \cdot \frac{1 - R_p}{1 - u}$ , sendo que

$$f_p = f_{pr} \cdot \frac{1 - y}{1 - y \cdot R_p / u} \cdot \left( 1 - \left( \frac{R_p}{u} - \frac{1 - R_p}{1 - u} \right) \cdot y \right)$$

é o coeficiente de ajuste do

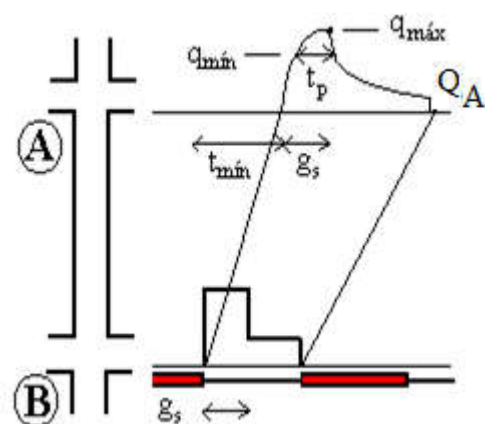
fator de progressão e  $f_{pr}$  é um fator empírico de ajuste residual (decorrente de aspectos não incorporados no modelo  $Qg/Qr$ ). Em geral, os estudos de campo determinam diretamente o coeficiente de ajuste do fator de progressão (incluindo o fator empírico residual).

Portanto, a aplicação do modelo  $Qg/Qr$  é extremamente simples, quando conhecido a razão de pelotão no verde  $R_p$  e o coeficiente de ajuste do fator de progressão  $f_p$ . Em geral, ambos são tabelados em função de medidas qualitativas de qualidade de progressão.

A análise do modelo  $Qp/Qn$ , assim como sua aplicação, é mais complexa. Neste caso, o modelo busca individualizar o pelotão de tráfego que chega ao semáforo por uma aproximação (normalmente gerado pela contribuição dos semáforos adjacentes), incluindo sua duração  $T_{pl}$  e o instante da sua chegada  $t_{pl}$  no ciclo semaforico, com base em uma representação simplificada dos modelos de dispersão de tráfego, anteriormente discutidos.

A duração inicial do pelotão é o tempo de dissipação de filas do semáforo anterior  $g_s$ , obtido em campo ou com alguma das fórmulas discutidas. Em princípio, considera-se apenas o pelotão gerado pela principal contribuição do semáforo anterior (em geral, o correspondente ao estágio que serve o fluxo direto adiante) mas também pode-se utilizar uma representação com diversos pelotões (inevitavelmente mais complexa), repetindo a mesma análise apresentada a seguir para a contribuição de cada estágio. Durante o período  $g_s$ , o fluxo que entra na aproximação considerada é  $q_a = S_a$  (ou  $q_B = p_t \cdot S_B$ , se a porcentagem de conversões  $p_c = 1 - p_t$  nas faixas adiante é significativa), reduzindo-se para  $q_B = Q_B$  no restante do verde. Tomando o início do verde como instante de referência, e admitindo que a demanda dos estágios anteriores  $q_B = p_{cB} \cdot Q_C$  é reduzida e pode ser desprezada, o perfil de chegadas previsto na linha de retenção da aproximação adiante pode ser obtido com uma versão contínua do modelo de dispersão de tráfego de Robertson, dado por:

$$q_A [t_{min} + t] = \begin{cases} p_t \cdot S_B \cdot (1 - (1 - F)^t), & 0 \leq t \leq g_s \\ Q_A + (q_{m\acute{a}x} - Q_A) (1 - F)^{t - g_s}, & g_s \leq t \leq t_c \end{cases}$$



onde  $F = \frac{1}{1 + \bar{t} - t_{\min}} = \frac{1}{1 + \gamma \cdot \bar{t}}$  é o fator de dispersão de tráfego,  $\bar{t} = \frac{L}{V}$

é o tempo médio de viagem na aproximação (de B a A) e  $t_{\min} = \beta \cdot \bar{t}$  é o tempo mínimo de viagem na aproximação (correspondente ao líder do pelotão). O fluxo máximo é atingido em  $t = g_s$  e vale

$q_{\max} = p_t \cdot S_B \cdot (1 - (1 - F)^{g_s})$  e passa a diminuir até atingir o fluxo normal  $q = Q_A$ . Em geral, pode-se admitir valores típicos para os parâmetros  $\gamma$  (0,3 a 0,5) e  $\beta$  (0,75 a 0,85).

O pelotão é definido por um fluxo mínimo relevante para o fenômeno em análise, podendo seu valor diferir em uma ou outra análise, mas sempre observando  $q_{\min} < q_{\max}$  (em geral, adotando-se um valor superior a 1000v/h por faixa). Por exemplo, na análise do efeito dos pelotões sobre as manobras feitas utilizando brechas do fluxo oposto, o valor mínimo é função da brecha crítica  $\alpha$  (usualmente adota-se um fluxo mínimo entre 75% e 100% do fluxo correspondente a um intervalo médio igual a  $\alpha$ , isto é, de  $q_\alpha = 1/\alpha$ ). Naturalmente, se  $q_{\max} < q_{\min}$  conclui-se que não há pelotão.

Desta forma, o pelotão ocorre entre os instantes  $t_{pi}$  e  $t_{pf}$  que correspondem ao fluxo mínimo considerado. Tem-se, portanto,

$q_{\min} = p_t \cdot S_B \cdot (1 - (1 - F)^{t_{pi}})$  e  $q_{\min} = Q_A + (q_{\max} - Q_A) \cdot (1 - F)^{t_{pf} - g_s}$ , onde

$t_{pi} = t_{\min} + t_i$  e  $t_{pf} = t_{\min} + t_f$ . O instante de chegada do pelotão é

$t_{pi} = t_{\min} + \frac{\ln \left[ 1 - \frac{q_{\min}}{p_t \cdot S_B} \right]}{\ln [1 - F]}$  e a duração do período com pelotão é

$t_{pl} = t_{pf} - t_{pi} = g_s + \frac{\ln \left[ \frac{q_{\min} - Q_A}{q_{\max} - Q_A} \right] - \ln \left[ 1 - \frac{q_{\min}}{p_t \cdot S_B} \right]}{\ln [1 - F]}$  (na fração  $p = \frac{t_{pl}}{t_c}$

do ciclo). O fluxo médio dentro do pelotão e fora do pelotão podem

ser aproximados por  $q_{pl} = \frac{q_{\min} + q_{\max}}{2}$  e  $q_{np} = \frac{\bar{Q} \cdot t_c - q_{pl} \cdot T_{pl}}{t_c - T_{pl}}$ , com

$T_{pl} = t_{pl}$ , definindo a versão mais simples do modelo Qp/Qn de forma completa (como adotado no HCM/2000; a versão mais recente recomenda avaliar simulando o modelo de Robertson original).

Note que, neste caso, dados os parâmetros do modelo de dispersão de tráfego, não é necessário ter outros dados de campo ou informações qualitativas adicionais para aplicar o modelo. Os resultados do modelo Qp/Qn podem, inclusive, serem usados para obter o parâmetro básico do modelo Qg/Qr, que é a razão de pelotão  $R_p$ , a partir da defasagem entre semáforos adjacentes.

Entretanto, a aplicação do modelo Qp/Qn normalmente produz uma análise complexa, que tem de considerar o instante de chegada do pelotão durante o ciclo semaforico.

Embora, a importância desta informação seja real (dado que considera um aspecto efetivamente relevante para a qualidade da coordenação semaforica). A análise resultante em geral exclui o modelo Qp/Qn das alternativas de aplicação simples, exceto com o uso de recursos computacionais que tratem os diversos casos gerados de forma

Considere o pelotão gerado entre dois semáforos adjacentes (ciclo comum de 100s), separados por 200m, onde o semáforo anterior tem  $S = 3000v/h$  em  $g_s = 20s$ , trafegando por uma via de 2 faixas ( $V = 60km/h$ ,  $\beta = 0,80$  e  $\gamma = 0,35$ ), e o semáforo considerado tem  $Q = 1000v/h$  em  $g = 50s$ .

Pelos dados fornecidos, os tempos médio e mínimo de viagem são

$t = \frac{200}{60/3,6} = 12s$  e  $t_{\min} = 0,8 \cdot 12 = 10s$

com o fator de dispersão de tráfego igual a  $F = \frac{1}{1 + 0,35 \cdot 12} = 0,1923$ .

Desprezando as conversões, tem-se  $q_{\max} = 3000 \cdot (1 - (1 - 0,19)^{20}) = 2958v/h$

. Admitindo  $q_{\min} = 2000v/h$ , obtém-se  $t_{pi} = 10 + \frac{\ln [1 - 2000/3000]}{\ln [1 - 0,19]} = 15s$  e

$t_{pl} = 20 + \frac{\ln \left[ \frac{1000}{2958} \right] - \ln \left[ 1 - \frac{2000}{3000} \right]}{\ln [1 - 0,19]} = 18s$

. Portanto, o pelotão chegaria em 15s e duraria 18s, com fluxo médio

$q_{pl} = \frac{2000 + 2958}{2} = 2479v/h$  (fora

$q_{np} = \frac{1000 \cdot 100 - 2479 \cdot 18}{100 - 18} = 675v/h$ ).

Adotando uma defasagem de 10s a 14s (10s para o líder do pelotão) entre o verde dos semáforos adjacentes, o pelotão chega todo no verde e tem-se

$R_p = \frac{2958 \cdot 18 + 675 \cdot 32}{1000 \cdot 100} = 0,75$  (e

$Q_g = \frac{0,75}{0,50} \cdot 1000 = 1500v/h$  pois a

taxa de verde é  $u=50\%$ ).

automática. Em decorrência, o modelo Qg/QR tem mais aplicação na análise da operação semafórica (o modelo Qp/Qn é, no entanto, aplicado na análise da operação sem semáforo, onde não é importante considerar o instante de chegada do pelotão, mas apenas sua duração, além da diferença do fluxo de tráfego dentro e fora do pelotão).

### 3.6.2. Operação de Correntes de Tráfego com Interrupções Periódicas com Sinalização de Prioridade

Em uma interseção sem semáforos, os fluxos secundários ocorrem nas brechas entre veículos dos fluxos prioritários conflitantes (chamados de fluxos opostos), de cada movimento secundário específico. Neste caso, a dificuldade de cada movimento secundário depende, além do fluxo de tráfego no fluxo oposto correspondente, das características da manobra secundária envolvida. Por exemplo, manobras que têm de cruzar uma extensão de conflito maior ou que têm fluxos opostos em mais de uma direção são mais complexas e normalmente fazem com que os usuários exijam brechas maiores entre veículos para assumirem o risco de realização da manobra. A dificuldade intrínseca das manobras secundárias é caracterizada pela brecha crítica  $\alpha$  necessária para sua realização para um veículo esperando no topo da fila na posição secundária e pelo intervalo de seguimento  $\beta$  adicionalmente necessário para movimentos dos demais veículos que puderem seguir no mesmo intervalo. Cada hipótese para a distribuição de intervalos, com os parâmetros correspondentes da operação na via secundária e da distribuição de intervalo, permite obter uma fórmula de capacidade.

Com estas hipóteses, a capacidade de tráfego para as manobras secundárias pode ser obtida a partir da distribuição de intervalos no fluxo oposto. A fórmula poissoniana básica é fácil de deduzir, notando que a capacidade pode ser calculada por  $C_2 = q_0 \cdot \bar{n} = q_0 \cdot \sum_n n \cdot \text{Pr}[n]$ , avaliando o número médio de veículos que passa em cada intervalo, onde a probabilidade de passarem  $n$  veículos em um intervalo  $H$  equivale a ter  $\alpha + (n-1)\beta \leq H < \alpha + n\beta$ , ou seja, tendo-se

$$\text{Pr}[n] = e^{-q_0 \cdot (\alpha + n\beta)} - e^{-q_0 \cdot (\alpha + (n-1)\beta)} \quad \text{e} \quad C_2 = q_0 \cdot \sum_n e^{-q_0 \cdot (\alpha + n\beta)} = \frac{e^{-q_0 \cdot \alpha}}{1 - e^{-q_0 \cdot \beta}} \cdot q_0$$

(para  $q_0 = 0$  obtém-se como limite  $C_2 = S_2 = \frac{1}{\beta}$ ). Estas são as

fórmulas baseadas em modelos de aceitação de brechas.

As fórmulas práticas usuais, adotadas por diversos manuais, são:

$$C_2 = \frac{e^{-q_0 \cdot \alpha}}{1 - e^{-q_0 \cdot \beta}} \cdot q_0 \quad (3.18a),$$

$$C_2 = \frac{(1 - \theta_{p0}) e^{-\gamma_0 \cdot (\alpha - \tau_0)}}{1 - e^{-\gamma_0 \cdot \beta}} \cdot q_0, \quad \gamma_0 = \frac{(1 - \theta_{p0}) q_0}{1 - q_0 \cdot \tau_0} \quad (3.18b),$$

$$C_2 = \frac{(1 - q_0 \cdot \tau_0) e^{-q_0 \cdot (\alpha - \tau_0)}}{1 - e^{-q_0 \cdot \beta}} \cdot q_0 \quad (3.18c),$$

onde  $q_0$  é o fluxo oposto e  $\tau_0$  é o tempo de ocupação da via (intervalo mínimo) entre os veículos no fluxo oposto. A primeira é a fórmula poissoniana (obtida com hipótese de chegadas poissonianas e intervalos exponenciais), a segunda é a fórmula de Plank (obtida com hipótese de intervalos cowanianos, com uma fração  $\theta_{p0}$  de veículos em pelotão, com intervalo mínimo  $\tau_0$ ) e a terceira é a fórmula de Tanner (obtida com a hipótese suplementar de que  $\theta_{p0} = q_0 \cdot \tau_0$ ).

Capacidade para manobra secundária:

- brecha crítica: 6s
- (intervalo de seguimento: 3s)
- fluxo oposto: 900v/h
- (pelotões: 60%; separação: 2s)

Fluxo oposto em veículos/segundo:

$$q_0 = \frac{900}{3600} = 0,25 \text{ v/s}$$

Fórmula de Plank (mais geral):

$$\gamma_0 = \frac{(1 - 0,60) \cdot 0,25}{1 - 0,25 \cdot 2} = 0,20 \text{ v/s}$$

(é o fluxo médio fora do pelotão)

$$C_2 = \frac{(1 - 0,60) e^{-0,20 \cdot (6-2)}}{1 - e^{-0,20 \cdot 3}} \cdot 900 = 356 \text{ v/h}$$

Fórmula de Tanner (implicitamente

com  $\theta_{p0} = 0,25 \cdot 2 = 50\%$ ):

$$C_2 = \frac{(1 - 0,50) e^{-0,25 \cdot (6-2)}}{1 - e^{-0,25 \cdot 3}} \cdot 900 = 314 \text{ v/h}$$

Fórmula Poissoniana (implicitamente

com  $\theta_{p0} = 0\%$  e  $\tau_0 = 0$ s):

$$C_2 = \frac{e^{-0,25 \cdot 6}}{1 - e^{-0,25 \cdot 3}} \cdot 900 = 381 \text{ v/h}$$

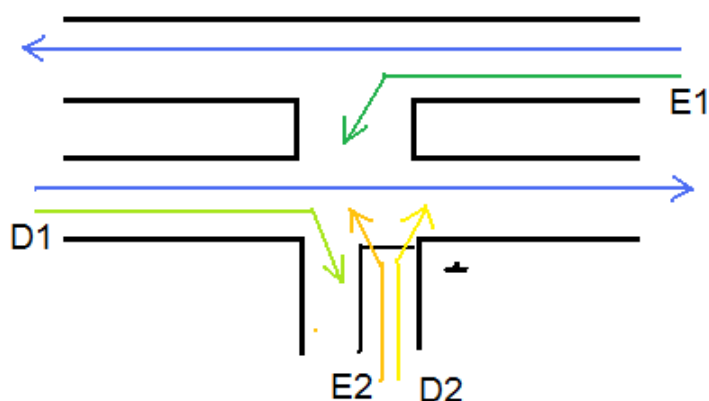
O fluxo de saturação seria 1200v/h (a capacidade na via principal 1800v/h).

Note que o intervalo de seguimento é um intervalo de saturação (isto é,  $h_s = \beta$  e, portanto,  $S = \frac{1}{\beta}$ ) em todos os casos) e que a fração de tempo disponível efetivo está implícita na fórmula de capacidade (sem ser usada explicitamente). Da mesma forma, para as fórmulas de Plank e de Tanner, a capacidade na via principal (ou ao menos seu fluxo de saturação) pode ser obtida por  $C_0 = \frac{1}{\tau_0} \cong S_0 = \frac{1}{\tau_0 + \varepsilon_0}$  (considerando a o intervalo mínimo de separação  $\tau_0$  e um excesso mínimo em fila  $\varepsilon_0$  entre veículos). Por fim, deve-se observar que o parâmetro  $\gamma_0$  da fórmula de Plank corresponde ao fluxo médio de veículos fora do pelotão (e a capacidade correspondente é obtida como a média ponderada da capacidade no período de escoamento livre, fora do pelotão, e a capacidade no escoamento do pelotão, que é nula).

As fórmulas apresentadas acima podem ser vistas como aproximações teóricas da estimativa para a capacidade de manobra secundária. Em geral, a própria fórmula de capacidade é substituída por gráficos em que a capacidade de tráfego para a manobra secundária  $C_2$  é representada como função do fluxo oposto  $q_0$  (cada curva de capacidade corresponde, neste caso, ao conjunto de parâmetros específicos da manobra, como  $\alpha$ ,  $\beta$ , ... e do fluxo oposto, como  $\tau_0$  ...). No entanto, esta fórmula corresponde a capacidade potencial decorrente da existência de brechas no fluxo oposto.

A capacidade efetiva deve ainda ponderar a interferência entre manobras secundárias, que ocorre quando uma parcela do fluxo oposto de uma dada manobra secundária é por sua vez secundária diante de outros fluxos (e as manobras secundárias têm de competir pela utilização das brechas). Neste caso, esta parcela do fluxo oposto é dito interferente pois tem um efeito de impedância (oposição à manobra secundária) maior que a do fluxo oposto normal. Isto ocorre porque o fluxo oposto interferente, na espera por brechas no seu fluxo oposto específico, ocupa a interseção por um período maior que o simples tempo de passagem (como faz um veículo do fluxo oposto normal).

A situação pode ser visualizada considerando a interação entre as conversões à esquerda da via principal e da via secundária de uma



interseção com sinalização de prioridade). A conversão à esquerda da via principal tem seu fluxo oposto mas é preferencial diante da conversão à esquerda da via secundária. A conversão à esquerda da via secundária tem um fluxo oposto que inclui a conversão à esquerda da via principal. Havendo uma brecha adequada para ambos durante o período em que um veículo da conversão à esquerda da via principal está em fila de espera, este movimento terá preferência e não ocorrerá a manobra de conversão da via secundária. Este é o efeito de interferência e é levado em conta reduzindo a capacidade da manobra que sofre interferência pela fração do tempo que o fluxo interferente fica em fila de espera diante de seu fluxo oposto específico.

A interferência pode ocorrer por mais de um fluxo, em função do nível de prioridade de uma manobra. O efeito global é a composição do efeito de impedância dos diversos fluxos opostos interferentes.



Em uma interseção com sinalização, em geral pode-se definir uma hierarquia de prioridade em ordem decrescente (isto é, os fluxos principais tem prioridade 0 e os fluxos secundários tem prioridade 1, 2, 3, ...), de forma que um fluxo secundário sobre interferência apenas dos fluxos anteriores (de hierarquia anterior). As conversões à esquerda da via principal, assim como as conversões à direita da via principal, no caso de haver fluxos de pedestres paralelos, são de hierarquia 1 (sofrem oposição mas não interferência). As conversões à direita da secundária seriam os movimentos secundários de hierarquia 2, na presença de fluxos de pedestres paralelos, assim como os fluxos de pedestres nas travessias da via principal (sofrem oposição e eventual interferência da hierarquia 1). Os fluxos de veículos cruzando a via principal seriam movimentos secundários de hierarquia 3 e os fluxos de conversões à esquerda da via secundária seriam movimentos de hierarquia 4. Os fluxos veiculares diretos da via principal e os fluxos de pedestres na travessia paralela são os fluxos principais de hierarquia 0. A interferência dos fluxos de hierarquia superior ocorre apenas se o fluxo interferente é também fluxo oposto.

Naturalmente, esta hierarquia pressupõe uma certa regra legal de preferência na circulação e o respeito às regras de preferência pelos usuários da via. Embora seja possível, analisar a operação com desobediência às regras legais de preferência, os resultados devem então ser interpretados com o devido cuidado.

Estabelecida a hierarquia de prioridade, o efeito de impedância é obtido estimando a capacidade efetiva como

$$C_{2e} = \left( \prod_i f_i \right) C_{2p}, f_i = 1 - X_i \quad (3.18d),$$

onde  $X_i = \frac{Q_i}{C_i}$  (o grau de solicitação da capacidade do movimento interferente  $i$ ) é tomado como estimativa da fração do tempo em que há uma fila de espera do veículo interferente na interseção. O processo de cálculo deve, portanto, seguir a ordem de hierarquia, dado que a avaliação do fator de impedância da hierarquia inferior exige o conhecimento da capacidade dos fluxos opostos interferentes de hierarquia superior. Existem estimativas mais sofisticadas para a estimativa do fator de interferência mas a forma proposta acima é, em geral, suficiente para obter uma boa avaliação do efeito de impedância.

Em alguns contextos, no entanto, a fórmula tem de ser adaptada de forma empírica. O caso mais claro é a situação em que há interferência entre etapas sucessivas de uma manobra que pode utilizar uma posição de espera intermediária. A fórmula apresentada acima supõe independência entre os fluxos secundários e admite que o primeiro veículo da fila interferente impede o fluxo de hierarquia inferior. Os dois aspectos representar de forma inadequada a interferência entre manobras em etapas: a manobra da etapa seguinte manifesta-se somente quando há possibilidade de usar uma brecha na etapa anterior e a área para espera intermediária pode acomodar mais de um veículo em espera (se a área de espera tem  $m$  vagas, normalmente somente a existência de  $m$  veículos em fila interfere na etapa anterior). Neste caso, uma forma empírica para o fator de impedância é  $f_i = 1 - \frac{X_i}{m+1}$ , representando de maneira aproximada a interação esperada.

Para diversos destes aspectos adicionais, existem formulações teóricas simplificadas propostas como alternativas aos procedimentos expeditos mencionados acima. No entanto, são formulações bastante criticáveis e nunca adequadamente validadas em campo, como as adotadas pelo

Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*), que são baseadas nas formulações alemãs tradicionais.

Os métodos práticos diferenciam-se também pelos valores recomendados para os parâmetros a serem adotados para os parâmetros correspondentes às curvas de capacidade. No Brasil, o DENATRAN tradicionalmente recomendava adotar parâmetros baseados nos estudos originais de Tanner (realizados na década de 60), consistente com a adoção da fórmula de Tanner para a capacidade secundária. Estes valores correspondem a parâmetros comportamentais (observados na observação de campo), que tem valores alternativos recomendados por diversos outros estudos. Um critério alternativo é adotado nas recomendações tradicionais do Manual de Projeto de Vias da Associação dos Órgãos Estaduais de Rodovias e Transportes dos EUA (*Green Book*), até 1994, em que as brechas críticas eram derivadas de modelos cinemáticos para as manobras secundárias (hoje preteridos em favor dos valores comportamentais). Melhor seria relacionar ambos.

Estimativa simplificada da fila/atraso regular média com fluxo oposto:

- Fila regular/uniforme média:

$$\bar{n}_r = \frac{q_2}{C_2};$$

Atraso regular/uniforme médio:

$$\bar{d}_r = \frac{1}{C_2}.$$

(exemplo:  $C_2 = 810 \text{ v/h}$ ,  $S_2 = 1800 \text{ v/h}$   
para  $Q = 500 \text{ ou } 1000 \text{ v/h}$ ; então

$q = 500 \text{ ou } 810 \text{ v/h} = 0,14 \text{ ou } 0,225 \text{ v/s}$ ;

tem-se então  $\bar{n}_r = \frac{500}{810} = 0,6 \text{ ou } 1 \text{ v}$  e

$d_r = \frac{3600}{810} = 4,4 \text{ seg}$  em ambos os

casos; uma estimativa alternativa poderia usar as fórmulas usuais e os tempos médios disponíveis e bloqueados obtidos com o modelo de aceitação de brechas, que é utilizado para obter a estimativa da capacidade)

Até pouco tempo, os métodos práticos também variavam nas recomendações adotadas para a estimativa das variáveis de operação (em particular filas e atrasos). Tradicionalmente, os modelos de aceitação de brechas também foram usados para derivar fórmulas para as variáveis de operação. No entanto, atualmente, a utilização das fórmulas dinâmicas é disseminada (em geral, admitindo-se que o

fila/atraso regular pode ser obtido por  $n_r = \frac{q_2}{C_2}$  e  $d_r = \frac{1}{C_2}$ , como

simplificação, onde  $q_2 = \min\{Q_2, C_2\}$ ). Note-se que as fórmulas usuais para fila/atraso regular podem ser também utilizadas. Por exemplo, adotando a formulação poissoniana básica, a probabilidade de um intervalo ser aceitável é  $\Pr[H \geq \alpha] = e^{-q_0 \cdot \alpha}$  e a frequência correspondente seria  $n_c = q_0 \cdot e^{-q_0 \cdot \alpha}$  (a duração média de um ciclo de interrupções seria então  $\bar{t}_c = \frac{1}{n_c}$ ). Como a capacidade  $C_2$  pode ser

escrita como  $C_2 = \frac{\bar{t}_d}{\bar{t}_c} \cdot S_2$  e então  $\bar{t}_d = \frac{C_2}{S_2} \cdot \bar{t}_c$  com  $S_2 = \frac{1}{\beta}$ , os tempos disponíveis e bloqueados médios correspondentes podem ser obtidos das estimativas de capacidade e fluxo de saturação. A utilização das fórmulas usuais poderia, portanto, ser adotada. No entanto, deve-se observar que as fórmulas usuais admitem que os ciclos de interrupções são também regulares (todos iguais em duração e repartição) e esta característica não ocorre na operação com fluxo oposto (como também não ocorre quando os semáforos são atuados pelo tráfego). Por este motivo, esta estimativa mais detalhada é preterida.

Por fim, vale notar que o modelo  $Q_p/Q_n$  pode ser utilizado para evitar uma hipótese implícita admitida até aqui: a de que o fluxo oposto é constante ao longo de todo período de operação. Se existem semáforos adjacentes à interseção com sinalização de prioridade, em pelo menos um dos sentidos do fluxo oposto, pode-se dividir sua operação em função dos períodos com pelotão ou fora do pelotão, com base no ciclo semafórico das interseções adjacentes, e analisá-los separadamente (se as interseções executam ciclos distintos, seu efeito pode ser ignorado). Com a hipótese de que a capacidade diante dos pelotões é nula, a capacidade efetiva é ponderada pela fração do tempo sem pelotão mas deve ser estimada com o fluxo oposto fora do pelotão (reduzido e, eventualmente, considerando ambos os sentidos de tráfego).

### 3.6.3. Operação de Correntes de Tráfego com Interrupções Periódicas com Sinalização Semafórica

Em uma interseção semaforizada, o tempo bloqueado é o tempo de foco correspondente à exibição da indicação de luz vermelha  $r$  (o tempo disponível corresponde ao verde  $g$  e também ao amarelo  $I_a$ , visto que é permitido cruzar a linha de retenção durante o amarelo). Quando os tempos semafóricos são programados diretamente (é o caso dos semáforos programados a tempos fixos), os tempos bloqueado e disponível são também programados. Quando os tempos semafóricos são programados parametricamente e sujeitos às variações das condições de tráfego, os tempos médios de vermelho, verde e amarelo têm de ser estimados a partir da caracterização das condições de demanda e oferta locais e são então utilizados para obter os tempos bloqueado e disponível. Em geral, em qualquer destes casos, o tempo bloqueado efetivo é chamado de vermelho efetivo  $r_{ef} = r + \ell$  e o tempo disponível efetivo é chamado de verde efetivo  $g_{ef} = g + I_a - \ell$  (o tempo de ciclo é  $t_c = r + g + I_a = r_{ef} + g_{ef}$ ). A capacidade de tráfego em uma aproximação semaforizada é, então, dada por:

$$C = u.S \quad (3.17),$$

onde  $u = \frac{g_{ef}}{t_c}$  é a taxa de verde efetivo (isto é,  $\phi = u$ ). Deve-se

observar que a programação direta ou paramétrica pode ser variada em função do tipo de período e de dia ou para datas especiais (são os chamados planos de tráfego). No caso da programação parametrizada, é preciso levar em conta a estratégia de controle (além dos parâmetros utilizados) para estimar os tempos correspondentes à operação obtida.

Independente dos aspectos mencionados, a fórmula anteriormente apresentada somente mantém sua simplicidade quando o fluxo de saturação é constante e determinado somente por fatores não relacionados com fatores variáveis da operação do tráfego ou do controle de tráfego (por exemplo, quando é integralmente decorrente das características físicas da aproximação semaforizada). Existem, no entanto, algumas situações em que esta hipótese tem de ser alterada e estes casos especiais são discutidos a seguir em quatro casos:

- conversões permitidas com fluxo oposto veicular (em geral à esquerda);
- conversões permitidas com fluxo oposto de pedestres ou, similarmente, de ciclistas (em geral à direita);
- interação entre grupos de tráfego distintos que compartilham faixas em uma mesma aproximação;
- a existência de faixas de comprimento reduzido.

A utilização dos conceitos de tempo morto e de tempos bloqueado e disponível efetivos simplifica a descrição das interrupções e permite associar a eficiência máxima de escoamento de filas (o fluxo de saturação  $S$ ) aos tempos disponíveis efetivos. Esta simplificação será, então, adotada nas análises daqui em diante.

A situação mais simples, e também bastante usual, é a existência de faixas de comprimento reduzido. Esta foi também a primeira situação analisada, na perspectiva histórica. No trabalho pioneiro de Webster e Cobbe (na Inglaterra, proposto em 1966), este era o efeito avaliado com o fator de estacionamento (o efeito de interferência das manobras de estacionamento eram incluído no fator de interferências locais, de forma qualitativa). A formulação mais clara, no entanto, foi incluída no método australiano original (proposto em 1981). Esta será a forma apresentada a seguir para analisar o efeito de uma faixa de extensão

reduzida (gerada pela proibição de estacionamento ou por uma faixa/baia construída apenas próximo da retenção do semáforo).

Considerando que uma faixa adicional de extensão reduzida  $z$  aumenta o fluxo de saturação de um valor  $S_\ell$  em relação à seção anterior (sem a faixa adicional, o fluxo de saturação é  $S$ ), admite-se que sua contribuição ocorre durante a dissipação da fila acumulada na extensão reduzida que pode armazenar  $n_\ell = z/\ell_v$  veículos, onde  $\ell_v$  é a extensão média ocupada por cada veículo em fila. Portanto, o tempo de dissipação da fila (isto é, de contribuição da faixa de extensão reduzida) é  $g_\ell = \min\left\{\frac{n_\ell}{S_\ell}; g_{ef}\right\}$  em verde efetivo e, neste período, o fluxo de saturação será  $S + S_\ell$  (em  $g_{ef} - g_\ell$  o fluxo de saturação será limitado pela seção anterior,  $S$ ).

A situação resultante pode ser descrita de diversas formas. Por exemplo, pode-se estimar o fluxo de saturação médio como

$$\bar{S} = \frac{g_\ell}{g_{ef}} \cdot (S + S_\ell) + \frac{g_{ef} - g_\ell}{g_{ef}} \cdot S = S + \frac{g_\ell}{g_{ef}} \cdot S_\ell, \text{ como } \bar{S} = S + \frac{n_\ell}{g_{ef}}$$

(a forma mais simples) ou como  $\bar{S} = (S + S_\ell) - \frac{g_{ef} - g_\ell}{g_{ef}} \cdot S_\ell$ . (tomando a linha de retenção como referência).

O método de Webster e Cobbe (1966) tem, implicitamente, a mesma consideração embutida no fator de correção para uma faixa com estacionamento permitido a partir de uma distância  $z$  da linha de retenção (que configura uma faixa de extensão reduzida), dado por

$$f_{est} = \frac{L - p}{L}, \text{ onde admite-se uma perda de largura efetiva dada por}$$

$$p = 1,68m - 0,9 \cdot \frac{z(m) - 7,6m}{g(s)} \text{ (majorada em 50\% se frequentemente os}$$

veículos estacionados são de maior porte). Esta forma resulta da hipótese de relação entre fluxo de saturação e largura total (indica que a largura efetiva seria algo como  $L - p$ , ao invés de  $L$ , em função da existência de uma faixa de extensão reduzida). Adota, portanto, uma

$$\text{forma próxima da última versão } (p = \frac{g_{ef} - g_\ell}{g_{ef}} \cdot \ell_{ef}, \ell_{ef} = \frac{S_\ell}{S + S_\ell} \cdot L).$$

Com uma ou outra forma, a implicação decorrente (neste caso e nos demais casos discutidos adiante) é a mesma: o fluxo médio de saturação durante o verde efetivo depende dos tempos semafóricos. No caso da análise do sistema existente, impõem-se somente a consideração do efeito da faixa de comprimento reduzida. No caso do projeto da via ou controle da operação, entretanto, esta característica pode ensejar a necessidade de um procedimento iterativo (admite-se um valor de fluxo de saturação e verifica-se se o valor adotado é compatível com o projeto e controle obtidos, revisando iterativamente a suposição inicial até obter um resultado final consistente).

Em certos casos, como na análise das faixas de comprimento reduzido, pode-se evitar iterações inúteis através do conhecimento das características da solução final. Por exemplo, sabe-se que o fluxo de saturação deve variar entre  $S + S_\ell$  e  $S$ , na medida que o verde efetivo cresce ou, inversamente, se a faixa reduzida é estendida. Uma faixa totalmente eficaz (e um fluxo de saturação pleno, igual a  $S + S_\ell$ ) pode

ser obtida com uma extensão da ordem de  $z_g = \ell_v \cdot S_c \cdot g \cong 3a5g$ , para verde efetivo em segundos e extensão de faixa em metros. Esta informação pode ser utilizada, por exemplo, para estimar a extensão necessária de proibição de estacionamento em uma aproximação.

No entanto, nos demais casos, a análise simples e direta não é possível.

A situação mais usual, pelo menos nas interseções com vias de mão dupla de operação, é a das conversões à esquerda permitidas diante de fluxos opostos prioritários simultâneos. Neste caso, a capacidade para os movimentos de conversão permitida depende das características de operação do fluxo oposto e dos tempos semafóricos. Se algumas faixas da aproximação têm interação entre as conversões permitidas e os demais movimentos, então este efeito repercute sobre todos os fluxos.

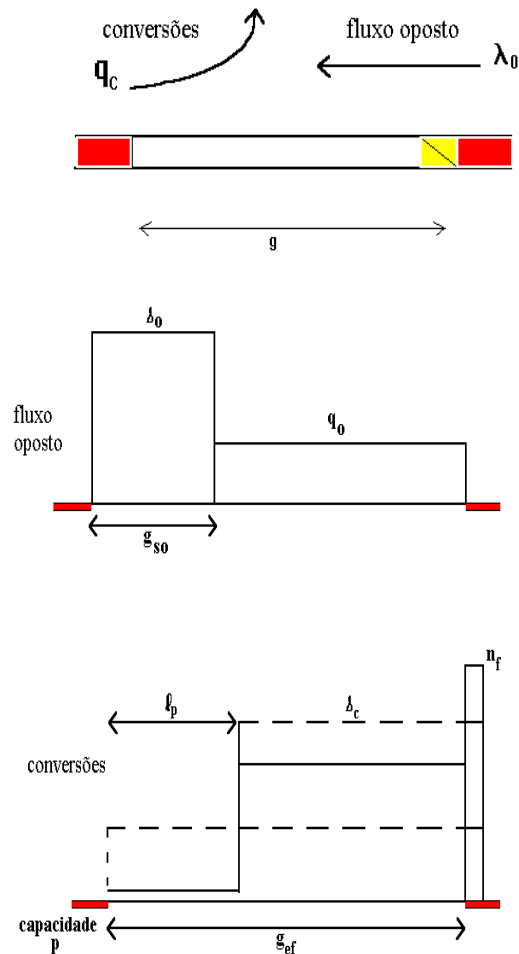
O procedimento especial para analisar as conversões permitidas (com fluxo oposto veicular) é complexo por ter de considerar diferentes sub-períodos na operação do estágio analisado, superpondo dois fenômenos: a existência de um movimento permitido que é bloqueado quando existem veículos do fluxo oposto (prioritário) passando pela interseção e a interação do movimento permitido com os demais movimentos da sua aproximação (inclusive pelo bloqueio do movimento permitido do sentido oposto). O procedimento pode ser melhor explicado analisando separadamente cada um destes dois fenômenos, antes de combiná-los.

A operação de um movimento permitido (isto é, de um movimento autorizado mas que deve dar preferência a um fluxo oposto prioritário e operar apenas quando as brechas entre veículos do fluxo oposto forem adequadas) foi também analisada já no trabalho pioneiro de Webster e Cobbe (de 1966) sobre semáforos, dividindo o estágio considerado em três sub-períodos distintos, como representado a seguir: o período de dissipação das filas no fluxo oposto, sem brechas para conversões; o período de fluxo oposto normal e conversões nas suas brechas; o período de entreverdes, quando podem ocorrer conversões residuais dos veículos permitidos em espera.

No primeiro sub-período, com duração  $g_{so}$  (o tempo de dissipação das filas acumuladas no fluxo oposto), os movimentos de permitidos não têm brechas adequadas porque o fluxo oposto escoou em pelotão (compacto, com  $q_o = S_o$ ).

No segundo sub-período, com duração  $g_u = g - g_s$  (o chamado verde útil para os movimentos permitidos), o fluxo oposto é normal (isto é,  $q_o = Q_o$ ) e a probabilidade de ocorrer um movimento permitido é dada pela ocorrência de uma brecha adequada. Com as hipóteses usuais, o fluxo neste período é avaliado pelas fórmulas de capacidade em brechas anteriormente discutidas. Por exemplo, Webster e Cobbe adotaram a fórmula de Tanner

$S_u = \frac{(1 - \lambda_o \cdot \tau_o) e^{-\lambda_o \cdot (\alpha - \tau_o)}}{1 - e^{-\lambda_o \cdot \beta}} \cdot Q_o$ ,  $\lambda_o = \frac{Q_o}{3600}$ , onde  $\alpha$  é a brecha crítica necessária para o movimento permitido,  $\beta$  é o intervalo de seguimento para veículos no movimento permitido ( $\beta \cong \frac{3600}{S_c}$ , em segundos, onde  $S_c$  é o fluxo de saturação das conversões protegidas em v/h),  $\tau_o$  é o



intervalo mínimo entre veículos no fluxo oposto ( $\tau_o \cong \frac{3600}{S_o}$ , onde  $S_o$  é o fluxo de saturação do fluxo oposto em v/h).

No terceiro sub-período, a mudança de estágio, admite-se que os  $n_f$  veículos do movimento permitido em espera no topo da fila (isto é, dentro da interseção) podem passar antes de iniciar-se o movimento da via transversal. Em geral, admite-se  $n_f = 1$  mas a existência de múltiplas posições de espera e/ou de uma baía de conversão pode acomodar mais veículos passando na mudança de estágios (Webster e Cobbe recomendavam que um intervalo de vermelho de limpeza adicional fosse incluído neste caso, com 2,5 segundos para cada veículo adicional; um estágio protegido para conversões após o estágio permitido seria uma situação similar mas mais adequada).

O tempo de dissipação de fila no fluxo oposto, como estimado por Webster e Cobbe, é estimado pela fórmula simplificada  $g_{so} = \frac{Q_o \cdot r_o}{S_o - Q_o}$  (chegadas uniformes). Com o modelo de chegadas característico do HCM/1997 e do HCM/2000, a fórmula simplificada é  $g_{so} = \frac{(1 - R_{po} \cdot u_o) Q_o \cdot t_c}{S_o - R_{po} \cdot Q_o}$  (chegadas em pelotão). Ambas as fórmulas são simplificadas porque não consideram a dimensão física das filas.

Portanto, com os dados do movimento permitido ( $\alpha, \beta$ ) e do seu fluxo oposto ( $Q_o, S_o$ ), os tempos semafóricos podem ser usados para obter as condições de operação médias para o movimento permitido como  $\bar{S}_g = \frac{g_u}{g} \cdot S_u + \frac{n_f}{g}$  no estágio (ou  $\bar{S}_u = S_u + \frac{n_f}{g_u}$ , no verde útil). Similarmente, em termos de capacidade para o movimento permitido, tem-se  $C_p = \frac{g_u}{t_c} \cdot S_u + \frac{n_f}{t_c}$  (que pode ser comparada com a demanda no movimento permitido  $Q_p$ ). Normalmente, seria mais adequado tomar o fluxo de saturação do movimento permitido como igual a  $\bar{S}_u$  e seu verde efetivo como igual a  $g_u$  (incluindo o tempo de dissipação das filas do fluxo oposto como um tempo morto adicional para os fluxos permitidos, ou seja,  $\ell_p = \ell + g_{so}$ ). No entanto, a prática usual é adotar os mesmos verdes efetivos e tempos mortos, tomando o fluxo de saturação do movimento permitido como igual a  $\bar{S}_g$  (o resultado é o mesmo em termos de capacidade mas seria diferente em fila ou atraso).

Pode-se também avaliar um fator de equivalência para os movimentos permitidos (em relação aos movimentos diretos protegidos, tomados como veículo-padrão), no verde efetivo ( $e_p = \frac{S_d}{S_g}$ ), no verde útil ( $e_p = \frac{S_d}{\bar{S}_u}$ ) ou no ciclo ( $e_p = \frac{C_d}{C_p}$ ), onde  $S_d$  é o fluxo de saturação e  $C_d$  é a capacidade para o movimento direto protegido. Este fator equivalente permitiria avaliar o impacto das conversões permitidas no fluxo geral da aproximação (ou nas faixas compartilhadas entre fluxo direto e movimentos de conversão permitida) com um fator de composição de tráfego usual, ponderando a porcentagem de conversões permitidas na aproximação (ou, correspondentemente, nas faixas compartilhadas).

A análise da interação do movimento permitido com os demais movimentos da sua aproximação, que ocorre quando os movimentos compartilham algumas faixas da aproximação, foi desenvolvida por Akçelik e incorporada aos métodos australianos. O HCM adotou a mesma análise nas versões recentes e incluiu equações e fatores empíricos de ajustes, introduzindo também uma consideração adicional para o efeito benéfico do bloqueio do movimento permitido do sentido oposto, no caso de fluxo oposto em uma única faixa. Este efeito será discutido adiante, na análise da interação entre grupos de tráfego.

Uma situação similar é a decorrente de conversões à direita permitidas com fluxos de pedestres preferenciais simultâneos e, embora mais ambíguo do ponto de vista legal, também com fluxos de ciclistas preferenciais simultâneos (em ambos os casos, se os movimentos simultâneos de pedestres e ciclistas não são preferenciais, considera-se que não há efeito específico). No caso dos pedestres, e similarmente dos ciclistas, admite-se que a preferência é respeitada e que a interferência pode ser avaliada pela proporção do tempo em que a travessia é ocupada pelos pedestres, e similarmente ciclistas. A ocupância da travessia é traduzida no bloqueio do fluxo veicular.

Este efeito era tradicionalmente incorporado através de equações empíricas mas o Manual de Análise de Capacidade dos EUA (o HCM-*Highway Capacity Manual*), passou a tratá-lo de uma forma mais adequada, a partir da versão de 1997. O procedimento é uma evolução dos critérios também originais propostos em versões anteriores. Por exemplo, o HCM/1985 incluía o efeito dos pedestres no fator de

correção  $f_{ped} = 0,85 - \frac{q_{ped}}{2100}$ , combinado com o fator de correção para

as conversões à direita (ponderada pela proporção de conversões no estágio com pedestres, no caso de haver uma faixa de fluxo compartilhado ou de haver também um estágio exclusivo de conversões à direita). Este efeito era ignorado por Webster e Cobbe, pela formulação australiana original, de 1981, e na revisão dos critérios britânicos, de 1986 (a revisão australiana de 1993, por generalidade adotava uma formulação similar a do HCM/1985, embora recomendasse considerar o efeito dos pedestres por uma redução do tempo morto inicial como a melhor representação).

As versões do HCM/2000 e do HCM/2010 foram aprimoramentos baseados em estudos de campo para estimar a ocupância das travessias. O efeito de bloqueio gerado pelos fluxos de pedestres e ciclistas são considerados de forma similar. O mesmo procedimento deve ser aplicado para analisar o impacto nas conversões à direita e/ou à esquerda, considerando pedestres e ciclistas preferenciais diante das conversões. Embora ainda possam ser considerados parcialmente insatisfatórios, estes métodos serão discutidos a seguir.

No HCM/2010 adotam-se as seguintes considerações:

- admite-se que pedestres e ciclistas têm preferência respeitada sobre as conversões no estágio concorrente (isto é, exceto em estágios com conversão protegida); o seu efeito corresponde ao bloqueio das conversões durante a presença simultânea na área de conflito;
- o efeito de bloqueio no estágio com conversões permitidas (com preferência dos pedestres) limita a disponibilidade para os veículos em  $A_p = 1 - O_c$  se  $N_{saida} = N_{entrada}$  (faixas de saída e entrada das conversões) ou  $A_p = 1 - 0,6.O_c$  se  $N_{saida} > N_{entrada}$  (veículos contornam os pedestres), onde  $O_c$  é a ocupância da área de conflito;

- no caso de faixas exclusivas de conversão, o fator de bloqueio é estimado pela disponibilidade residual  $f_b = A_p$  na conversão correspondente; no caso de faixas compartilhadas com conversões (eventualmente à direita e à esquerda), o efeito do bloqueio é feito ajustando os fator equivalentes dos veículos em conversão para

$$e_{cb} = \frac{e_c}{f_b} \text{ onde } e_c \text{ é o fator equivalente na ausência de bloqueio (à}$$

$$\text{direita: } e_D = 1,18 ; \text{ à esquerda: } e_E = 1,05) \text{ e obtendo } f_{cb} = \frac{1}{1 + p_c \cdot e_{cb}}$$

para cada conversão presente na aproximação; - no caso em que os veículos podem mudar de faixa para evitar o bloqueio pela presença de pedestres, os fatores equivalentes são reduzido para

$$e_{cbm} = 1 + P_{lc} \left( \frac{e_c}{f_b} - 1 \right), \text{ onde } P_{lc} \text{ é a probabilidade de mudança de}$$

faixa, avaliada com o modelo de Bonneson (discutido adiante);

- a estimativa da ocupância das faixas de tráfego pelos pedestres em travessia diante das conversões à direita:

$$O_p = \begin{cases} q_{pg}/2000, \text{ para } q_p \leq 1000 \text{ ped/h} & q_p \leq 5000 \text{ ped/h} \\ 0,4 + q_{pg}/10000, \text{ para } q_p > 1000 \text{ ped/h} & \end{cases}, \text{ e } O_p \leq 0,9, \text{ onde}$$

$$q_{pg} = \frac{q_p}{u_{pef}} \text{ é o fluxo de pedestres no verde ( } u_{pef} = \frac{g_{pef}}{t_c}, g_{pef} = g_{ped} \text{ ou}$$

$$g_{pef} = \min\{g; g_{ped} + I_{pisc}\} \text{ e } O_d = \frac{g_{pef}}{g} \cdot O_p ;$$

- a estimativa considerada relevante da ocupância para conversões à esquerda permitidas é a do verde útil (na ocorrência de uma brecha

$$\text{para conversão): } O_e = \begin{cases} 0, \text{ se } g_{pef} \leq g_{s0} \\ O_u \cdot e^{-5 \cdot q_0 / 3600}, \text{ c.c.} \end{cases} \text{ onde } g_s = G_s - \ell \leq g_{ef},$$

$$G_s = \frac{q_0 \cdot r}{S_0 - q_0}, O_u = O_p \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{g_s}{g_p} \right);$$

- critérios similares são utilizados para avaliar o efeito de bloqueio de ciclistas: se os ciclistas entrelaçam com as conversões antes da interseção, seu efeito é desprezado; caso contrário, deve-se considerar o efeito combinado de pedestres e bicicletas; para conversões à direita,

$$q_{bicg} = \frac{q_{bic}}{u_{bef}}, \text{ onde } u_{bef} = \frac{g_{bic}}{t_c}, \text{ e } O_b = 0,02 + \frac{q_{bicg}}{2700} \leq 0,72, \text{ fazendo-se}$$

$$\text{então } O_d = \frac{g_{pef}}{g} \cdot O_p + O_b - \frac{g_{pef}}{g} \cdot O_p \cdot O_b ; \text{ para conversões à esquerda,}$$

não há recomendação específica para considerar os ciclistas.

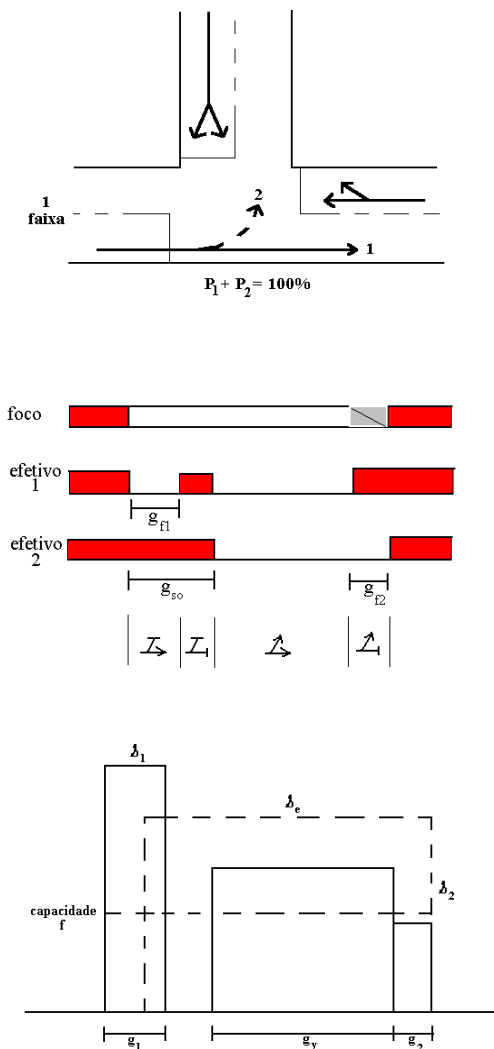
O conceito de ocupância não é claramente exposto. Como o fator de bloqueio parece considerar o efeito em cada faixa, pode-se conjecturar que a ocupância mede a porcentagem do tempo em que cada faixa está “ocupada” por um pedestre em travessia (similarmente para ciclistas). Este é um aspecto importante porque permitiria medir a ocupância quando a análise tratasse de situações existentes. A definição de um conceito claro permitiria também obter estimativas teóricas para a ocupância mas este é um aspecto ainda não desenvolvido.

Outra situação menos freqüente (dado que a Engenharia de Tráfego busca evitá-la) decorre da interação entre fluxos de uma mesma aproximação que operam em períodos diferentes do ciclo semafórico mas compartilham faixas da aproximação. Como os fluxos operam em



períodos diferentes, trata-se de aproximações com movimentos alocados grupos semafóricos e de tráfego distintos. Sempre que este efeito de interferência é muito grande (na fluidez ou na segurança), o plano semafórico deve ser redefinido, alocando os movimentos a um mesmo grupo semafórico e de tráfego (isto, autorizando sua operação sempre nos mesmos períodos). Se este tratamento não é aplicado, o efeito de interferência entre os grupos de tráfego tem de ser avaliado.

Como regra, as aproximações com uma única faixa e com movimentos de conversão protegidos são a situação mais usual. A operação com movimentos de conversão permitidos, aliás, também deveria considerar os efeitos discutidos aqui no detalhamento da análise previamente apresentada. No entanto, quando a capacidade dos movimentos de conversão é inadequada com operação permitida, o plano semafórico tem de criar um período específico para sua operação protegida. No período em que o movimento de conversão opera junto com os demais fluxos não há efeitos especiais de interação. Nos demais períodos, no entanto, os efeitos discutidos a seguir serão importantes. Nas aproximações com múltiplas faixas, o mesmo efeito ocorre quando algumas faixas são compartilhadas. Onde as conversões à direita operam em períodos em que a fluxo direto não está autorizado (ou o contrário), o mesmo tipo de interação também ocorre.



A discussão pode ser inicialmente colocada em termos da interação entre movimentos protegidos e permitidos em uma mesma aproximação com uma única faixa. Em geral, a interação nas faixas compartilhadas entre os movimentos protegidos ( $t$ , normalmente diretos) e os movimentos permitidos ( $c$ , normalmente conversões à esquerda permitidas) pode ser descrita identificando um sub-período adicional,  $g_{f1}$  no início do verde (eventualmente outro ao final  $g_{f2}$ ), durante o qual os veículos do movimento permitido ainda não chegaram (e, mesmo havendo pelotão compacto no seu fluxo oposto, não bloqueiam a faixa compartilhada com os demais fluxos). A análise básica foi disseminada pelo método australiano de 1981, desenvolvido por Akçelik, com base na hipótese de que a probabilidade de chegadas de cada movimento tem uma distribuição geométrica, com probabilidade correspondente à participação de cada tipo de veículo no tráfego da aproximação com faixa única.

A estimativa da duração do primeiro sub-período adicional em que o movimento protegido não está bloqueado  $g_{f1}$  é  $g_{f1} = \frac{a_1}{S_t}$ , onde  $S_t$  é o fluxo de saturação normal dos movimentos diretos,  $a_1 = \frac{p_1}{1-p_1} \cdot (1-p_1^{m_1})$  é o número médio de veículos diretos escoados antes do bloqueio pelo primeiro veículo da conversão permitida (que é obrigado a parar para esperar por uma brecha adequada após  $g_{so}$ ),  $m_1 = S_t \cdot g_{so}$  é o número máximo de veículos diretos que poderia ser escoado (como ocorreria se nenhum veículo da conversão permitida surgisse) e  $p_1$  é a proporção de veículos diretos na faixa compartilhada. No restante do primeiro sub-período, haveria o bloqueio da faixa compartilhada.

No segundo sub-período ( $g_y$ , que corresponde ao verde útil  $g_u$  das conversões permitidas), ambos os movimentos (protegido e permitido) operam alternadamente com seu fluxo de saturação ( $S_t$  e  $S_u$ ,

respectivamente), tendo-se  $\bar{S}_{mu} = \frac{S_t}{1 + p_u \cdot (e_u - 1)}$  com  $e_u = \frac{S_t}{S_u}$  e  $p_u \cong 1 - p_1$  (para a conversão permitida no verde útil).

Finalmente, no terceiro sub-período poderia haver a mudança de estágio simples (onde passariam  $n_f$  veículo) ou um estágio protegido para as conversões anteriormente permitidas que poderia escoar  $a_2 = \frac{p_2}{1 - p_2} \cdot (1 - p_2^{m_2})$  veículos, onde  $m_2 = S_c \cdot g_{fp}$  é o número máximo de conversões que poderia ser escoado (como ocorreria se nenhum veículo direto surgisse) e  $S_c$  é o fluxo normal de saturação para as conversões (protegidas) e  $p_2 = 1 - p_1$  é a proporção de conversões na faixa compartilhada (a duração efetiva do sub-período seria  $g_2 = \frac{a_2}{S_c}$ ).

A discussão acima admitiu implicitamente que o primeiro veículo que não opera (j) bloqueia os veículos autorizados (i). Se há  $N_j$  posições abrigadas para acomodar a fila dos veículos (j) que não operam para manter o fluxo dos demais veículos (i), pode-se aplicar o mesmo procedimento em sub-períodos de fluxo k com  $m_i^k = m_i^{k-1} - a_i^k - 1$  (com  $m_i^0 = s_i \cdot g$ ) até ocorrer o bloqueio ou exaurir o fluxo dos demais veículos, obtendo ao final  $a_i^T = \sum_k^{N_j} a_i^k$ , incrementalmente, e  $a_j^T = N_j$ .

Com múltiplas faixas, normalmente admite-se que apenas a faixa adjacente às conversões é compartilhada. Deve-se, no entanto, determinar a disciplina de uso da faixa compartilhada (isto é, se parte do fluxo direto também usará a faixa ou se ela será exclusiva da conversão) e ponderar o efeito médio da interação em todo o grupo de faixas. Estas avaliações são feitas a partir da determinação da eficiência relativa da faixa compartilhada em comparação com o fluxo de saturação das faixas usadas apenas pelo fluxo direto (as demais faixas). Pelo que foi dito anteriormente, o fluxo de saturação médio da faixa compartilhada é

$$\bar{S}_m = \frac{a_1 + a_u + a_2}{g_{so} + g_u + g_{fp}} = \left( \frac{g_{f1}}{g} + \frac{g_u}{g} \cdot \frac{1}{1 + p_u \cdot (e_u - 1)} + \frac{g_{f2}}{g} \right) \cdot S_t \quad \text{e sua}$$

eficácia relativa é  $f_m = \frac{\bar{S}_m}{S_t}$ , com  $a_u = \bar{S}_{mu} \cdot g_u \geq n_f$ , obtendo-se o fluxo

de saturação total  $S_T = (N - 1) \cdot \bar{S}_t + \bar{S}_m = ((N - 1) \cdot f_t + f_m) \cdot S_t$ , onde o fator  $f_t$  distingue a eficácia relativa das faixas com fluxo direto na presença de interação nas faixas compartilhadas. Este é o fluxo de saturação na linha de retenção para todo o grupo de faixas que inclui as faixas diretas e as faixas compartilhadas.

A repartição dos fluxos entre faixas diretas e compartilhadas no grupo de faixas deve fazer uma condição de equilíbrio na utilização da faixa compartilhada  $q_m$  e das demais faixas  $q_{N-1}$ , onde  $q_m = Q_{pm} + q_{tm}$  e  $q_{N-1} = Q_t - q_{tm}$  (onde  $Q_t$ , o fluxo direto total, e  $Q_{pm}$ , o fluxo permitido na faixa compartilhada, são dados), determinando-se  $q_{tm}$ , o fluxo direto na faixa compartilhada (em decorrência, tem-se  $q_m$ , o fluxo total na faixa compartilhada, e  $q_{N-1}$ , o fluxo total nas demais faixas diretas). A condição de equilíbrio pode ser formulada de

diversas maneiras (todas aproximadas). Por exemplo, uma condição de equilíbrio usual é admitir  $\frac{\tilde{q}}{N}$  igual em todas as faixas ( $\tilde{q} = Q_t + \bar{e}_E \cdot Q_m \therefore p_L = p_{LT} \cdot [1 + \frac{N-1}{f_E}]$ , onde  $\bar{e}_E = \frac{1}{f_E}$ , pode ser obtido da análise anterior). Esta condição é equivalente a admitir que todas as faixas tem grau de solicitação de capacidade igual (a forma mais usual para obter uma alocação da demanda de equilíbrio).

O HCM/2010 adotou um procedimento genérico para a previsão da repartição dos fluxos entre faixas que integra os conceitos discutidos até aqui e incorpora a possibilidade de mudança de faixas para evitar os bloqueios, avaliados pelo modelo de Bonneson. O critério de repartição é a obtenção de um equilíbrio na utilização das faixas correspondente a um mesmo nível de ocupação medido por  $y = \frac{Q}{\bar{S}}$ ,

onde  $\bar{S} = f_c \cdot S$  com  $f_c = \frac{.1}{1 + P_D \cdot (e_{Dm} - 1) + P_E \cdot (e_{Em} - 1)}$  usando o fator equivalente modificado  $e_{cm} = 1 + P_{lc} (e_c - 1)$  pela probabilidade de mudança de faixa obtida do modelo de Bonneson,  $P_{lc} = 1 - \left( 2 \cdot \frac{q_\ell}{S_{lc}} - 1 \right)^2$ , sendo admitido que a demanda de mudança de faixa requer uma brecha  $t_{lc} = 3,7\text{seg}$  e, portanto, tem  $S_{lc} = \frac{1}{t_{lc}}$  como capacidade máxima para a manobra de mudança de faixas.

O método de previsão da repartição de equilíbrio dos fluxos entre faixas gera um processo iterativo trabalhoso (é preciso admitir uma repartição inicial, avaliar os fluxos de saturação, verificar o equilíbrio, e ajustar a repartição até obter uma situação de equilíbrio). Em certos casos, no entanto, a previsão pode ser necessária. Neste caso, a proposta atual do HCM/2010 veio sendo estudada ao longo de muitos anos e pode ser considerada em geral adequada. Não se pode dizer o mesmo, entretanto, com relação ao modelo de Bonneson como proposta para prever o comportamento nas mudanças de faixa e sua interação com os diversos contextos em que ocorrem situações de interferência de bloqueio entre movimentos conflitantes. Mesmo tratando de um aspecto que pode ser relevante, os resultados decorrentes e sua utilização devem ser examinados criteriosamente.

Note-se, por fim, que existem diversos outros aspectos relevantes não claramente considerados. Observações de campo indicam a existência de um fenômeno de relaxação (que acarreta a redução no fluxo de saturação) para situações em que o período autorizado para o movimento é grande. No entanto, estas observações de campo são feitas, muitas vezes, em condições pouco controladas, não sendo possível verificar se algum dos efeitos previamente descritos é a razão efetiva da redução observada. Trata-se, portanto, de um fenômeno a ser melhor estudado. Seu tratamento seria, então, similar.

#### 3.6.4. Operação de Correntes de Tráfego com Interrupções Periódicas: Efeito sobre o Tempo de Viagem

Para a análise da operação, resta investigar a relação entre as características de tráfego com seu “ritmo” de interrupções e os tempos de viagem ou atrasos produzidos nos deslocamentos.

A fórmula básica de desempenho do sistema viário para deslocamento, discutida anteriormente, pode ser tomada como ponto de partida da

discussão:  $t = \frac{L}{V_p} + d_n$ , onde  $V_p$  é a velocidade de percurso e  $d_n$  é o

atraso em fila. No caso de fluxo descontínuo, é usualmente válido admitir que a velocidade de percurso é constante, dado que a capacidade da via é uma fração do seu fluxo de saturação. Portanto, neste caso, a alteração do desempenho da via pode ser relacionado diretamente com variações no atraso em fila nas interseções, devidas principalmente aos fatores de interrupção de tráfego.

Comparando sistemas viários com configurações distintas, as interseções que sofrem interrupções de tráfego também podem mudar e uma forma alternativa da equação de desempenho seria

$t = \frac{L}{V_p} + \sum_k d_{nk} = \frac{L}{V_p} + N_k \cdot \bar{d}_n$ , onde  $N_k$  é o número de interseções

com interrupções de tráfego e  $\bar{d}_n$  é o atraso em fila médio por interseção com interrupções de tráfego. Esta forma mostra os dois fatores que podem levar a uma piora notável do desempenho das vias que operam em fluxo descontínuo: um número (ou densidade linear) grande de interseções com interrupções de tráfego ou um atraso em fila médio grande em diversas interseções com interrupções de tráfego.

No caso de interseções com sinalização de prioridade, as vias prioritárias para o deslocamento (isto é, as vias estruturais) normalmente são preferenciais e não têm interrupções de tráfego. Este é o primeiro ponto importante para o desempenho do sistema viário que opera em fluxo descontínuo: aplicar a sinalização de prioridade para as vias estruturais sempre que possível. Os atrasos ficam então confinados às vias secundárias, pelas quais os fluxos entram no sistema viário estrutural (após a entrada, estes fluxos também teriam o benefício do tratamento preferencial dado às vias estruturais).

O atraso para as vias secundárias com sinalização de prioridade é determinado pelas formulas usuais com uma simplificação importante:

$d_n = d_r + d_s$ , com  $d_r = \frac{1}{C}$  e  $d_s = \frac{T_p}{4} \cdot (\sqrt{A^2 + B} + A)$ , onde  $C$  é a

capacidade da via secundária, os termos  $A$  e  $B$  são a contribuição da sobre-demanda e da aleatoriedade da fórmula usual de sobre-atraso e  $T_p$  é a duração do período de análise (recomendado como sendo a duração do período de sobre-demanda, ou o mínimo de 15 minutos). A simplificação é estimar o atraso regular como o inverso da capacidade da via secundária (que é o intervalo mínimo médio entre manobras na via secundária). Se um veículo encontra ou não uma fila ao chegar, o atraso seria maior ou menor, correspondentemente. Variando o nível de solicitação de demanda, uma ou outra situação torna-se mais provável mas a simplificação toma o valor médio em todos os casos.

Como podem existir manobras secundárias nas vias preferenciais (caso usual das conversões à esquerda com fluxo oposto), os demais fluxos das vias preferenciais podem também sofrer atrasos decorrentes de interferências geradas pelos veículos em espera destas manobras secundárias, quando não for possível ultrapassar os veículos em espera com facilidade. Neste caso, os efeitos de redução de capacidade e de atraso nos demais veículos da via preferencial é estimado em função da capacidade e do atraso dos veículos da manobra secundária como

$C_1 = \left(1 - \frac{X_2}{1 - Y_1}\right) \cdot S_1$  e  $d_1 = \frac{X_2}{1 - Y_1} \cdot \frac{Q_f}{Q_t \cdot N_f} \cdot d_2$ , onde  $X_2 = \frac{Q_2}{C_2}$  é o

grau de solicitação da capacidade da manobra secundária,  $Y_t = \frac{Q_t}{S_t}$  é

o grau de solicitação de todos os fluxos em relação ao fluxo de saturação (capacidade sem interrupções), ...

No caso de interseções com interseções semaforicas, todas as vias normalmente sofrem atrasos (a exceção seriam movimentos que podem operar livremente, sem parar nos semáforos, e que não sofrem interferências dos movimentos comandados pelos semáforos). Os atrasos são determinados pelas formulas usuais com um termo de

correção:  $d_n = d_r + d_s$ , com  $d_r = PF \cdot \frac{(1-u)^2}{(1-y)} \cdot \frac{t_c}{2}$  e

$d_s = \frac{T_p}{4} \cdot (\sqrt{A^2 + B} + A)$ , onde  $y$  é a taxa de solicitação de verde

efetivo,  $u$  é a taxa de verde efetivo proporcionada, os termos  $A$  e  $B$  são a contribuição da sobre-demanda e da aleatoriedade da fórmula usual de sobre-atraso e  $T_p$  é a duração do período de análise (recomendado como sendo a duração do período de sobre-demanda, ou o mínimo de 15 minutos). O fator de progressão  $PF$  é o termo de correção, seguindo a recente tradição do Manual de Capacidade Viária dos EUA (*HCM-Highway Capacity Manual*), sendo normalmente expresso por

$PF = f_p \cdot \frac{1 - R_p}{1 - u}$ , como função da razão de pelotão  $R_p$  e de um

coeficiente de ajuste do fator de progressão  $f_p$  (ambos medidos em campo ou definidos a partir de informações gerais sobre a qualidade da progressão). No entanto, deve-se notar que existem planos semaforicos complexos em que uma aproximação ou grupo de faixa é atendida diversas vezes ao longo do ciclo. A consideração destes casos é difícil. No entanto, o HCM/2010 passou a recomendar que estes esquemas complexos podem ser tratados de forma geral admitindo que apenas a fila/atraso regular é afetada de forma específica e este efeito pode ser avaliado construindo a Curva de Acumulação de Filas correspondente (*QAP-Queue Accumulation Polygon*), que contabiliza as chegadas e partidas regulares ao longo do ciclo semaforico (sem sobre-demanda e aleatoriedade). Os demais efeitos traduzem-se na capacidade de tráfego e podem ser capturados pelas fórmulas dinâmicas tradicionais (e no caso do HCM/2010, eventualmente, também pelo ajuste para filas iniciais/pré-existentes).

A qualidade da progressão decorre do grau de eficiência obtido pela coordenação entre semáforos adjacentes, obtido pela definição de um plano de defasagens adequado entre os instantes de início dos ciclos semaforicos respectivos. Este é um aspecto muito importante da programação de semáforos que operam em rede e será discutido no capítulo sobre controle de tráfego, adiante. A fórmula apresentada deixa claro que uma coordenação eficiente pode reduzir o atraso produzido por um semáforo específico, da mesma forma que uma coordenação deficiente pode aumentá-lo. O ideal da coordenação semaforica e usualmente descrito pelo conceito de onda verde, que descreve uma situação na qual o tráfego entra em um corredor e chega aos sucessivos semáforos durante o período de verde. Neste caso, haveria atraso somente na entrada no corredor. Entretanto, como se verá no capítulo sobre controle de tráfego, é impossível atingir este grau de eficiência para todas as rotas e para todos os sentidos de tráfego em uma rede semaforica, mesmo quando sua capacidade de tráfego é suficiente para atender a demanda.

De uma ou outra forma, obtém-se uma estimativa dos atrasos ao longo de um corredor de tráfego e caracteriza-se seu desempenho no atendimento à função deslocamento, em termos de fluidez. Os demais aspectos (como a segurança) e as demais funções (como o suporte às atividades locais) devem ser também consideradas, complementarmente, mesmo que de forma qualitativa.

É interessante notar que as expressões previamente apresentadas, são baseadas em filas estimadas como desbalanceamento entre demanda e fluxo de tráfego e, portanto, ignoram o efeito decorrente da dimensão horizontal das filas. Um procedimento mais adequado poderia usar as próprias estimativas de fila e permitiria a aplicação dos termos de correção anteriormente discutidos (o que deve ser feito, sempre que for importante obter maior precisão).

### 3.7. CARACTERIZAÇÃO DA HETEROGENEIDADE DO TRÁFEGO

A apresentação feita até o item anterior permite verificar que a Teoria do Fluxo de Tráfego tradicional fornece ferramentas interessantes para a análise e previsão do desempenho do tráfego. Entretanto, para aplicações práticas, existe uma característica básica das condições de demanda ou oferta usuais no tráfego que foi ignorada e precisa ser considerada: a heterogeneidade existente, seja em termos de tipos de veículos ou de manobras ou em termos de condições específicas enfrentadas em diferentes momentos.

A discussão feita a seguir busca contornar esta deficiência crítica. Na verdade, uma representação mais adequada trataria a interação entre os diferentes tipos de veículos e manobras na corrente de tráfego. O caminho usual, entretanto, é o de transformar uma corrente de tráfego heterogênea em uma corrente de tráfego homogênea equivalente em termos de alguma medida de interesse, o que representa uma simplificação forte. No entanto, mais importante que esta deficiência de procedimento, a carência de evolução da Teoria do Fluxo de Tráfego atual tem de desafiar as consideráveis lacunas de informação atualmente existentes em relação às diferentes medidas de interesse. Novamente, a apresentação terá de ser feita com base na discussão sobre demanda e capacidade para atendimento à função deslocamento, dado que outros aspectos são pouco desenvolvidos.

A heterogeneidade em termos de tipos de veículos ou de manobras pode, é bem verdade, ser vista como alteração das condições de tráfego específicas, assim como as mudanças decorrentes de modificações no controle semafórico ou nos fluxos opostos que regulam a operação de uma corrente de tráfego. Entretanto, sua discussão é feita separadamente por utilizarem-se, em geral, técnicas distintas para tratar um e outro tipo de heterogeneidade.

#### 3.7.1. Composição para Períodos de Operação Distintos

A diferença entre as condições específicas enfrentadas pelo tráfego em cada momento já foi encontrada anteriormente ao analisar-se a capacidade de tráfego em fluxo descontínuo. O procedimento utilizado naquele caso pode ser generalizado sem dificuldade e consistiu em ponderar a capacidade de tráfego em cada um dos dois tipos de momentos existentes pela fração do tempo em que cada uma das situações ocorre, isto é:

- durante as interrupções de tráfego, cuja duração é  $t_b$  e a fração é  $\varphi_{tb} = \varphi_b = \frac{t_b}{t_b + t_d}$ , a capacidade de tráfego instantânea é  $C_{tb} = 0$ ;
- durante o tempo disponível, entre interrupções, cuja duração é  $t_d$  e a fração é  $\varphi_{td} = \varphi = \frac{t_d}{t_b + t_d}$ , a capacidade de tráfego instantânea é  $C_{td} = S$ ;
- então, a capacidade de tráfego final, ponderando a ocorrência de uma e outra condição de operação, foi estimada por  $C_d = \varphi_{tb} \cdot C_{tb} + \varphi_{td} \cdot C_{td} = \varphi_b \cdot 0 + \varphi \cdot S = \varphi \cdot S$ .

A discussão precedente enfatiza que sempre que as capacidades de tráfego instantâneas em cada momento (em veículos por hora em dado momento) devem ser combinadas, a ponderação pertinente refere-se à porcentagem do tempo em que cada momento é observado (ao invés de outras características como a porcentagem de veículos que passam ou desejam passar em cada situação específica). Este tipo de ponderação é interessante e permanece válida (está implícita) nas formas corretas de tratamento para diferentes tipos de veículos e manobras discutidas adiante (situações onde a tendência de ponderar pela fração de cada tipo de veículo corrente de tráfego seria o caminho intuitivo, mas eventualmente errado).

### 3.7.2. Composição para Tipos de Veículos e Manobras Distintos

A diferença entre os tipos de veículos e de manobras, entretanto, é normalmente tratada de uma entre duas formas similares (e potencialmente equivalentes, se as hipóteses implícitas em cada uma forem admitidas ao aplicar-se a outra). No que se refere à demanda e capacidade de tráfego (isto é, para atendimento à função deslocamento), estas formas são:

- a transformação da demanda heterogênea em uma demanda homogênea equivalente, utilizando-se fatores de equivalência para cada tipo de veículo específico;
- a transformação de capacidades específicas em uma capacidade correspondente ao uso compartilhado da via pelos diferentes tipos de veículo em tráfego heterogêneo.

Na discussão feita a seguir, a demanda ou capacidade em tráfego heterogêneo (ou misto) deve ser vista como expressa em unidades de veículos-médios, considerando a composição da demanda observada em cada situação. Algumas vezes, deve-se escolher um tipo de veículo padrão ou expressar capacidades específicas e, neste caso, a medida de demanda ou capacidade de tráfego deve ser vistas como expressa em unidades de veículo-padrão ou veículo-tipo. Portanto, nunca será permitido comparar diretamente medidas de demanda ou capacidade expressas em unidades diferentes sem ponderar cada medida por um fator que expressa a conversão correspondente à mudança de unidades, como ao comparar extensões medidas em metros e em centímetros, sem ponderar que 1 m equivale a 100 cm.

Em cada contexto, a transformação pode ser realizada alternativamente em termos de demanda ou capacidade de tráfego. Dizendo melhor, a discussão tradicional limita-se ao caso de caracterizar a demanda de tráfego em termos de seu uso da capacidade de tráfego da via e, nesta tarefa, as tarefas são correspondentes.

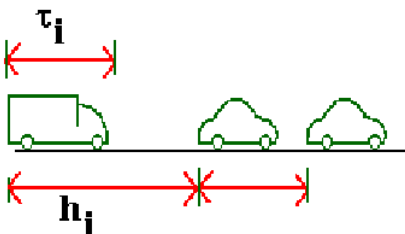
A chave para a derivar as formas usuais de transformação das demandas ou capacidades de tráfego dos diferentes tipos de veículo ou manobra em unidades correspondentes é o reconhecimento de que cada uma expressa um fluxo de tráfego que é o inverso de um intervalo entre veículos. Em particular, a capacidade de tráfego é o fluxo máximo e, portanto, é o inverso do intervalo mínimo entre veículos,

$$C = q_{\text{máx}} = \frac{1}{h_{\text{mín}}}, \text{ onde } h_{\text{mín}} = \tau + \gamma = \frac{\ell_v + \delta}{V}, \text{ onde } \tau \text{ é o tempo}$$

necessário para a passagem do veículo (igual a  $\frac{\ell_v}{V}$ , dado o comprimento do veículo  $\ell_v$  e sua velocidade  $V$ ) e  $\gamma$  é a brecha entre o veículo considerado e seu predecessor (ou sucessor, igual a  $\frac{\delta}{V}$ , onde  $\delta$  é a distância correspondente em relação ao veículo predecessor ou sucessor). Em termos estritos, diz-se que o veículo ocupa a via por um tempo  $\tau$  (correspondente à situação de intervalo mínimo ou, mais genericamente, a uma dada velocidade  $\tau[V]$ ). Em termos práticos, considera-se que uma separação mínima entre veículos tem de ser incorporada e admite-se que veículo ocupa a via por um intervalo  $\theta_m$  (que pode ser correspondente ao intervalo mínimo).

### 3.7.3. Composição com Fatores de Equivalência e Uso dos Fatores de Composição de Tráfego

Considere uma corrente de tráfego com uma proporção  $p_i$  de veículos de cada um de diferentes tipos  $i=0, 1, 2, \dots$  (onde 0 indica o tipo de veículo a ser eventualmente tomado como padrão para exprimir a demanda em corrente de tráfego homogênea equivalente), e uma corrente de tráfego com fluxo total  $Q = \sum_i Q_i$  e  $Q_i = p_i \cdot Q$



A primeira transformação (em demanda equivalente) utiliza o fato que a corrente de tráfego ocupa a via por um tempo  $\Theta = Q \cdot \bar{\theta} = \sum_i Q_i \cdot \bar{\theta}_i$  e, portanto, considerando um tipo de veículo padrão que ocupa a via por um intervalo  $\bar{\theta}_0$ , pode ser expresso como um fluxo equivalente

$$\tilde{Q} = \frac{\Theta}{\bar{\theta}_0} = \sum_i Q_i \cdot \frac{\bar{\theta}_i}{\bar{\theta}_0} = Q \cdot \sum_i p_i \cdot \frac{\bar{\theta}_i}{\bar{\theta}_0} = Q \cdot \bar{e}, \text{ onde } \bar{e} = \sum_i p_i \cdot e_i \text{ para}$$

fatores de equivalência em termos de uso da via dados por  $e_i = \frac{\bar{\theta}_i}{\bar{\theta}_0}$ .

Neste caso, um fator de equivalência igual a 2 em termos de uso da via exprime o simples fato de que o tipo de veículo considerado ocupa a via por duas vezes mais tempo que o veículo padrão e a medição dos fatores de equivalência pode ser feita diretamente em campo a partir da medição dos intervalos médios em que cada veículo ocupa a via  $\bar{\theta}_i$  (independentemente do tipo de fenômeno envolvido, com exceção de interferências causadas por outros elementos).

Esta visão simplificada pode ser generalizada para casos em que os veículos de um determinado tipo alterem as condições de operação dos demais (como no caso de veículos lentos que forcem os demais veículos a reduzirem a velocidade e fazem com que mesmo os outros veículos ocupem mais a via do que fariam em condições normais).

Considere que em condições normais, os intervalos médios sejam  $\bar{\theta}_i$  e que a presença de um veículo do tipo  $k$  produza a afete  $\bar{n}_i^k$  veículos



do tipo  $i$  e eleve seu tempo de ocupação da via para  $\bar{\theta}_i^k$  (para veículos do tipo  $i$  seguindo um veículo do tipo  $k$ ). Neste caso, atribuindo todo o efeito ao veículo tipo  $k$ , seu fator de equivalência será 
$$e_k = \frac{\bar{\theta}_k}{\bar{\theta}_0} + \sum_i \bar{n}_i^k \cdot \frac{(\bar{\theta}_i^k - \bar{\theta}_i)}{\bar{\theta}_0},$$
 incorporando um termo intrínseco e outro termo de interferência com os demais veículos.

### 3.7.4. Composição com Capacidades Específicas e Uso da Fórmula de Capacidade Compartilhada

A segunda transformação (em capacidade com uso compartilhado) utiliza o fato que a capacidade em tráfego heterogêneo  $C = 1/\bar{h}_{\min}$  pode ser escrita em função das capacidades específicas  $C_i = 1/\bar{h}_{\min,i}$  (obtenível se toda a corrente de tráfego fosse composta de veículos do tipo  $i$  apenas) se for razoável admitir que  $\bar{h}_{\min} = \sum_i p_i \cdot \bar{h}_{\min,i}$ . Neste caso, tem-se a fórmula usual de capacidade em faixas de uso compartilhado, que estabelece que a capacidade média é a média harmônica das capacidades específicas, isto é,  $\bar{C} = 1/\sum_i \frac{p_i}{C_i}$ .

Uma forma mais operacional pode ser estabelecida notando que a fórmula de capacidade com uso compartilhado equivale a  $Q/\bar{C} = \sum_i Q_i/C_i$  (ou seja,  $X = \sum_i X_i$  com o grau de solicitação de capacidade global obtido pela soma dos graus de solicitação específicos  $X_i = Q_i/C_i$ ).

Note que os valores obtidos em campo para os intervalos médios de ocupação da via  $\bar{\theta}_i$  podem variar muito com as condições de medida. Por este motivo, as condições de medição devem ser consideradas. Se as condições de medição corresponderem às condições de escoamento da capacidade de tráfego, então  $\bar{\theta}_i = h_{\min,i} = 1/C_i$  e os fatores de equivalência podem ser obtidos como a razão inversa das capacidades específicas pois 
$$e_i = \frac{\bar{\theta}_i}{\bar{\theta}_0} = \frac{h_{\min,i}}{h_{\min,0}} = \frac{1/C_i}{1/C_0} = \frac{C_0}{C_i}.$$

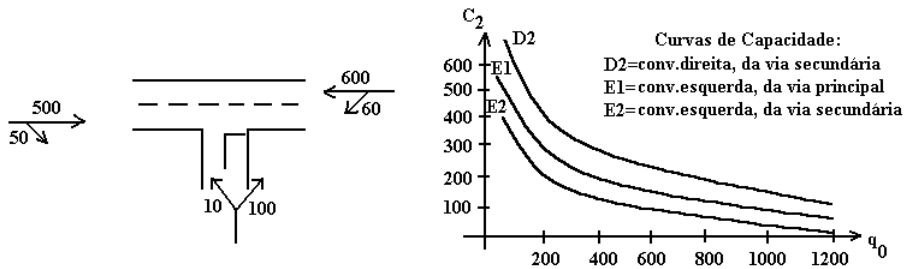
Assumindo esta hipótese implícita na fórmula de capacidade com uso compartilhado, os resultados obtidos com ambos os procedimentos serão absolutamente iguais.

No entanto, esta similaridade não é geral porque é difícil estabelecer empiricamente fatores de equivalência medidos em condições de capacidade. O conceito de capacidade específica é especialmente útil quando existe uma base teórica firme capaz de dar suporte à sua estimativa, como função de variáveis fundamentais. Além disso, pode não ser adequado usar as características de tráfego operando com a capacidade para caracterizar outros regimes de operação.

Ao final, a transformação de uma corrente de tráfego heterogênea em uma corrente de tráfego homogênea permite comparar demanda e capacidade e proceder a todos os tipos de análise discutidos nos itens precedentes, constituindo um aspecto prático essencial.

## EXERCÍCIO PROPOSTO: Capacidade com Uso Compartilhado das Faixas de Tráfego

Considere uma a interseção esquematizada a seguir e as curvas de capacidade correspondentes às manobras secundárias existentes.



Estime a capacidade específica para cada uma das manobras secundárias. Compare o grau de solicitação da capacidade da via secundária calculado usando o conceito de demanda equivalente e de capacidade com uso compartilhado da via.

Avalie o impacto do aumento das conversões à esquerda da via secundária para 50v/h ou 150v/h.

## SOLUÇÃO DO EXERCÍCIO: Capacidade com Uso Compartilhado das Faixas de Tráfego

Cada manobra secundária deve ter a capacidade avaliada usando a curva de capacidade específica (E1, D2 ou E2), considerando seu fluxo oposto (isto é, a soma dos fluxos conflitantes com prioridade sobre a manobra).

A via principal tem uma manobra secundária: a conversão à esquerda da via principal (E1, com  $Q_{E1} = 60 \text{ v/h}$ ). Seu fluxo oposto é  $q_0 = 500 + 50 = 550 \text{ v/h}$  e sua capacidade específica é  $C_{E1} \cong 180 \text{ v/h}$  (razoavelmente maior que a demanda atual).

A via secundária tem duas manobras secundárias: a conversão à direita (D2, com  $Q_{D2} = 100 \text{ v/h}$ ) e a conversão à esquerda (E2, com  $Q_{E2} = 10 \text{ v/h}$ ). Para a conversão à direita da via secundária, o fluxo oposto é  $q_0 = 500 \text{ v/h}$  e a capacidade específica é  $C_{D2} \cong 300 \text{ v/h}$ . Para a conversão à esquerda da via secundária, o fluxo oposto é  $q_0 = 500 + 600 + 60 = 1160 \text{ v/h}$  e a capacidade específica é  $C_{E2} \cong 20 \text{ v/h}$ . Existe uma única faixa na via secundária e, portanto, ambos os movimentos compartilham a mesma faixa e não devem ser considerados isoladamente. A forma mais simples de composição de tráfego com capacidades específicas é o uso da fórmula de capacidade compartilhada  $C = \frac{Q}{X}$ , com  $X = \sum_k X_k$  (que corresponde a usar a média harmônica das capacidades específicas). No caso,  $X_{D2} = \frac{100}{300} = 0,33$ ,  $X_{E2} = \frac{10}{20} = 0,50$ ,  $X = 0,33 + 0,50 = 0,83$  e  $C = \frac{110}{0,83} \cong 130 \text{ v/h}$ . Tanto o grau de solicitação de capacidade (83%) quanto a reserva de capacidade (130-110=20v/h) indicam que a operação está próxima do limite de capacidade e deveria ser melhorada.

Neste caso, uma estratégia simples de melhoria seria aumentar o número de faixas na aproximação secundária (os veículos poderiam compartilhar ambas as faixas embora, neste caso, os níveis de solicitação de capacidade de cada manobra são semelhantes e elas poderiam também ser alocadas cada uma a uma das faixas).

A avaliação com o conceito de veículo equivalente leva exatamente aos mesmos resultados, de forma distinta, se o equivalente for calculado com base na razão inversa das capacidades específicas. Por exemplo, tomando o veículo que faz conversão à direita como veículo padrão, seu fator equivalente é igual a 1,0 e o fator equivalente dos veículos

que demandam conversão à esquerda é  $e_{E2} = \frac{1/20}{1/300} = \frac{300}{20} = 15 \text{ vd/ve}$ . A capacidade em veículo padrão seria a da conversão à direita  $\tilde{C} = 300 \text{ VP/h}$  e a demanda equivalente seria  $\tilde{Q} = 1,0 \cdot 100 + 15,0 \cdot 10 = 250 \text{ VP/h}$ . Portanto, o grau de solicitação da capacidade seria  $X = \frac{\tilde{Q}}{\tilde{C}} = \frac{250}{300} = 0,83$  (o mesmo resultado anterior).

Não faz diferença usar um ou outro tipo de veículo como veículo padrão, desde que os critérios de composição sejam utilizados corretamente. Somente a unidade de medida de demanda e capacidade estão sendo alteradas.

Note que a capacidade de 130v/h, neste sentido, está expressa em veículos médios. Tem a vantagem de poder ser comparada diretamente com os dados de demanda e a desvantagem de alterar-se quando a composição da demanda mudar (pois altera-se o veículo médio da corrente de tráfego). De resto, é totalmente similar aos demais critérios.

### 3.8. REPRESENTAÇÃO E OBTENÇÃO DE DADOS SOBRE O SISTEMA VIÁRIO

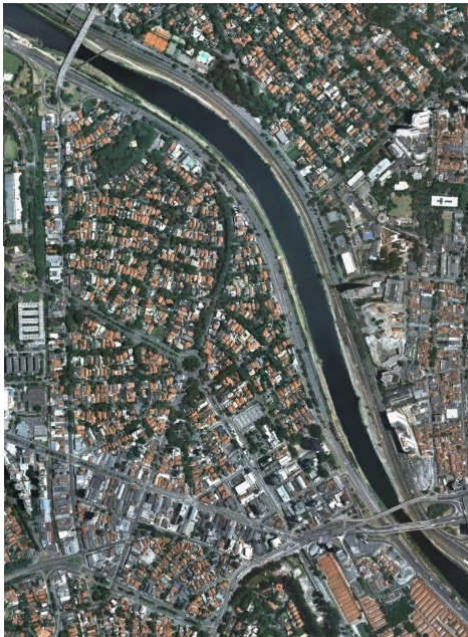
Com base nos conceitos discutidos até aqui, pode-se selecionar um conjunto básico de informações necessárias para caracterizar o sistema viário existente, suas condições de oferta, demanda e desempenho, além de sugerir procedimentos práticos para obtenção dos dados correspondentes em levantamentos cadastrais ou de campo. A seguir, uma forma básica de caracterizar o sistema viário existente, de coletar os dados necessários e de representar as informações adequadamente é apresentado (naturalmente, outras formas podem ser preferidas).

Da discussão realizada, pode-se perceber que o sistema viário deve inicialmente ser caracterizado pelas categorias funcionais atribuídas a cada elemento de via, o aspecto mais básico da estruturação viária, o que inclui a identificação do sistema viário estrutural (que deve prover as condições gerais para deslocamento entre diferentes porções de uma área de interesse, assim como a sua interligação com o sistema viário externo). As categorizações viárias podem variar em relação às categorias básicas anteriormente discutidas (vias expressas, arteriais, coletoras e locais), sem obscurecer a distinção fundamental entre vias estruturais e vias complementares dentro de uma área de interesse (usualmente toda a área urbana mas eventualmente uma porção da área urbana ou uma região maior dentro de um estado ou país).

Em termos de desempenho do sistema viário na função deslocamento, a discussão anterior também argumentou que a característica fundamental da operação de cada elemento viário é sua condição de oferta (fluxo contínuo/ininterrupto ou fluxo descontínuo/interrompido), aspecto que condiciona a operação nos elementos básicos da via que determinam o desempenho viário, dadas as demais características de oferta e as diversas solicitações de demanda sobre o sistema viário.

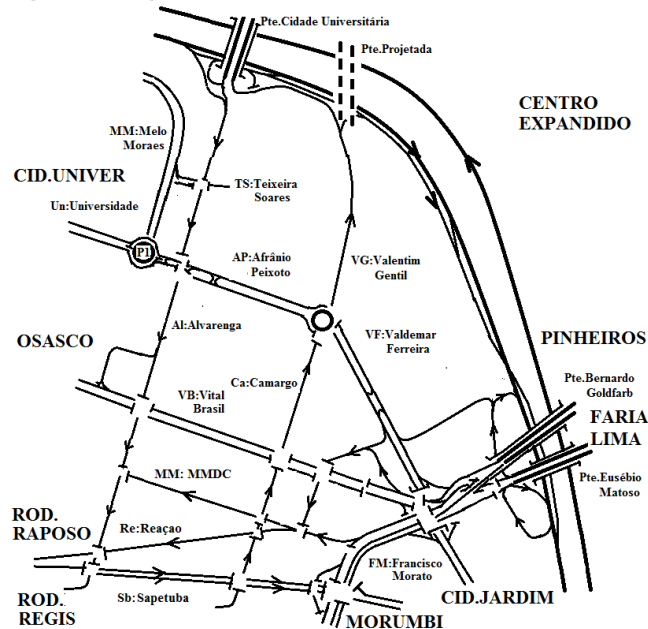
Este primeiro nível de informação sobre o sistema viário existente pode normalmente ser obtido do conhecimento geral sobre o funcionamento do sistema viário e dos dados cadastrais usualmente disponíveis, considerando a configuração viária, os núcleos de atividades e seus eixos de acesso/egresso principais, e as diretrizes urbanísticas relativas às áreas de atividade local ou proteção ambiental. A forma básica de representação deste primeiro nível de informação sobre o sistema viário existente é o diagrama unifilar simplificado. Neste diagrama deve-se representar somente o sistema viário estrutural

(pelo eixo de cada via ou, no máximo, de cada pista) e sua articulação com os principais núcleos de atividades (incluindo as interseções entre as vias de acesso/egresso e as estruturais). Para cada elemento viário, define-se somente os pontos de mudança da configuração física geral e os pontos onde a condição de fluxo contínuo é eliminada pelos elementos externos que causam interrupções periódicas do tráfego (usualmente nas interseções). A configuração física geral em cada elemento viário e a forma geral de controle de tráfego nas interseções podem ser resumidamente descritas de forma verbal e esquemática. O mesmo pode ser feito em relação à característica básica dos núcleos de atividades locais. Em muitos casos, ambas as anotações podem ser omitidas (visto que em geral são informações de conhecimento geral em cada área de interesse), pelo menos para documentação utilizada em discussão de trabalho interna.



Embora simples, a informação dos diagramas unifilares simplificados merece cuidadosa verificação e análise porque é muito comum produzir uma representação incompleta, em geral pela omissão de trechos/vias que cumprem funções menos importantes de ligação viária. Normalmente é necessário examinar cuidadosamente a representação adotada verificando se as vias inicialmente identificadas como estruturais permitem realizar todos os deslocamentos relevantes de entrada e saída das áreas de uso locais da região em estudo e servir todos os deslocamentos de passagem que cruzam a região, considerando os esquemas de circulação adotados. Nesta verificação, opções de retorno abertos no canteiro central ou circuitações de retorno que utilizam quadras adjacentes ao sistema viário principal são adicionadas, reconhecendo seu papel propriamente estrutural. A importância destas ligações complementares depende, naturalmente, da magnitude da demanda que solicita sua utilização e da existência de alternativas melhores de ligação fora da região em estudo. No entanto, estes são aspectos que mudam ao longo do tempo e podem vir a ser relevantes no futuro imediato ou, pelo menos, no horizonte do estudo.

Esquema Unifilar Simplificado:



A representação deve ser tão simplificada quanto possível para permitir obter uma visão geral sobre o sistema viário da região em estudo. Este aspecto, no entanto, pode significar que a representação relevante depende do objetivo do estudo em realização. Por exemplo, em um estudo com foco específico no tratamento prioritário ao transporte coletivo por ônibus, pode ser importante incluir neste primeiro nível de representação a informação sobre a existência de pistas exclusivas ou faixas exclusivas para ônibus no sistema viário existente. Em outro estudo, este aspecto pode ser detalhado como parte do nível seguinte de representação. Ao lado, está mostrado um exemplo correspondente ao entorno da Pte. Cidade Universitária e da Pte. Eusébio Matoso na região externa ao centro expandido da cidade de São Paulo, destacando a localização de uma nova Pte. Projetada. O objetivo do estudo seria o de analisar os gargalos atualmente existentes no sistema viário da região e avaliar a necessidade de implantar a nova ponte em comparação com alternativas de intervenção menos custosas.

A delimitação da área de interesse para a região de estudo tem muitas vezes de ser revisada ao longo do processo de análise e avaliação porque o estudo pode concluir pela existência de uma forte relação entre as condições de operação em elementos viários adjacentes, não inicialmente suposta ou conhecida pela equipe técnica. Para evitar esta mudança ao longo do estudo, que acarreta a necessidade de refazer etapas anteriores de representação e coleta de dados básicos, deve-se

iniciar a análise e avaliação com uma definição ampla, considerando as necessidades técnicas e o orçamento do estudo.

Embora raramente disponíveis em estudos de tráfego, neste nível de informação também seriam apresentados dados sobre a estrutura espacial das viagens que utilizam o sistema viário da área de estudo, com resolução espacial corresponde aos pontos de entrada e saída da região de estudo e à sua área interna (eventualmente dividida em alguns setores, a partir da definição de seções de controle). A informação é normalmente coletada através de pareamento de placas e/ou seguimento de veículos (visualmente, em extensões restritas, ou utilizando um *chasing car* ou carro perseguidor, em extensões maiores), limitando o tipo de informação obtível aos dados que podem ser coletados a partir da observação externa dos deslocamentos (exceto quando existem dados disponíveis de estudos mais amplos, de planejamento de transportes). Esta informação é normalmente apresentada através de matrizes de viagens, eventualmente diferenciadas por tipo de veículo (ou mais desagregadas, caso a informação sobre os deslocamentos provenham de pesquisas por entrevistas com os usuários, que permitem adicionar dados como origem/destino e motivo das viagens, características dos viajantes e compartilhamento dos veículos, entre outras). Em certos casos, pode haver informação específica de interesse sobre viagens relacionadas com pólos geradores de tráfego da região de estudo ou seu entorno.

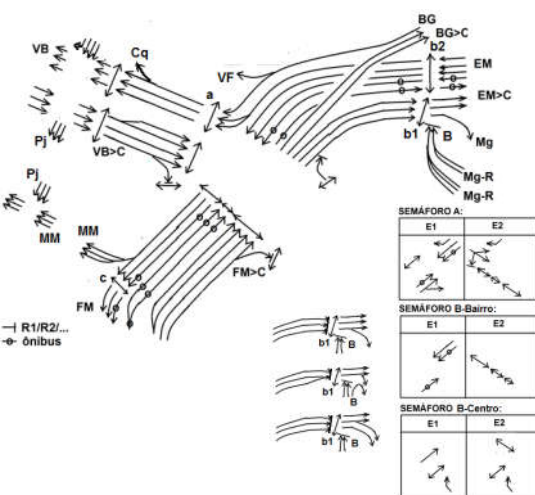
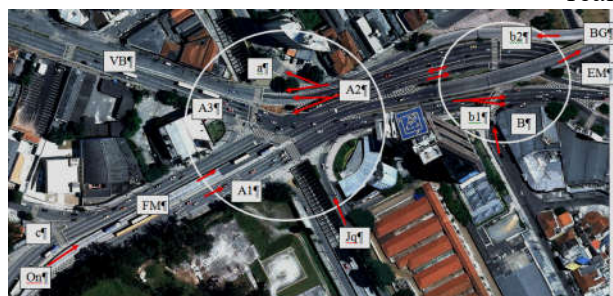
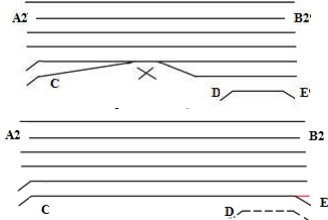
Em geral, os dados apresentados neste primeiro nível de informação não são suficientes para permitir uma análise técnica adequada, em particular para determinar a capacidade e o desempenho do tráfego no sistema viário estrutural. Por este motivo, pelo menos em locais específicos que serão objeto de análise e avaliação mais cuidadosa, é necessário elaborar um diagrama unifilar detalhado. Neste diagrama deve-se representar todos os elementos viários existentes em um local (trecho de via ou ligação entre vias), com sua configuração física (onde são representados os eixos de cada faixa de tráfego e os detalhes da sinalização viária existente e relevante para a análise estrutural). O ponto essencial é representar a disciplina de utilização do espaço viário e os aspectos relevantes da sinalização viária (incluindo o controle de tráfego nas interseções ou acessos controlados), delineando as faixas de tráfego em cada ponto de cada via, incluindo faixas utilizadas para estacionamento (em tracejado com a orientação das vagas de estacionamento) e as transições existentes (locais de adição e/ou supressão de faixas, conexão entre elementos em níveis diferentes), incluindo áreas marcadas com zebraado (mantendo a orientação do zebraado em campo), entre outros elementos de interesse.

Elementos relevantes do entorno da via também devem ser representados (elementos urbanos ou naturais que interfiram na intervisibilidade ou restrinjam a disponibilidade de área para ampliação da via), sempre que possível empregando a simbologia usual utilizada em plantas de Topografia.

Em relação às edificações lindeiras, devem ser representados as entradas e saídas principais (normalmente correspondem a vias de entradas e saídas, não entradas e saídas sobre as calçadas) e pontos relevantes de travessias de pedestres (especialmente as travessias de pedestres controladas por semáforos, mas também outras travessias com fluxo relevante de pedestres, sinalizadas ou não, com sua localização e configuração específicas, incluindo ilhas para pedestres).

Além dos dados relevantes sobre o projeto existente e as restrições para projetos futuros, a representação detalhada deve conter toda a

informação relevante para a análise e avaliação da operação do tráfego (o que pode variar em função do método de análise utilizado). Por exemplo, em uma interseção semaforizada é importante representar o plano semaforico adotado e os tempos semaforicos observados nos períodos de pico (estas informações de campo devem ser comparadas com as obtidas das programações semaforicas obtidas, seja dos responsáveis pela operação semaforica no local ou seja da verificação



direta dos parâmetros programados nos equipamentos de controle). Ao lado, estão mostrados diagramas unifilares detalhados referentes ao entrelaçamento sob a Pte.Eusébio Matoso e à interseção semaforizada entre a Av.Francisco Morato e a Av.Vital Brasil, incluindo os semáforos de pedestres adjacentes e o acesso não semaforizado adiante (proveniente do ramal de saída do entrelaçamento sob a Pte.Eusébio Matoso). Deve-se observar que é muito importante representar corretamente os detalhes do controle de tráfego e da disciplina de uso do espaço viário (isto é, da demarcação das faixas de tráfego), assim como observar o padrão real do comportamento do tráfego (ponderando a contribuição de cada cenário em termos médios). Para entender a importância destes aspectos detalhados, pode-se examinar os esquemas alternativos apresentados como ilustração e conjecturar o impacto de cada opção sobre a operação efetiva do tráfego local: no entrelaçamento, a obstrução física (X) é eliminada para prolongar a faixa direita de C a E, que passa a ter 2 faixas de saída (com a bifurcação da faixa direita adiante); na interseção B, são apresentadas 3 alternativas para o acesso vindo de E (que igualmente tem implicações distintas em termos de necessidade de espaço e impacto no tráfego).

Os dados ou parâmetros importantes para a operação de tráfego (por exemplo, os fluxos de saturação e os tempos perdidos na operação das aproximações semaforizadas ou os fluxos opostos, as brechas críticas e os intervalos de seguimento para manobras secundárias) podem ser objeto de levantamentos específicos, assim como medidas referentes ao desempenho do tráfego (por exemplo, tempos de viagem, filas e atrasos). No entanto, mesmo que estes dados complementares não sejam coletados, convém registrar pelo menos uma informação qualitativa sobre as manobras críticas (ou as filas críticas) na representação detalhada dos locais a serem estudados. Atualmente, aliás, deve-se considerar recomendável que os dados sejam registrados em filmagens que permitam processamento e verificação posterior.

Toda a informação mencionada sobre os diagramas unifilares detalhados pode ser apresentada sobre plantas topográficas ou fotografias aéreas existentes e serve para verificar a atualização das fontes de informação disponíveis. Esta é uma representação preliminar que não substitui os dados necessários para a elaboração de projetos executivos mas permite iniciar a preparação dos estudos de campo necessários e mesmo a discussão e o esboço de alternativas de intervenções a serem desenvolvidos em projetos funcionais.

### 3.8.1. Métodos de Levantamento de Dados Gerais

Os levantamentos usuais sobre demanda de tráfego e tempo de viagem são amplamente documentados na literatura técnica tradicional. A seguir, os procedimentos para realização de pesquisas de demanda de tráfego e de velocidade e retardamento são apresentados para tratar de forma sucinta alguns aspectos normalmente negligenciados.

As pesquisas de contagem classificada e de velocidade pontual, que são as formas mais conhecidas, são formas simplificadas de obtenção

de dados que não são suficientes, em geral, para obter os dados necessários (somente podem ser aplicadas quando não há operação saturada, preferivelmente com condições de demanda e fluxo de tráfego bastante inferior à capacidade da via).

No que se refere ao levantamento da demanda de tráfego, as contagens classificadas podem ser inadequadas em situações de sobre-demanda, dado que são obtidos apenas os volumes ou fluxos de tráfego escoados (sem considerar que a restrição de capacidade faz com que parte da demanda seja retida acumulando as filas no sistema viário ou, na situação oposta, parte do fluxo seja alimentado pela dissipação de filas existentes no início do período). Para uma medição mais pertinente da demanda, pode-se introduzir a monitoração simultânea da variação das filas entre o início e o término do período de contagem.

Em geral, as filas são computadas e registradas diretamente em veículos. No entanto, quando a sobre-demanda é significativa, é mais prático anotar a posição final das filas em relação a marcos de referência em campo (obtendo a extensão correspondente em mapas ou fotos aéreas) ou medir as filas em metros (ao invés de medi-la em veículos, contando o número de veículos na fila). Neste caso, é preciso também calibrar um parâmetro de conversão: a densidade de veículos na fila. Em geral, calibra-se este parâmetro K por faixa de tráfego (v/km/fx) e transformasse o total de faixas-quilômetro de filas z em número de veículos como  $n=z/K$ . Se a seção da via é homogênea na aproximação do ponto de medição, o parâmetro pode ser calibrado com todas as faixas e a extensão da fila pode ser computada, então, em quilômetros, chegando-se ao número de veículos em fila utilizando a mesma expressão. Outros detalhes como composição da demanda (em tipos de veículos e/ou de manobra) são ainda obtidos das contagens do volume ou fluxo de tráfego escoado (em proporção).

PESQUISA DE DEMANDA DE TRÁFEGO									
LOCAL:			DIA:			PERÍODO DO DIA:		DATA: / /	
APROXIMAÇÃO:			SENTIDO:			PERÍODO UNITÁRIO/INTERVALO:		/ min	
PESQUISADOR:									
Contagens (veículos)					posição das filas				
Horário de início	Período efetivo								
Fila/Extensão		m/p	m/p	m/p	m/p				
1									
2									
3									
4									
Média/Veículo									
TEMPO:		<input type="checkbox"/> BOM	<input type="checkbox"/> NUBLADO	<input type="checkbox"/> GAROA	<input type="checkbox"/> CHUVA				
COMENTÁRIOS:									
SUPERVISOR:					CONFERENTE:				

As contagens são feitas na seção de saída da fila (um potencial gargalo de capacidade, que tem escoamento normal adiante mas retém fila à montante, ou uma seção com clara restrição de capacidade, em função da redução no número de faixas ou existência de um semáforo). Ao lado mostra-se o formulário para pesquisa de demanda de tráfego recomendado. Cada coluna do formulário de coleta de dados deve ser alocado a um tipo de demanda (em geral, por tipo de veículo e/ou de manobra). Quando há um tipo de veículo ou manobra predominante, uma das colunas pode registrar o total e as demais podem registrar os veículos distintos daquele predominante. O registro é feito com sinais gráficos (quadrículas ou cerquinhas) ou com auxílio de contadores mecânicos ou digitais (neste caso, os contadores são zerados no início do período e a leitura é tomada ao final do período). No caso de usar contadores, pode-se também fazer o registro dos totais acumulados nos períodos de contagem (5 a 15 minutos) ao longo de

de observação (algumas horas), obtendo-se posteriormente a contagem de cada período por diferença. Embora seja menos usual, pode-se também amostrar períodos de contagem ao longo do período de observação, anotando os dados nos períodos de descanso entre períodos de contagem (os dados podem, posteriormente, ser expandidos para períodos de referência quaisquer). O processamento dos dados deve tratá-los adequadamente.

Em geral são feitas contagens classificadas, utilizando as diferentes colunas do formulário de pesquisa para distinguir tipos de manobra e tipos de veículo. O esquema mais usual é anotar o total geral na primeira coluna, reservando as 2 colunas seguintes para conversões à direita e à esquerda, respectivamente (se houver), e a última coluna para os veículos pesados (por diferença obtém-se as manobras normais adiante e as contagens para os automóveis). O mesmo pesquisador deve anotar a posição da fila nos instantes de início e término do período de contagem, medindo a extensão em metros do final da fila ao ponto de referência da seção de contagem ou de algum marco previamente estabelecido (quando as filas são muito extensas, torna-se conveniente estabelecer diversos marcos ao longo da aproximação para facilitar a mensuração da fila, obtendo-se preliminarmente a distância dos marcos intermediários até o ponto de referência da seção de contagem nas atividades de preparação ou processamento da pesquisa).

Para níveis de tráfego usuais, um pesquisador pode coletar dados de pelo menos duas faixas de tráfego. Quando necessário, deve-se escalar mais de um pesquisador para coletar os dados sobre demanda em um dado local, repartindo as faixas de tráfego entre eles. Para anotar maior detalhe quanto aos tipos de manobra e/ou veículo é necessário ter mais anotadores e formulários. No processamento utilizando filmagens, o mesmo pesquisador pode dividir a contagem em distintas observações sucessivas, até obter toda a informação desejada.

Ao lado, mostram-se as instruções para utilização do formulário para

pesquisa de demanda de tráfego e para processamento dos dados. Com dados diretamente contados ou expandidos para um período de referência, o volume de tráfego é  $N_T$ , a estimativa do fluxo de tráfego é

$$q = \frac{N_T}{T}$$

e a estimativa de demanda, como primeira aproximação, é

$$Q \cong \frac{N_T + \Delta n_T}{T}$$

onde  $N_T$  é o volume de tráfego escoado no período  $T$  ( $N_T = \frac{T}{t} \cdot N_t$ , caso a contagem

tenha sido obtida num período  $t$ ) e  $\Delta n_T$  é a

variação da fila (fila final menos fila inicial) no período  $T$  ( $\Delta n_T = \frac{T}{t} \cdot \Delta n_t$ , caso a contagem

tenha sido obtida num período  $t$ ). Se as filas são medidas em metros, como  $\Delta z$  (extensão final menos extensão inicial), as filas em veículos são estimadas como  $\Delta n = \frac{\Delta z}{K_n}$ , onde  $K_n$  é obtido a partir das

medições de calibração da densidade de veículos na fila (em v/km ou v/km/px, de forma correspondente com a da medição da extensão das filas).

A estimativa aproximada da demanda de tráfego é obtida do chamado modelo de filas verticais, para o qual a extensão das filas acumuladas no sistema viário seria dada por  $\Delta n_T = (Q - q)T$ . A estimativa aproximada da demanda de tráfego pode ser corrigida, considerando a extensão da fila  $z = \frac{n}{K_n}$ , utilizando a estimativa para as filas

#### PESQUISA DE DEMANDA DE TRÁFEGO

##### PREPARAÇÃO:

- preencher o cabeçalho do formulário com os dados da pesquisa programada;
- indicar o período unitário de contagem e o intervalo entre contagens (por exemplo, 5 minutos por 10 minutos ou 15 minutos sem intervalo) a ser usado.
- preencher a primeira e a última linha da coluna Horário de Início com o período previsto para a contagem de volume de tráfego (hh:mm).
- se for o caso, identificar as classes de veículos a serem contadas em separado utilizando cada um dos pares de colunas em Contagem (veículos) para inserir o código ou símbolo correspondente no topo da coluna (usualmente por tipo de veículo, como A=auto e C=caminhão, O=ônibus, M=motos, ou por tipo de movimento, como T=total ou direto, D=direita, E=esquerda, R=retorno).

##### EXECUÇÃO:

- para cada período de observação, deve-se usar uma linha para contagem (ou mais de uma linha, caso seja necessário ter espaço adicional), cada veículo deve ser registrado como um traço em quadriculas <sup>100</sup> ou cercas <sup>100</sup> para posterior totalização, observando-se a coluna correspondente ao tipo de veículo observado, o horário efetivo de início e de término de cada período de contagem deve ser anotado, encerrando o período sempre que ocorrer algum incidente que impeça a operação;
- venha-se a carga de trabalho da anotação é compatível com a capacidade de manter um registro preciso dos veículos; a pesquisa de tráfego em uma seção pode ser repartida com outros observadores em função de diferentes tipos de veículo ou faixas de tráfego (mantendo a mesma seção de referência);
- entre períodos de anotação, deve-se observar a extensão das filas acumuladas no trecho anterior à seção de contagem e anotar um ponto de referência que identifique o final da fila, para filas menores, a extensão da fila pode ser medida em metros ou em passos de um mesmo observador, para observação contínua, a monitoração de filas deve ser realizada por um observador adicional;
- devem ser feitas pelo menos 2 (preferencialmente 4) medições de densidade de veículos por faixa em fila em um trecho de calibração; todas as faixas devem ser anotadas, registrando o número de veículos (eventualmente separando veículos leves e veículos pesados); a extensão do trecho pode ser medida em metros ou em passos do mesmo observador, deve-se usar um trecho de pelo menos 40 metros;
- observações pertinentes sobre incidentes que possam ter efeito sobre os volumes de tráfego pesquisados devem ser registrados na coluna correspondente, ao final da pesquisa, anotar a condição de tempo predominante e comentários gerais.

##### TABULAÇÃO:

- a tabulação deve ser feita utilizando cinco colunas adicionais em um novo formulário ou no formulário da pesquisa, a primeira coluna deve registrar o período de expansão dos dados, a seguir admite-se que há um período de contagem para cada período de expansão;
- se apenas os volumes por período são desejados, basta copiar o valor anotado  $N_t$ , ou obter a diferença em relação à linha anterior, no caso de terem sido anotados valores acumulados; na parte superior da segunda coluna ao lado, se os volumes devem ser expandidos, a parte inferior deve ser usada para anotar o volume expandido  $N_n = \frac{N_t}{t_i} \cdot T_i$ , onde  $t_i$  é a duração do período contato e  $T_i$  é a duração do período de expansão;
- a variação da fila é preenchida, na parte superior da quarta coluna ao lado, em veículos  $\Delta n_i = \frac{\Delta z_i}{K_n}$ , onde  $\Delta z$  é a variação na extensão das filas (positiva ou negativa, se cresceu ou diminuiu) e  $K_n$  é a densidade de veículos na fila, se as filas devem ser expandidas, a parte inferior deve ser usada para anotar a variação de fila expandida  $\Delta n_n = \frac{\Delta z_i}{K_n} \cdot \frac{T_i}{t_i}$ ;
- em primeira aproximação, a demanda de tráfego pode ser calculada como  $Q_i = \frac{N_t + \Delta n_i}{t_i}$  ou  $Q_n = \frac{N_n + \Delta n_n}{T_i}$  e anotada na quinta coluna ao lado;
- elaborar histogramas com fluxos horários (considerar filas, se for o caso).



acumuladas no sistema viário seria dada por  $\Delta n_T = \frac{(Q - q)T}{1 - \frac{K}{K_n}}$ , onde

$K = \frac{Q}{V}$  é a densidade de tráfego nas seções não afetadas pelas filas e  $K_n \cong \frac{N_\ell}{\ell_v}$  é a densidade de veículos na fila (valor calibrado em campo ou estimado a partir da extensão por veículo ocupada na fila  $\ell_v$  e do número de faixas de tráfego  $N_\ell$ ).

A estimativa corrigida da demanda de tráfego seria, então, dada por

$$Q = \frac{N_T + \Delta n_T}{T + \frac{\Delta z_T}{V}}, \text{ com } \Delta z_T = \frac{\Delta n_T}{K_n} \cong \frac{\Delta n_T \cdot \ell_v}{N_\ell}$$

(em geral, a precisão adicional obtida com esta correção é desnecessária). Note que a velocidade de chegada dos veículos na seção não afetada pelas filas deve ser conhecida (com diversos fluxos contribuintes, uma idéia seria usar a velocidade média ponderada pelos fluxos de cada via). Este valor pode também ser obtido durante a observação de campo. Normalmente marca-se uma distância de referência  $\Delta L$  fora da influência da fila e anota-se o tempo para percorrê-la  $\Delta t_i$  para uma amostra de veículos (sempre mais de 4 veículos mas preferencialmente mais de 10 veículos). Por tratar-se da velocidade em uma seção, pode-se obter a média aritmética simples.

Quando as filas são muito extensas é usual que a fila encontre pontos de convergência (que adicionam veículos) e/ou divergência (que retiram veículos) de fluxos. Nestes casos, os fluxos devem ser computados localmente no ponto de transição, em um período seguinte ao instante em que a seção correspondente é atingida pela fila. De forma simplificada, pode-se eventualmente contar os fluxos que entram ou saem e obter o fluxo principal como diferença em relação ao fluxo que sai adiante. O instante correspondente deve também ser registrado porque é necessário finalizar um sub-período anterior e iniciar um sub-período seguinte quando a fila atinge o ponto de transição. O processo pode ser então repetido reiteradamente (na medida que novos pontos de transição sejam atingidos na evolução da fila) antes de considerar a fila acumulada em cada trecho de via.

Em alguns casos, pode-se considerar adequado realizar a contagem de fluxo e a monitoração de filas em pesquisas distintas (embora deixe de ser traduzida a óbvia inter-relação entre estas informações, os dados serão normalmente representativos se for possível obter uma amostra maior). Em outros casos, pode ser eventualmente mais simples obter a demanda diretamente pela composição de fluxos medidos em seções contribuintes não afetadas pelas filas, reconhecendo que  $Q$  (e  $K$ ) são constituídos por diversos fluxos de alimentação (e teriam de ser acumulados em parcelas como  $Q = \sum_i Q_i$ ), trasladados no tempo pelo tempo de viagem (sem fila) entre as seções ( $t_i = x_i / V$ ).

O aspecto mais delicado da pesquisa sobre demanda de tráfego corresponde ao critério adotado para definir o posicionamento da fila ao longo da via. O conceito mais simples é o de anotar um valor correspondente à extensão da fila em instantes pré-definidos (minutos em múltiplo de 5 e segundos em passo 2 na série 1, 3, 7, 11, 19, 23, 29, 31, 37, 43, 47, 53, 59) mas convém também prolongar a observação por cerca de 1 minuto (ou 1 ciclo semaforico) e anotar a extensão máxima atingida pela fila ( $M$ , anotando o instante em que passou a diminuir de tamanho, se isso ocorreu) e a extensão mínima que é

bloqueada pela fila (N, anotando o instante que que passou a crescer, se isso ocorrer). Cada definição corresponde a uma medida de fila distinta (a fila média e as filas mínima e máxima no ciclo de interrupção) e deve-se obter todas as anotações, sempre que possível.

No que se refere ao levantamento dos tempos de viagem, as pesquisas sobre velocidade pontual também são normalmente inadequadas, dado que não é possível caracterizar a variação espacial e seus diversos componentes (o que é particularmente relevante para detectar os elementos do sistema viário ou fatores da operação viária com maior peso no seu desempenho em tempo). Para uma medição mais pertinente do tempo de viagem, comumente é empregada a pesquisa de velocidade e retardamento (executada ao longo de um trecho de via). A medição da velocidade ao longo de um trecho é, conceitualmente, mais relacionada com a velocidade média de tráfego (que é a velocidade média temporal ou espacial). Diversos outros métodos de pesquisa buscam determiná-la (em particular os métodos do carro flutuante e do observador em movimento).

Ao lado mostra-se o formulário para pesquisa de velocidade e retardamento recomendado. Em geral, a pesquisa de velocidade e retardamento é a forma mais analítica de mensurar o tempo de viagem, sendo uma extensão do método do carro flutuante (em que são medidos apenas os tempos de viagem para um veículo instruído para percorrer o trecho mantendo a velocidade média do tráfego, ou seja, mantendo o número de veículos ultrapassantes igual ao número de veículos ultrapassados). Em geral é necessário solicitar ao condutor que, pelo menos, mantenha essa disciplina (um condutor treinado pode também comunicar a velocidade normal atingida sem retardamento e a natureza da interferência e velocidade mínima ocorrida quando há retardamento) e adicionar um anotador para registrar o instante de passagem por pontos pré-definidos do trajeto e as paradas ou retardos no percurso (esta tarefa normalmente exige utilizar um outro anotador, com outro cronômetro, para anotar a natureza da interferência, sua duração). A filmagem do percurso, em geral baseada no ponto de vista do condutor ou do passageiro do banco da frente no veículo, pode simplificar a observação (por permitir a revisão e verificação). Então, se a informação complementar do condutor ou outros colaboradores da pesquisa for necessária, a filmagem deve gravar a informação sonora.

O levantamento pode utilizar o método do observador em movimento, sem exigir essa disciplina do condutor, mas adicionando mais um ou dois observadores embarcados no veículo e tendo de percorrer o mesmo trajeto duas vezes, com velocidades ou sentidos diferentes, para contar e anotar o número de veículos ultrapassantes e ultrapassados e o número de veículos cruzantes e poder então estimar o fluxo de tráfego em cada trecho de interesse, além dos componentes do tempo de viagem, para os mesmos períodos (que em caso contrário devem ser obtidos, então, através de outro levantamento).

Do ponto de vista conceitual, além de medir as velocidades por trecho de via, a pesquisa de velocidade e retardamento visa catalogar e mensurar os efeitos das fontes de atraso no percurso veicular. A primeira dificuldade conceitual decorre da indefinição da idéia de atraso. Seu conceito deve exprimir a diferença entre o tempo de viagem dispendido com interferência em relação ao que seria dispendido sem interferência. Quais fontes de interferência são

PESQUISA DE VELOCIDADE E RETARDAMENTO									
LOCAL:					DATA: / /				
DIA:					PERÍODO:				
ROTA:					Ext.: km				
Sentidos: 2					Ext.: km				
PESQUISADOR:					AMOSTRA:				
Local / Hora / Tráfego					Tipo/Causa/				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
pto:					pto:				
horário:					horário:				
final:					final:				
T. Atraso(2)=					T. Atraso(2)=				
Tempo					Tempo (min.)				
Velocidade					Velocidade				
TIPO: Paradas/Filas (C,S,P,L) ou Retardos (R)+A13					Tempo Médio				
T.Atraso = tparadas + tretardos/2					Velocidade Média				
CAUSAS: C Conflitos (est.,col)					CAUSAS: C Conflitos (est.,col)				
S Semáforos					S Semáforos				
P Preferência (bloqueio)					P Preferência (bloqueio)				
L Congestionamento					L Congestionamento				
TEMPO: <input type="checkbox"/> BOM <input type="checkbox"/> NUBLADO <input type="checkbox"/> GARÇA <input type="checkbox"/> CHUVA									
COMENTÁRIOS:									
SUPERVISOR:									
CONFERENTE:									

relevantes? No sentido mais exigente, o percurso sem atraso poderia ser associado aos períodos sem demanda de tráfego e sem condições ambientais adversas. No entanto, mesmo neste conceito, a influência de dispositivos de controle de tráfego, proibições de circulação (sentidos ou conversões) e mesmo o alinhamento não retilíneo da via não seriam considerados atrasos. Seria isso adequado?

A conclusão natural é que qualquer conceito de atraso é relativo, admitindo certos fatores como normais (por exemplo, o alinhamento da via e o esquema de circulação existentes) e mensurando apenas o efeito dos demais fatores em análise, catalogados como fontes de retardamento (interferências de semáforos, sinais de PARE, manobras de estacionamento, paradas de ônibus, veículos lentos, travessias de pedestres, ...). Os tempos dispendidos em filas geradas por congestionamentos (cuja causa pode ser difícil de estabelecer, mesmo após ter vencido toda sua extensão) também poderiam ser catalogados como um componente a distinguir. Portanto, o planejamento da pesquisa inicia-se catalogando as fontes de atraso a serem observadas em campo como retardamento.

No entanto, perdura um problema prático importante: em campo, é diretamente possível medir o tempo dispendido diante das interferências mas não é possível obter o tempo que seria dispendido sem as interferências. Em alguns casos, pode-se coletar informação suficiente para adotar um procedimento mais detalhado (por exemplo, medir o tempo dispendido em fila, a extensão vencida em fila, a velocidade que seria praticada sem fila, estimando então o atraso como o tempo dispendido menos o que seria dispendido para vencer a mesma distância na velocidade praticada sem fila). No entanto, face aos diferentes e inúmeros eventos a serem mensurados ao longo do trajeto, normalmente sacrifica-se a precisão em troca de ter um procedimento simples e direto, como descrito a seguir.

Em princípio, é necessário conhecer de antemão o trecho a ser analisado para reconhecer as fontes principais de interferência a pesquisar. Por exemplo, as interferências de manobras de estacionamento podem ser inexistentes em certas vias onde o bloqueio dos cruzamentos ou dos trechos adiante nos semáforos podem ser comuns (e o oposto ocorrer em outras vias). É difícil estabelecer uma relação exaustiva de fontes de interferência e atraso. Também é difícil atribuir filas de congestionamento a uma causa específica. Sempre que a redução de velocidade ocorre em uma fila contínua ou sobrepõem-se interferências diversas, a natureza do retardo é descrita como fila de congestionamento (eventualmente, apenas a última duração de retardo que ultrapassa uma interferência pode ter identificação específica). A sequência de anotação seria: Retardo (início da frenagem), então Natureza (tipo de retardo), Velocidade (mínima atingida), Reinício (início da aceleração), Retomada e Velocidade (indicando término da passagem pela interferência) ou novo Retardo (se a retomada não foi concluída, indicando uma fila de congestionamento). Se o exemplo for uma fila semafórica, toda a duração em fila seria então descrita por fila de congestionamento (exceto a passagem pelo Semáforo).

Outro aspecto importante que também exige conhecimento prévio do trecho a ser analisado é a definição de sub-trechos, identificados por seção claramente percebidas por um observador embarcado no veículo de pesquisa, para os quais os tempos parciais serão anotados. Além de servir de pontos de aferição, a definição de sub-trechos deve distinguir as variações nas condições físicas e de circulação no sistema viário e, sempre que possível, deve também individualizar a contribuição para o atraso dos principais elementos com interferência sobre o tráfego. Em

áreas urbanas, as interseções (particularmente as semaforizadas e aquelas onde a via estudada deve ceder preferência) são limites naturais. A seção de limite específica é normalmente estabelecida na linha de retenção de cada aproximação mas pode ser conveniente adotar a seção de entrada no sub-trecho posterior quando os fenômenos de bloqueio são importantes. Locais de alteração da seção transversal (número de pistas, por exemplo) ou de fortes variações de alinhamento vertical (rampas notáveis) podem também ser consideradas como limites naturais. Em áreas rurais, em geral os trechos e sub-trechos são mais extensos e, na ausência de interseções importantes com influência relevante sobre o tráfego da via, são limitadas naturalmente por alteração da seção transversal ou variações de alinhamento horizontal e vertical. Além dos limites naturais, podem ser definidos pontos especialmente relacionados com as intervenções a serem avaliadas (por exemplo, o limite do trecho a ser remarcado ou recapeado).

Antes de iniciar a pesquisa de campo, todos os sub-trechos devem ter os pontos de identificação claramente anotados no formulário e o observador/anotador deve familiarizar-se com eles. Ainda é necessário medir a distância entre os pontos de referência para permitir o cálculo das velocidades nas atividades de tabulação dos dados. Face à grande quantidade de dados a ser registrada no formulário a ser fornecido ao pesquisador, convém preparar uma folha-matriz a ser reproduzida.

Em geral, para trechos com tráfego normal, apenas um pesquisador pode ser usado como observador e anotador, além do motorista condutor do veículo da pesquisa. Nesta situação, além de conduzir o veículo, o motorista é apenas responsável por manter-se na velocidade média de tráfego (isto é manter o número de veículos ultrapassantes igual ao número de veículos ultrapassados). O observador/anotador deve registrar o instante de passagem pelo limite de cada trecho e, a cada interferência encontrada no trajeto (as fontes de retardamento), registrar o instante de início do retardamento (eventualmente também o local) e, depois, o código da interferência e o instante de passagem pela interferência (eventualmente também a velocidade mínima e a velocidade normal informadas pelo condutor). No esquema mais simples, em geral apenas as interferências que provocam parada são anotadas (velocidade muito reduzida, menor que cerca de 10km/h).

Diversas variações podem ser adotadas. Normalmente, a primeira tarefa que pode ser transferida a um motorista treinado é pronunciar o momento de passagem pelo final de cada trecho (o instante é verificado e registrado pelo anotador). Neste momento, pode-se solicitar que ele mencione o número de veículos ultrapassantes e ultrapassados. A segunda tarefa que pode ser transferida para um motorista treinado é pronunciar “Retardo” no início da interferência, no instante em que o veículo é afetado por ela (por exemplo, inicia a frenagem), e pronunciar uma descrição sucinta da sua natureza no final da interferência (por exemplo, quando seu veículo retorna a uma velocidade normal), eventualmente informando também a velocidade mínima na interferência e a velocidade normal atingidas. Em áreas rurais, com poucas interferências, a tarefa básica de manter-se na velocidade média do tráfego pode ser simples e esta segunda tarefa adicional pode ser factível. Então, o anotador apenas registra o instante correspondente aos eventos mencionados pelo motorista. Por fim, em vias com tráfego mais difícil, deve-se usar dois pesquisadores (um observador e um anotador), além do motorista que conduz o veículo).

Ao lado, onde são mostradas as instruções para utilização do

formulário para pesquisa de velocidade e retardamento, enumera uma série de candidatos (a ser verificada em cada caso). A tabulação recomendada adota o critério de separar o tempo de viagem em tempo de percurso e atraso (opcionalmente, pode-se medir somente o atraso parado), cuja duração é obtida pela diferença entre os instantes de início do retardo e passagem pela interferência. Para filas usuais (até cerca de 100m), não é necessário distinguir o tempo em fila do atraso em fila, assumindo-se  $d_i = t_i$ . Com tempo total de viagem  $t_v$ , a estimativa da velocidade média de viagem é  $\bar{V} = L/t_v$  e, se foram anotados somente retardos que provocaram paradas, o atraso total com  $n_I$  retardos é  $d_I = \sum_i^{n_I} d_i$ . Então, a estimativa da velocidade de percurso, como primeira aproximação, é

$$V \cong \frac{L}{t_m}$$

onde  $t_m = t_v - d_I$  é o tempo total de percurso. Diversas

correções podem ser feitas para obter uma estimativa melhorada.

Como a duração das interferências incluem os tempos de frenagem e aceleração, pode-se estimar os tempos e atrasos correspondentes a partir de uma estimativa das taxas de frenagem e aceleração correspondentes. Em geral, assume-se  $b_0 = 10\text{km/h/s} = 2,74\text{m/s}^2$  para frenagem e  $a_0 = 5\text{km/h/s} = 1,37\text{m/s}^2$  para aceleração em nível (com a live/declive  $\pm i = \pm \%i/100$ , em geral assume-se um comportamento assimétrico com  $b_i = b_0$  e  $a_i = a_0 \pm i.g$ ) e obtém-se o tempo e o atraso correspondentes por parada como

$$t_{ba} = t_b + t_a \cong \frac{V}{b} + \frac{V}{a}$$

$$d_{ba} = d_b + d_a \cong \frac{V}{2.b} + \frac{V}{2.a}$$

(dado que a extensão percorrida é  $x_{ba} = x_b + x_a \cong \frac{V^2}{2.b} + \frac{V^2}{2.a}$ ) e uma

revisão para o atraso total com  $n_I$  retardos  $d_I = \sum_i^{n_I} t_i - n_I \cdot d_{ba}$ .

Os tempos com interferência são considerados atraso parado se o veículo ficou totalmente imobilizado (velocidades menores que 10km/h) ou trafegou em regime de fila (para e anda, com velocidades menores que 20a40km/h). Senão, com a duração do retardo  $t_i$  e sua velocidade reduzida  $v_i$ , a suposição sobre as taxas de frenagem e aceleração permite estimar o atraso correspondente como

$$d_i \cong \left(1 - \frac{v_i}{V}\right) t_i - \left(1 - \frac{v_i}{V}\right)^2 \cdot d_{ba}$$

para  $t_i > t_b + t_a \cong \frac{V - v_i}{b} + \frac{V - v_i}{a}$  (caso contrário, as suposições

sobre frenagem e desaceleração são inconsistentes com os dados admitidos e devem ser majoradas). Como simplificação, eventualmente apenas metade do tempo de interferência é contabilizado como atraso (exceto se somente o atraso parado for considerado, desprezando-se então o tempo de interferência que não produziu fila parada). As interferências que não motivam parada ou tráfego em fila são chamadas de retardamentos com paradas parciais.

### PESQUISA DE VELOCIDADE E RETARDAMENTO

#### PREPARAÇÃO:

- preencher o cabeçalho do formulário com os dados da pesquisa programada;
- preencher a coluna local/hora/tráfego, com a identificação dos pontos de anotação dos tempos, deixando espaço para a anotação do horário (hh:mm:ss) de passagem e do fluxo (ultrapassante-ultrapassado) abaixo da linha de identificação do ponto;
- se os pontos de anotação não preencherem ambas as colunas local/hora, utilizar a coluna adjacente para outra pesquisa no mesmo sentido ou no sentido inverso.

#### EXECUÇÃO:

- devem ser anotados os horários de passagem nos pontos de anotação (hh:mm:ss) e os diversos atrasos em cada trecho, individualmente, na coluna Tipo/Causa;
- um primeiro pesquisador faz a anotação do horário de passagem nos pontos de anotação; entre os pontos de anotação de horário, este mesmo pesquisador anota os atrasos, com o código de causa e a duração em segundos (C:ss), e os fluxos, comunicado por outros observadores no veículo;
- um segundo pesquisador conta a diferença entre o fluxo ultrapassante (+) e o ultrapassado por ele (-) ou o condutor deve manter estes valores próximos;
- um terceiro pesquisador utiliza o cronômetro para medir o atraso causado por cada evento na via e o seu tipo (C, S, P, L ou R) e enuncia a anotação a ser feita ao término de cada evento com o código: tempo (em segundos); eventualmente, este observador pode ser utilizado para a tarefa de anotar os atrasos, mantendo cada evento no trecho correspondentes aos pontos de anotação de horário da pesquisa;
- atraso é o tempo na fila gerada pelo evento; interferências que causam redução pontual e sensível de velocidade podem ser anotados como retardos (R:ss) quando não causam fila; com operação para/anda, os atrasos podem ser anotados cumulativamente (L:s1+s2+...) entre movimentos que atingem mais de 25km/h;
- ao final, deve-se verificar os horários de passagem nos pontos de anotação e corrigir anotações inconsistentes e marcar a quadricula da situação de tempo;
- deve-se também anotar comentários importantes sobre características peculiares da pesquisa e do tráfego na rota que auxiliarão a análise dos dados.

#### TABULAÇÃO:

- por trecho entre pontos de anotação, calcular o tempo dispendido (mm:ss) e os atrasos por tipo (mm:ss) para o percurso até o ponto seguinte de anotação;
- somar os tempos dispendidos e os atrasos por tipo após o ponto de anotação final
- preencher o campo T.Atraso com a soma dos atrasos por tipo (mm:ss);
- os retardos (R) podem ser ponderados por um fator ½ no computo do T.Atraso;
- na coluna T.Total, preencher o campo Tempo com o tempo dispendido total;
- na coluna T.Movim/o, preencher o campo Tempo com T.Total menos T.Atraso;
- na coluna T.Total, preencher o campo Velocidade com 60\*Extensão/Tempo;
- na coluna T.Movim/o, preencher o campo Velocidade com 60\*Extensão/Tempo, exceto se se o valor correspondente de Tempo for inferior a ½ do Tempo na coluna T.Total (preencher Velocidade com \*, para marcar caso a ser analisado).

Por fim, quando as filas são extensas, é necessário distinguir o tempo em fila do atraso em fila. Então, a estimativa do atraso na fila de congestionamento é estimada por

$$d_i \cong t_i - \frac{z_i}{V}$$

onde  $z_i$  é a extensão da fila correspondente ao retardo  $i$ . Neste caso, o anotador deve registrar a posição e o instante de entrada e de saída na fila. Com filas extensas, o registro da posição das filas é normalmente feito a partir de pontos relativos a marcos de referência previamente identificados no trajeto da pesquisa (que devem ser registrados pelo anotador) e, posteriormente, transformados em uma estimativa da extensão da fila (medindo a distância até o ponto de interferência a partir de mapas ou fotos aéreas), o que pode incluir pelo menos parte da distância percorrida na dissipação da fila (fora da fila).

Os dados de Tempo Total (de Viagem) e de Tempo de Atraso são acumulados por sub-trecho e totalizados por trecho, separando ambos os sentidos (o Tempo de Percurso é o Tempo Total menos o Tempo Atraso), calculando-se a velocidade média global (com a Extensão e o Tempo Total) a velocidade média de percurso (com a Extensão e o Tempo de Percurso). Os Tempos de Atraso podem também ser apurados por tipo de causa para fins analíticos, calculando-se a porcentagem no Tempo Total de Viagem. Com uma amostra suficiente, pode-se avaliar o atraso médio devido a fatores e locais específicos (como atrasos em semáforos específicos).

Diversos outros métodos de coleta de dados gerais sobre o tráfego podem ser necessários a estudos específicos. A discussão feita aqui limitou-se aos métodos mais básicos de levantamento de dados sobre demanda e desempenho para a função deslocamento veicular. Existem métodos adicionais de levantamento de dados para demandas distintas (dos pedestres ou ciclistas, para estacionamento ou acesso às edificações, incluindo permanência, nas paradas de transporte coletivo ou para carga/descarga de veículos comerciais ou embarque/desembarque de serviços de passageiros, incluindo os tempos de operação). De forma correspondente, podem ser utilizados métodos de obtenção de dados de desempenho para estas demandas distintas (trajeto e tempo de espera para pedestres ou ciclistas, tempo de busca/espera e distância para as vagas de estacionamento ou acessos às edificações, tempos de busca/espera e distância para vagas de parada, carga/descarga ou embarque/desembarque).

Tanto nos métodos discutidos quanto nos demais casos, o planejamento dos levantamentos de campo tem diversos outros aspectos a considerar, além dos procedimentos diretos. Normalmente, os estudos podem exigir levantamentos em diversos pontos para obter dados sobre uma área de relevante de análise. Eventualmente os dados tem de ser obtidos simultaneamente para informar de maneira adequada a interação entre as medidas obtidas. A variação nos dados (sistemática e/ou aleatória) pode ser um aspecto importante a considerar no planejamento da amostra. A precisão necessária pode também variar entre um e outro estudo. Estes aspectos podem fazer com que métodos peculiares possam ser mais recomendados a casos específicos. Por exemplo, em um estudo de uma área mais extensa e com grande variedade de atividades e locais de atividades, os dados de desempenho nos deslocamentos podem ser eventualmente obtidos de forma mais representativa por pesquisas de pareamento de placas ou perseguição de veículos (que permitiriam também amostrar as origens e destinos dos deslocamentos no sistema viário da área de interesse).

Portanto, deve-se avaliar as necessidades de cada estudo de forma cuidadosa e detalhada para selecionar os métodos mais adequados e econômicos de obtenção dos dados gerais sobre demanda e desempenho do tráfego, numa situação existente (métodos de previsão são naturalmente necessários para obter dados para situações alternativas). As informações sobre oferta não foram aqui discutidas porque são de interesse maior e tem de ser relacionados com as características físicas e de controle de tráfego nas vias. Por este motivo, sempre que se tiver de ir além da informação técnica fornecida pelos métodos técnicos de análise (que as características e o potencial de desempenho da via), normalmente exigirão métodos mais específicos e detalhados de coleta de dados, discutidos a seguir.

### 3.9. TRABALHOS PROPOSTOS:

1) Caracterize os tipos de demanda de tráfego principais no sistema viário da região em que a hierarquização viária atual foi identificada (ou uma sub-área menor) e, particularmente, examine as demandas potencialmente conflituosas com a função prioritária de cada via ou as demandas prioritárias não atendidas com oferta de capacidade suficiente. (Sugestão: percorra os principais trajetos de atravessamento da sub-área para analisar a função deslocamento nas vias principais e trajetos de entrada/estacionamento/saída para os principais núcleos de atividades locais na sub-área para anotar os principais tipos de usuários da via, os conflitos entre usuários da via, sua frequência e risco, os pontos de acumulação de veículos e pedestres, os trechos com estacionamento junto à via ocupado e/ou alta oferta e ocupação de estacionamento fora da via; em geral, basta observar os períodos dos picos de fluxo de tráfego mas períodos especiais podem existir).

2) Selecione um corredor de tráfego importante e esquematize a ordenação do tráfego ao longo do seu percurso (separação de pistas, permissão de estacionamento, número de faixas de tráfego, interseções semaforizadas, travessias semaforizadas, interseções e acessos secundários importantes, gargalos do escoamento do tráfego, etc ...). Segmente o corredor selecionado em trechos razoavelmente homogêneos e discuta os levantamentos necessários para caracterizar a demanda de tráfego da área de influência direta do corredor. Em pelo menos um dos gargalos principais do corredor, realize os levantamentos necessários e prepare esquemas de representação dos níveis de demanda existentes, em termos quantitativos, pelo menos nos períodos de pico da manhã e da tarde. Descreva detalhadamente o gargalo estudado, incluindo sua posição no corredor estudado e suas ligações, e as potenciais causas para os problemas existentes.

3) Caracterize detalhadamente as condições viárias no gargalos estudados e nas suas imediações diretas (separação de pistas, permissão de estacionamento, número de faixas de tráfego, interseções semaforizadas, travessias semaforizadas, interseções e acessos secundários importantes, gargalos do escoamento do tráfego, etc ...). Analise a operação em pelo menos um trecho que opere: (a) em fluxo contínuo; (b) em fluxo descontínuo, com fluxo oposto; (c) em fluxo descontínuo, com semáforo. Quais intervenções poderiam melhorar o atendimento à demanda dos diferentes usuários da via em cada um dos trechos considerados e qual o impacto previsto na operação observada?

4) O sistema viário é em geral bastante complexo. Esta característica está presente especialmente nas áreas urbanas (onde a densidade de demanda e de vias é, em geral, grande). Neste contexto, os elementos viários são altamente interdependentes (sejam os trechos ao longo de

uma rota principal, que tem de ser percorridos sequencialmente no deslocamento do tráfego, ou as opções de trajeto que constituem alternativa numa dada diretriz de deslocamento, que muitas vezes configuram um corredor integrado). Além disso, em diversos casos há um grau notável de sobre-demanda nos períodos de pico (manhã ou tarde e, eventualmente, outros picos especiais), fazendo que estes períodos operem com intensa saturação, acumulando filas extensas que armazenam a demanda não escoada imediatamente (alimentando o fluxo de tráfego em diversos períodos posteriores aos picos e influenciando a escolha dos usuários sobre estratégias relacionadas com o horário de partida para as viagens) e tornando a operação do tráfego muito sensível à ocorrência de incidentes que afetam a capacidade das vias nos pontos que representam gargalos potenciais do sistema. Analise estas características globais da operação do tráfego para o sistema viário da região selecionada para estudo. Quais seriam os trechos prioritários para investimentos em capacidade de tráfego?