

CIV6706A

Régulation de la circulation – Feux de circulation (carrefours isolés) – feux fixes – partie 2

Chapitre 16, HCM 2000

Chapitre 18, HCM 2010



**POLYTECHNIQUE
MONTRÉAL**

LE GÉNIE
EN PREMIÈRE CLASSE

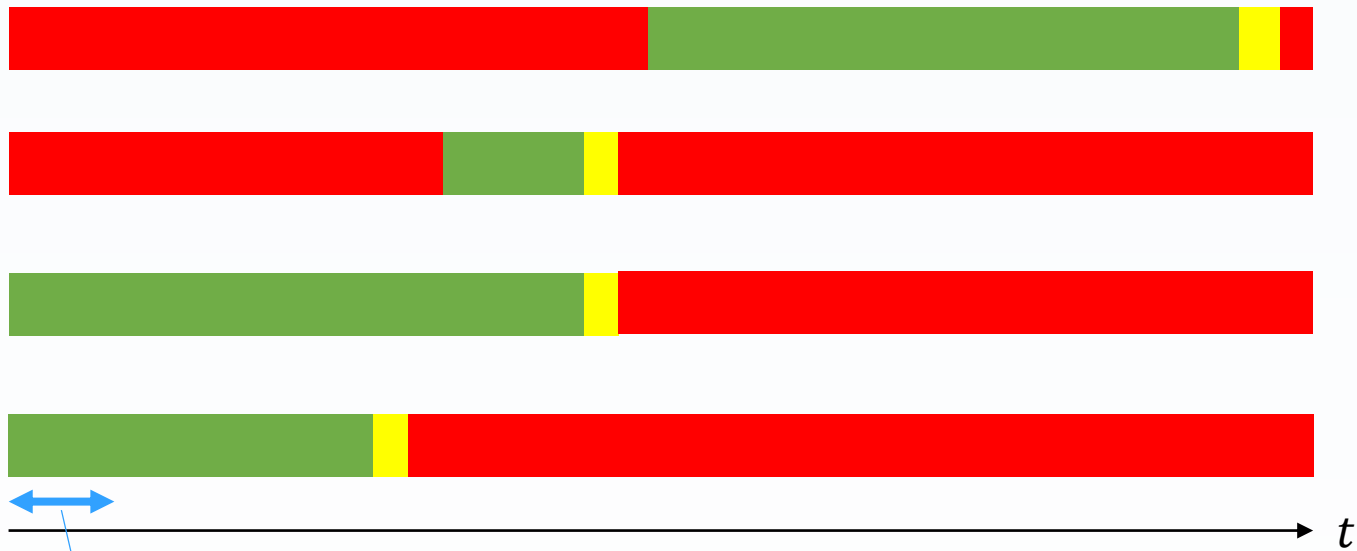
École Polytechnique de Montréal

Département des génies civil, géologique et des mines

Automne 2017

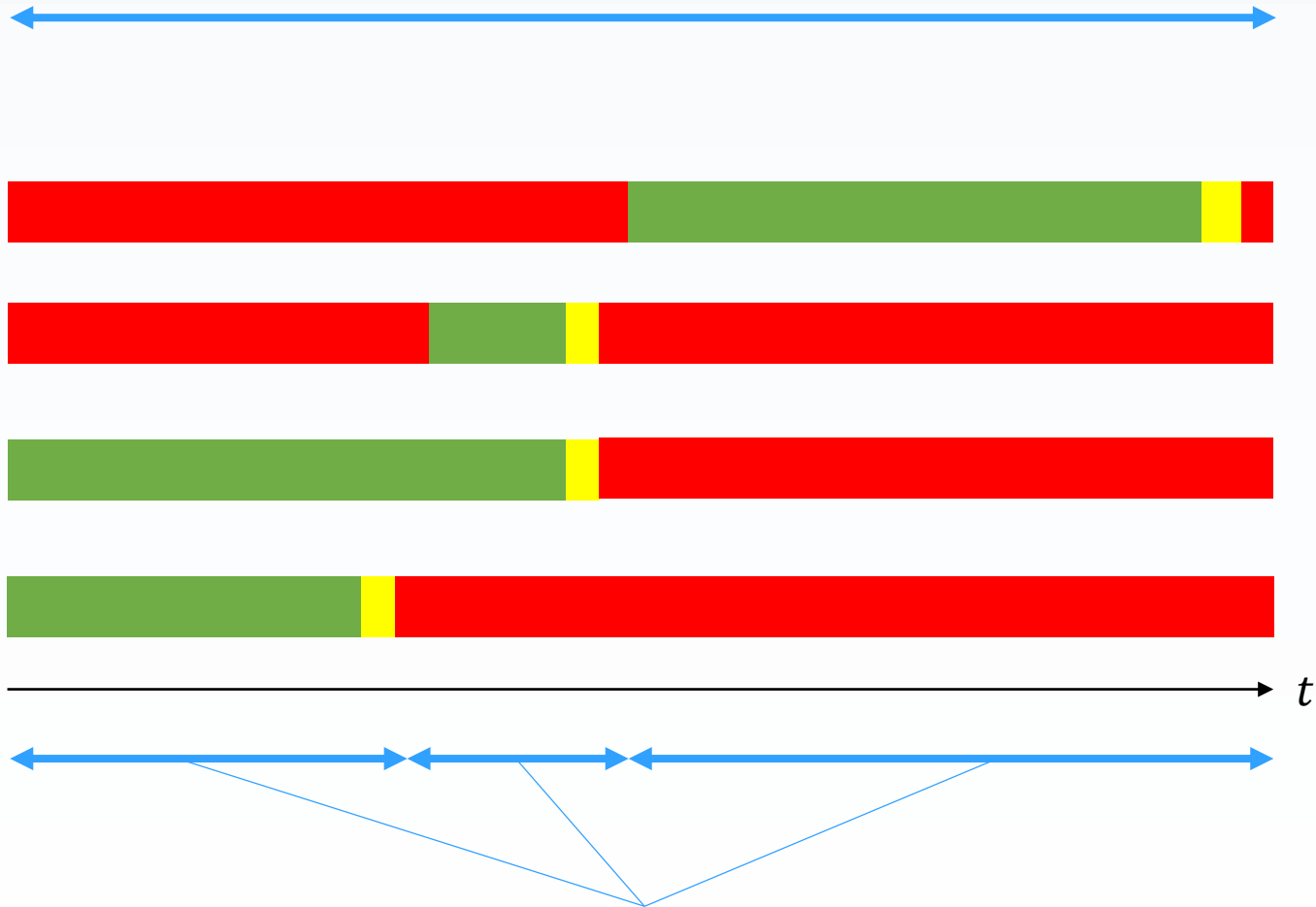
Rouge intégrale

Temps de jaune



Temps de vert minimum

Cycle



Répartition du temps de vert

DIAGRAMMES À PHASES

Trait continue: Mouvement non-opposé.

Trait pointillé: Mouvement permis (en conflit)

Flèche reliée: Voie partagée

Flèche disjointe: Voie exclusive

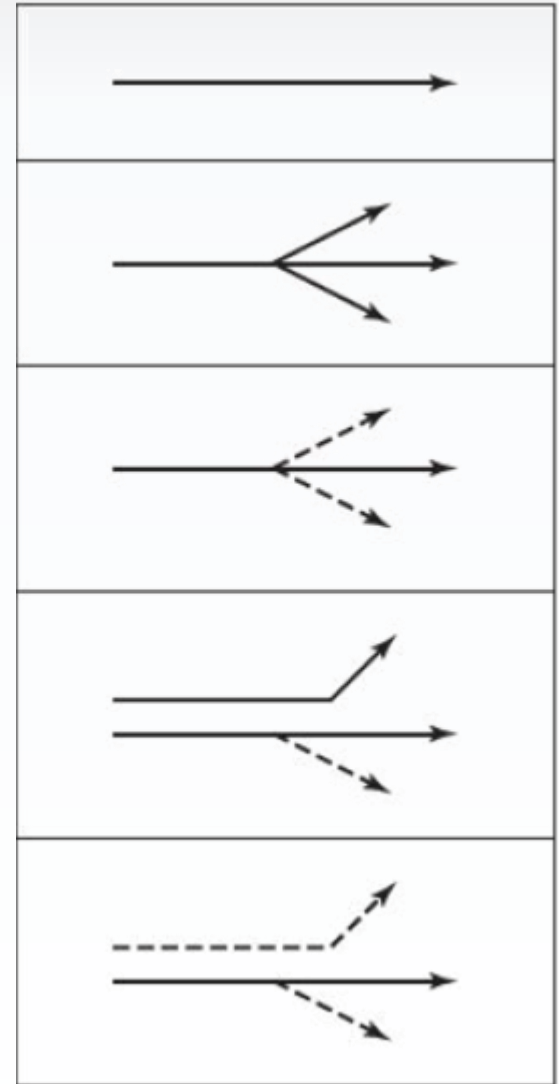
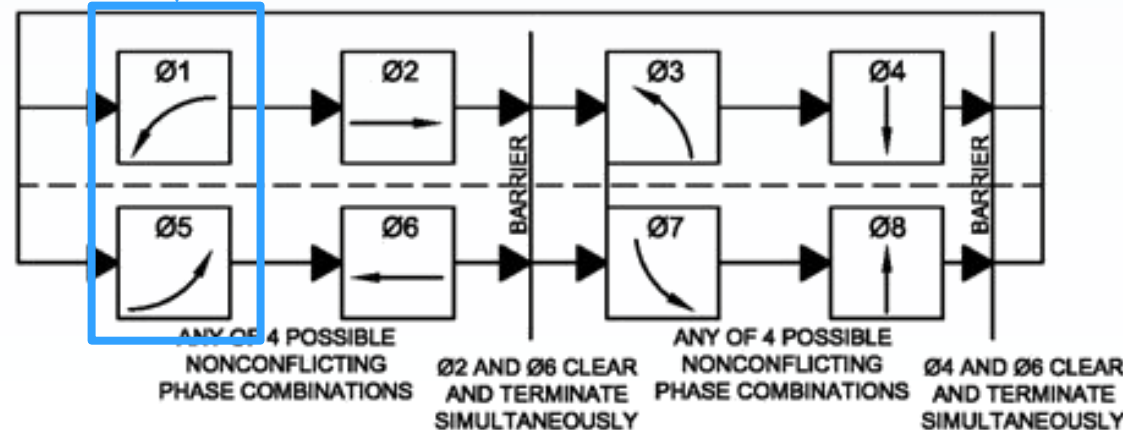
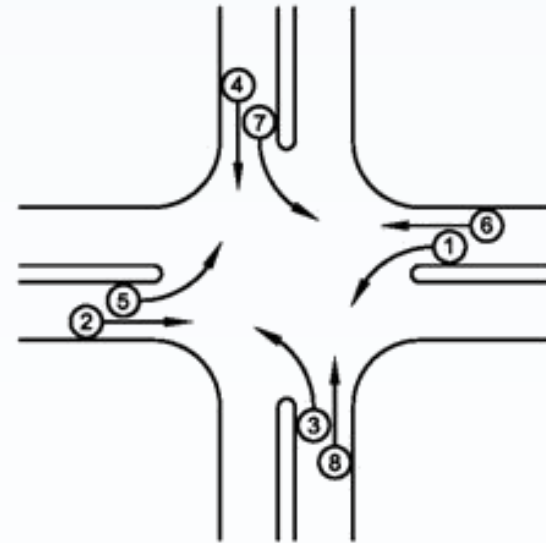


DIAGRAMME ANNEAU

Un « anneau » est une série d'indications enclenchées par le contrôleur indépendamment.

- Un GDM correspond généralement à une colonne.
- Les phases antagonistes sont séparées par une « barrière ».



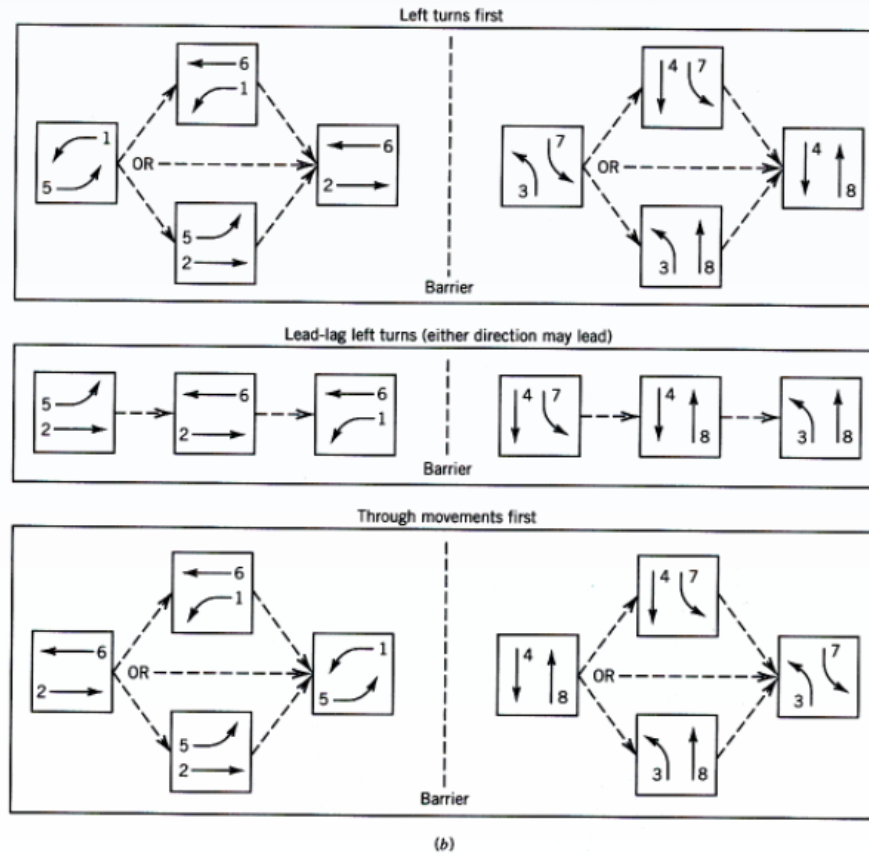
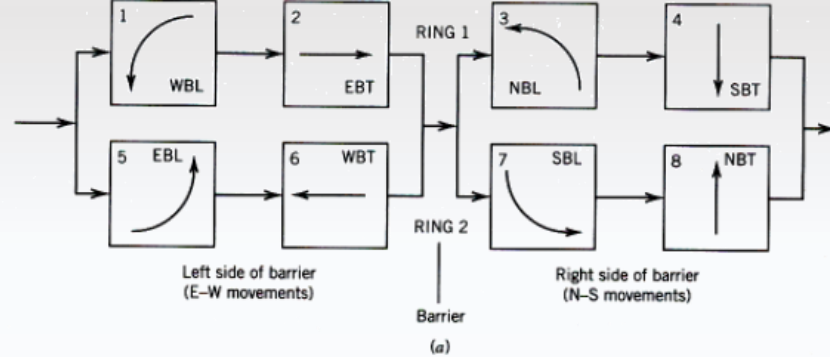
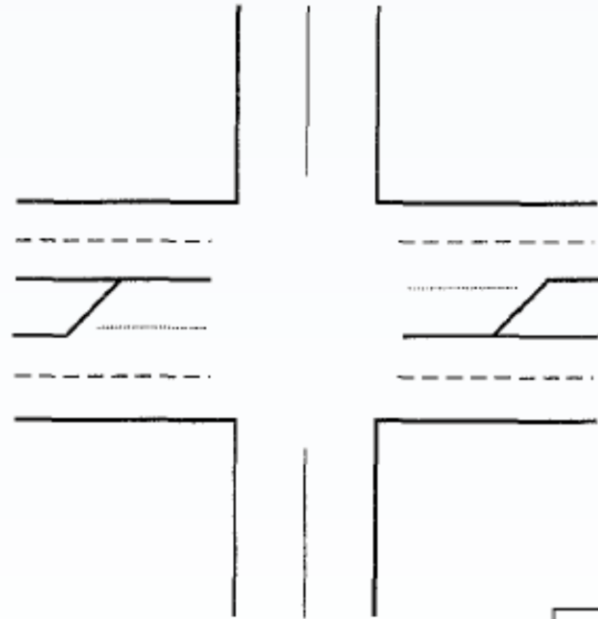
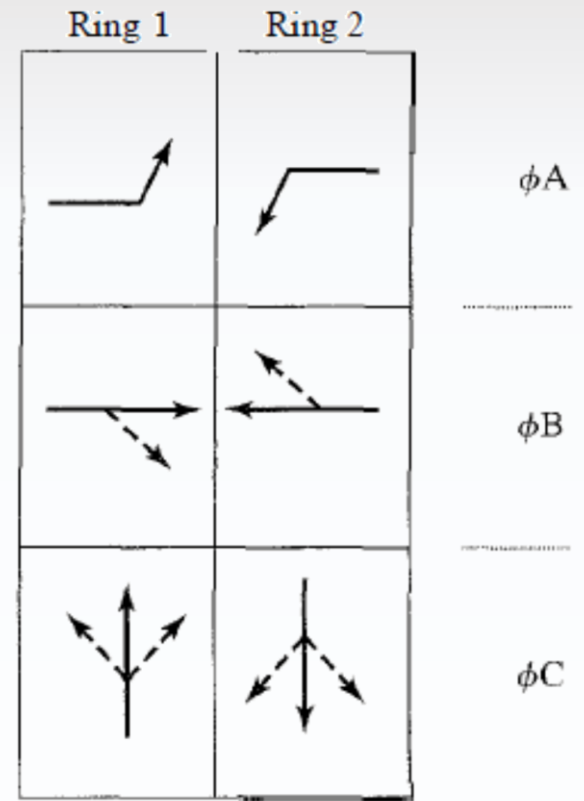


Figure 7.4 Dual-ring signal control. (a) Movement-based representation of dual-ring logic. (b) Phase-based representation of dual-ring logic. Part (a) reproduced with permission of the Transportation Research Board, *Highway Capacity Manual* 2000, Copyright, National Academy of Sciences, Washington, D.C. Exhibit B16-2, p. 16-96.

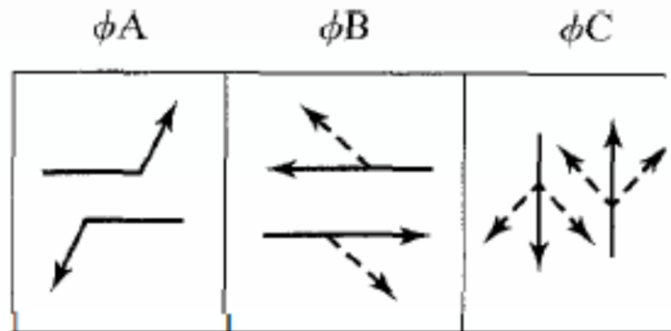
VIRAGE À GAUCHE EXCLUSIVE



(a) Intersection Layout



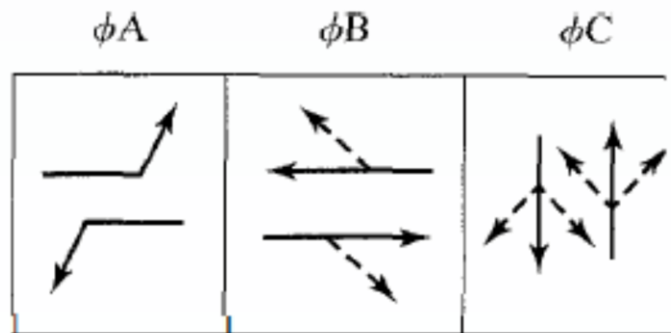
(c) Ring Diagram



(b) Phase Diagram

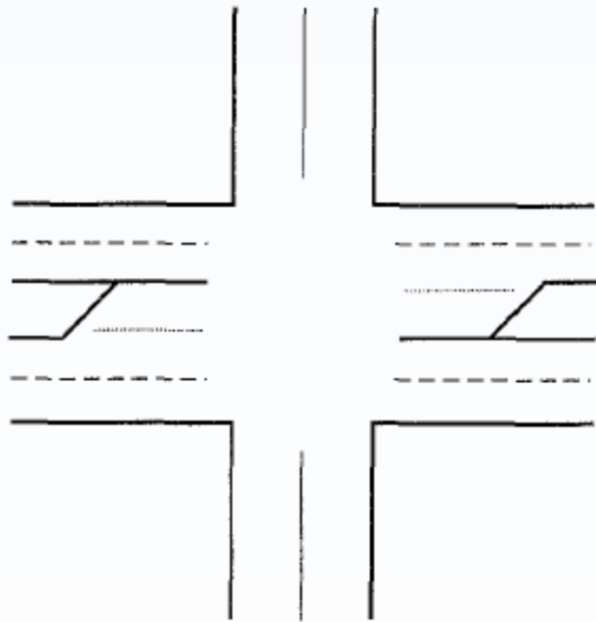
Quel impact aura l'ordre des phases d'un virage à gauche protégé? Pour :

- Piétons
- Cyclistes
- Automobilistes circulant tout droit
- Taux d'accident

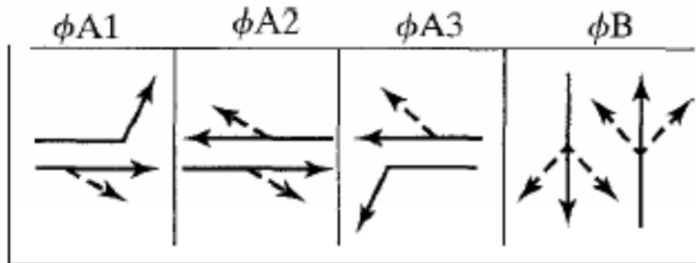


(b) Phase Diagram

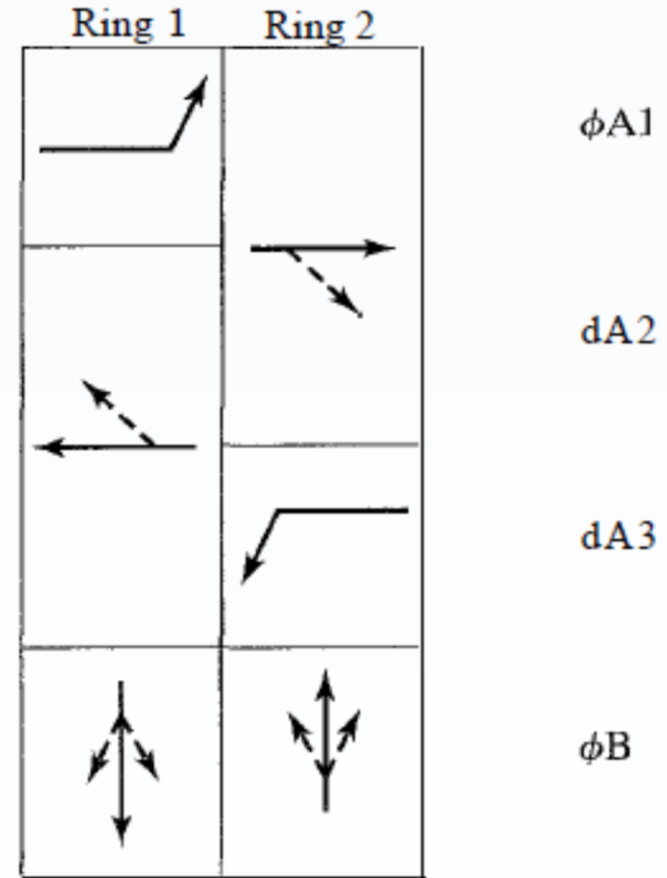
FEUX VERTS AVANCÉES ET RETARDÉES



(a) Intersection Layout

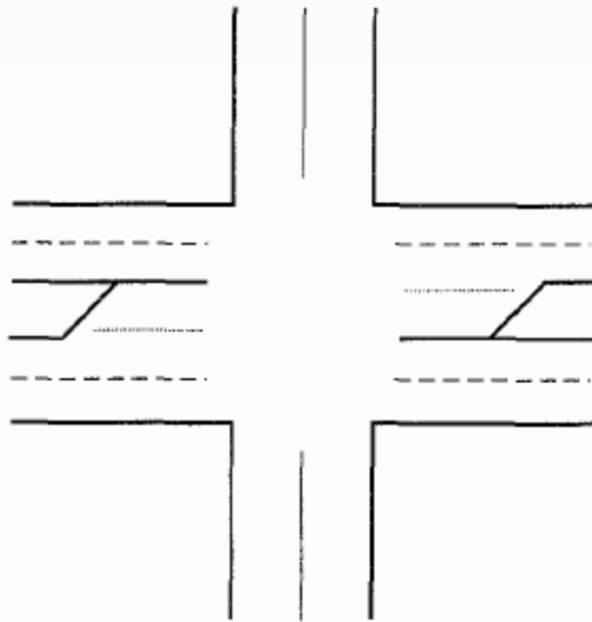


(b) Phase Diagram

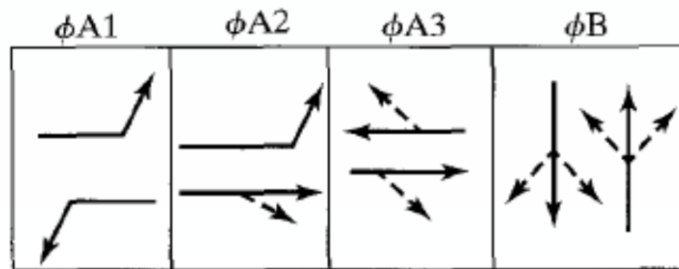


(c) Ring Diagram

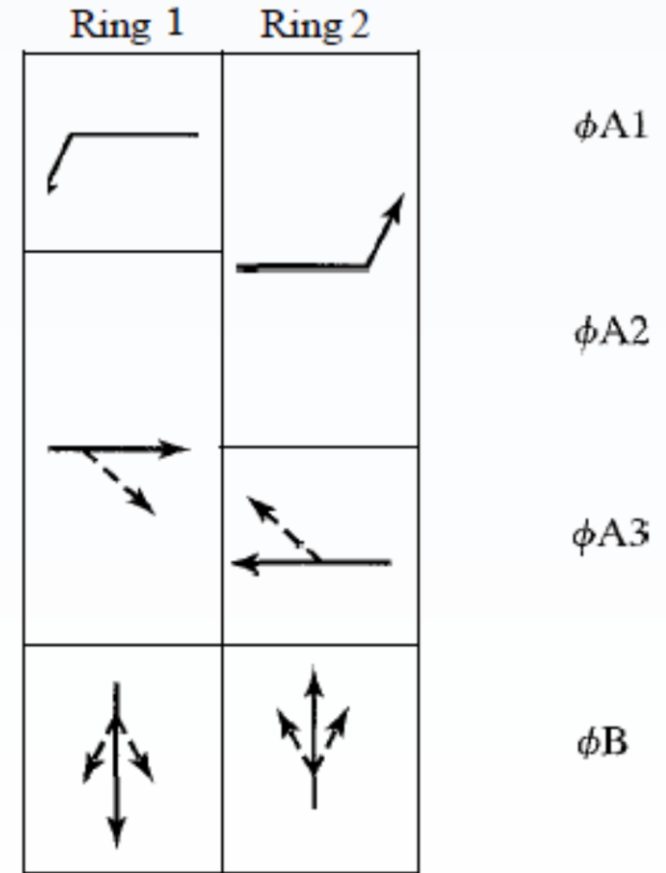
FEUX VERT AVANCÉE AVEC VIRAGE À GAUCHE EXCLUSIVE



(a) Intersection Layout

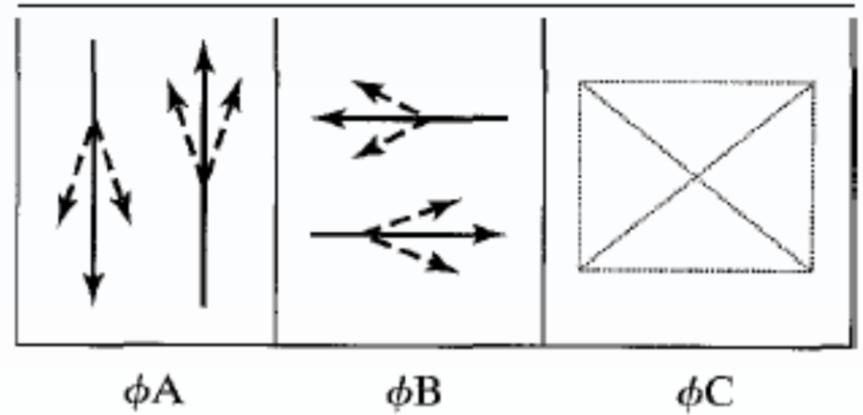
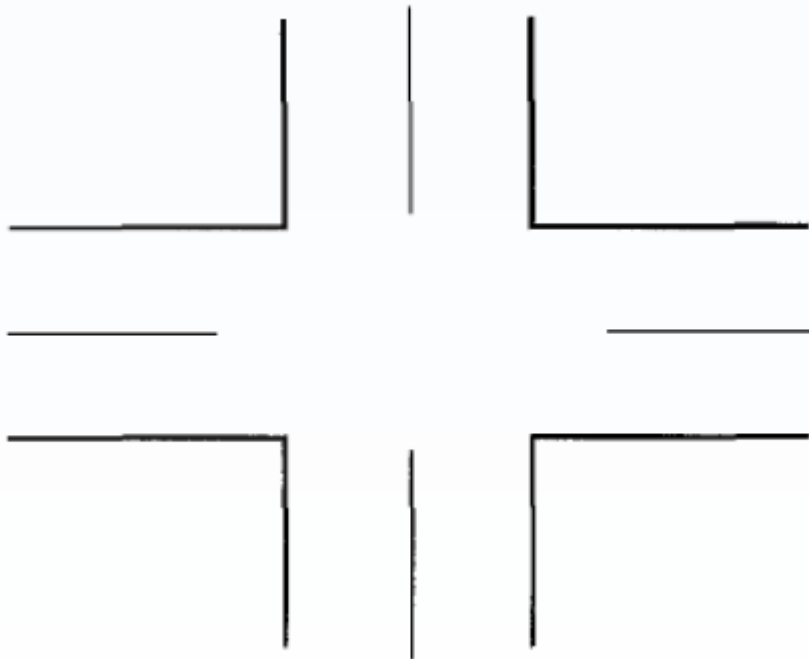


(b) Phase Diagram



(c) Ring Diagram

PHASE POUR PIÉTONS EXCLUSIVE



GUIDE POUR VIRAGES PROTÉGÉES

Deux critères généraux:

- $q_{LT} \geq 200 \text{ veh/hr}$

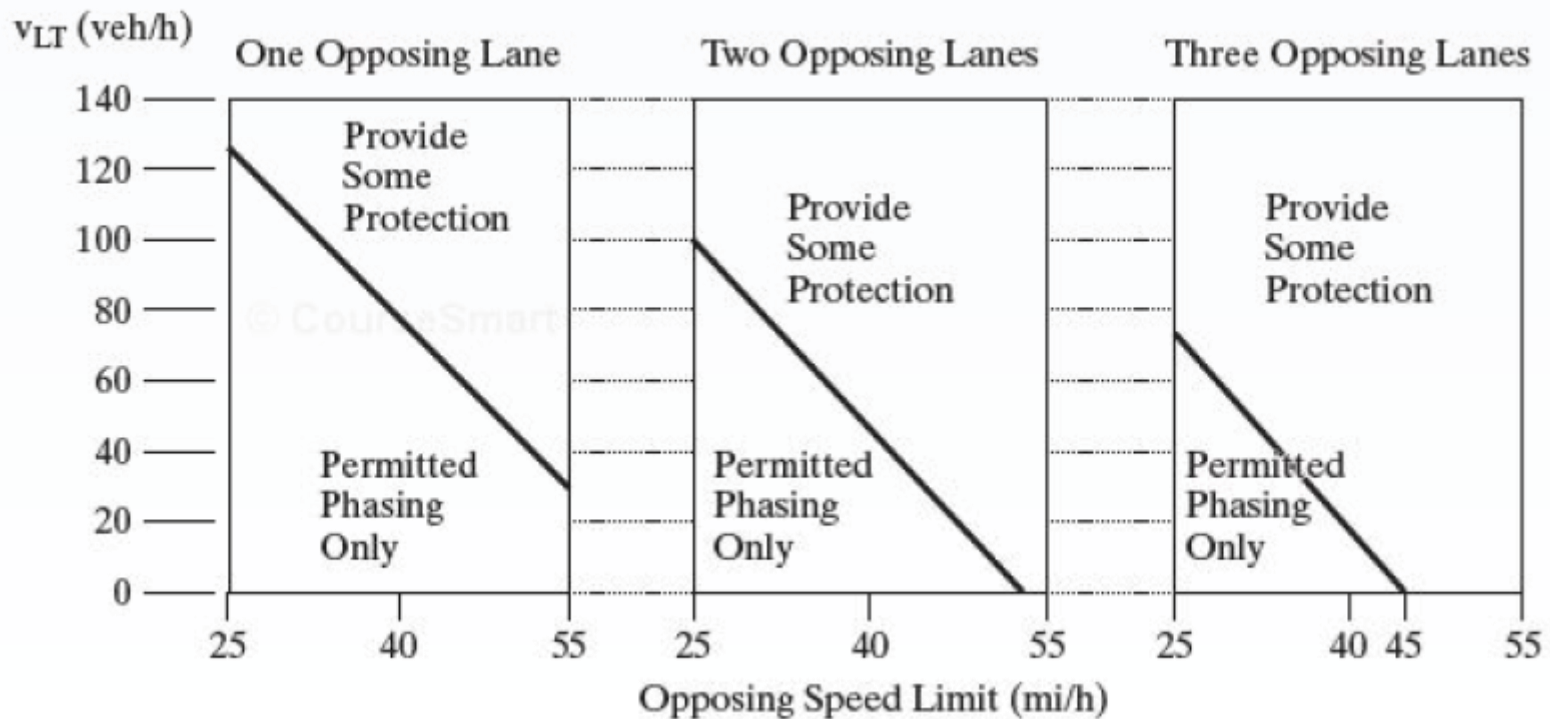
—et—

- $x_{prod} = q_{LT} \frac{q_0}{N_0} \geq 50,000$

où q_{LT} = taux de virage à droite, veh/hr
 q_0 = taux de mouvements droit opposés
 N_0 = nombre de voies opposées

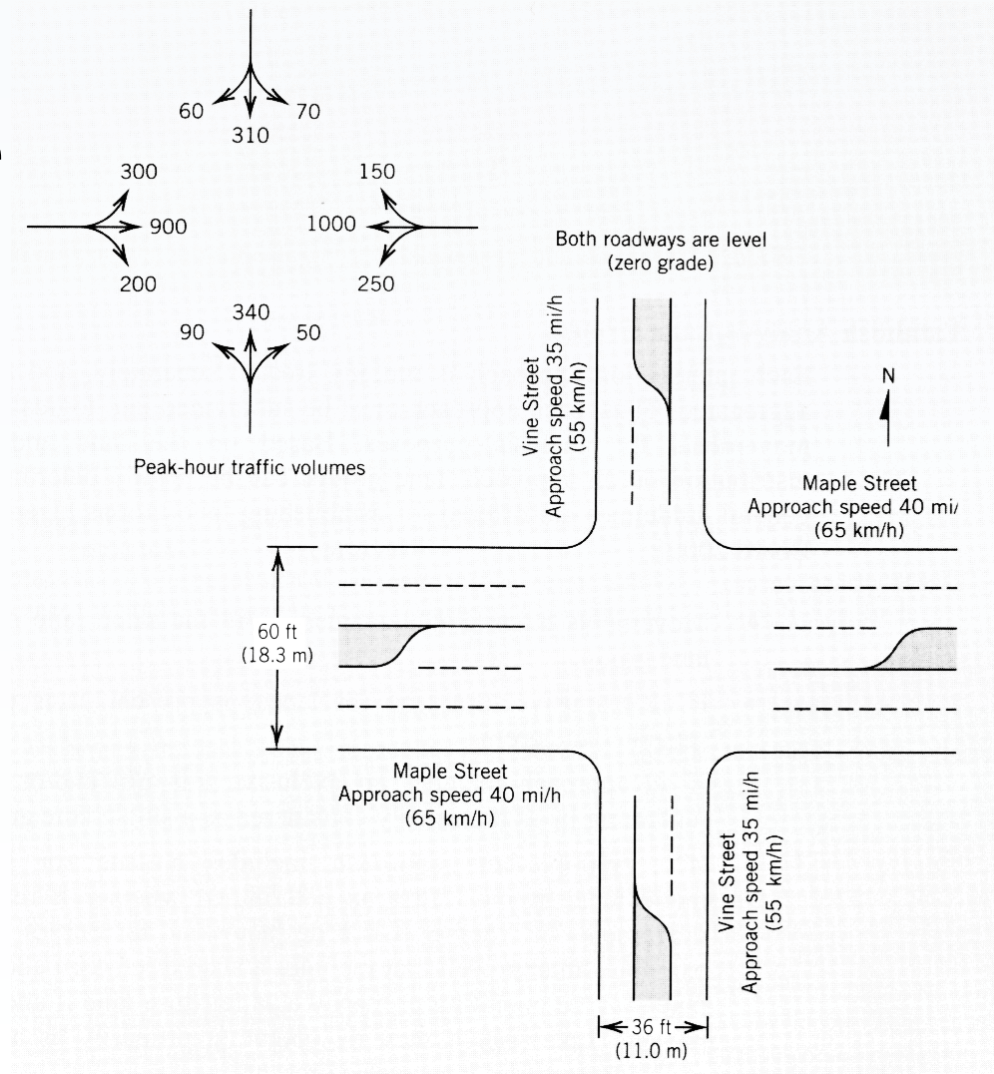
Autres critères :

- Distance de freinage non-adéquate
- Vitesse permise supérieure à 70 km/h sur l'approche opposée
- Accidents impliquant un virage à droite > 8



EXEMPLE

Déterminez si un virage protégé est nécessaire pour chaque approche du carrefour suivant :



DÉBIT DE SATURATION

Débit de saturation s_0 pour conditions optimales:

$$s_0 = 1900 \frac{veh}{h \ln}$$

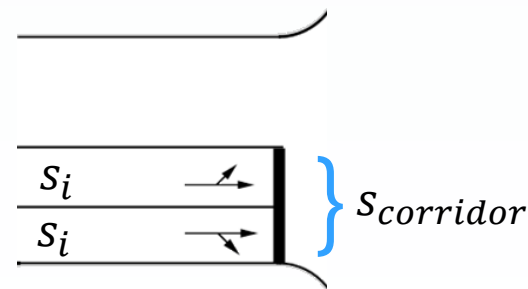
Si le débit de saturation s_i n'est pas mesuré directement, on l'estime à l'aide de huit facteurs d'ajustement:

$$s_i = s_0 \times \prod_{j=1}^8 f_j$$

$$s_{corridor} = s_0 \times N \times \prod_{j=1}^8 f_j$$

Le débit de saturation s_i est estimé à partir des facteurs du corridor, ce qui prend en compte les effets de lissage entre les voies (p.ex. changements de voies).

s_i représente alors la moyenne des débits de saturation estimés de chaque voie pour un corridor. En réalité, les débits de saturation de chaque voie ne sont pas nécessairement égaux.



Facteurs d'ajustement classiques définis selon le HCM 2000

$$s_i = s_0 \times f_w \times f_{hv} \times f_g \times f_p \times f_{bb} \times f_a \times f_{LU} \times f_{RT} \times f_{LT}$$

Il existe d'autres méthodes, notamment celui présenté dans le Canadian Capacity Guide 2011

EXHIBIT 16-7. ADJUSTMENT FACTORS FOR SATURATION FLOW RATE^a

Factor	Formula	Definition of Variables	Notes
Lane width	$f_w = 1 + \frac{(W - 12)}{30}$	W = lane width (ft)	W ≥ 8.0 If W > 16, a two-lane analysis may be considered
Heavy vehicles	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$	% HV = % heavy vehicles for lane group volume	E _T = 2.0 pc/HV
Grade	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	% G = % grade on a lane group approach	-6 ≤ % G ≤ +10 Negative is downhill
Parking	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N = number of lanes in lane group N _m = number of parking maneuvers/h	0 ≤ N _m ≤ 180 f _p ≥ 0.050 f _p = 1.000 for no parking
Bus blockage	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N = number of lanes in lane group N _B = number of buses stopping/h	0 ≤ N _B ≤ 250 f _{bb} ≥ 0.050
Type of area	f _a = 0.900 in CBD f _a = 1.000 in all other areas		
Lane utilization	f _{LU} = v _g / (v _{g1} N)	v _g = unadjusted demand flow rate for the lane group, veh/h v _{g1} = unadjusted demand flow rate on the single lane in the lane group with the highest volume N = number of lanes in the lane group	
Left turns	Protected phasing: Exclusive lane: f _{LT} = 0.95 Shared lane: $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05P_{LT}}$	P _{LT} = proportion of LTs in lane group	See Exhibit C16-1, Appendix C, for nonprotected phasing alternatives
Right turns	Exclusive lane: f _{RT} = 0.85 Shared lane: f _{RT} = 1.0 - (0.15)P _{RT} Single lane: f _{RT} = 1.0 - (0.135)P _{RT}	P _{RT} = proportion of RTs in lane group	f _{RT} ≥ 0.050
Pedestrian-bicycle blockage	LT adjustment: f _{Lpb} = 1.0 - P _{LT} (1 - A _{pbT}) (1 - P _{LTA}) RT adjustment: f _{Rpb} = 1.0 - P _{RT} (1 - A _{pbT}) (1 - P _{RTA})	P _{LT} = proportion of LTs in lane group A _{pbT} = permitted phase adjustment P _{LTA} = proportion of LT protected green over total LT green P _{RT} = proportion of RTs in lane group P _{RTA} = proportion of RT protected green over total RT green	Refer to Appendix D for step-by-step procedure

Note:

See Chapter 10, Exhibit 10-12, for default values of base saturation flow rates and variables used to derive adjustment factors.
a. The table contains formulas for all adjustment factors. However, for situations in which permitted phasing is involved, either by itself or in combination with protected phasing, separate tables are provided, as indicated in this exhibit.

Ajustement pour la largeur des voies f_w

$$f_w = 1 + \frac{W - 3.6}{9}$$

où: W = largeur moyenne (mètres) de la voie ($W \geq 2.4m$)

- Note: si $W > 4.8m$, une analyse avec 2 voies au lieu d'une seule peut être considérée



Ajustement pour véhicules lourds f_{hv}

$$f_{hv} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$$

où: $\%HV$ = Pourcentage de véhicules lourds
($0 \leq \%HV \leq 100$)

E_T = équivalence véhicule passager pour camions
(généralement 2)

Table 3.2 Passenger car unit equivalents¹

Vehicle category	Passenger car unit equivalent (pcu/veh)
Passenger cars, vans, pick-up trucks	1.0
Single unit trucks	1.5
Multi-unit trucks	2.5
Multi-unit trucks heavily loaded	3.5
Buses	2.0
Articulated buses or streetcars	2.5
Motorcycles	0.5
Bicycles ²	0.2 to 1.0
Pick-up trucks and vans ³	0.9

1. Sources: Teply 1981, Hamilton 1986, Ottawa-Carleton 1994

2. Depending on the facility, bicycle flow and other traffic (Section 3.4.2 "Bicycles" on page 3-70)

3. If used as a category in mixed traffic

Ajustement pour les déclivités f_g

$$f_g = 1 - \%G/200$$

où: $\%G$ = pente en % ($-6 \leq \%G \leq +10$)

- On considère que:
 - terrain plat: 0%
 - pente modérée: $\pm 3\%$
 - pente relativement forte: $\pm 6\%$
- $\%G > 0$ montée
- $\%G < 0$ descente

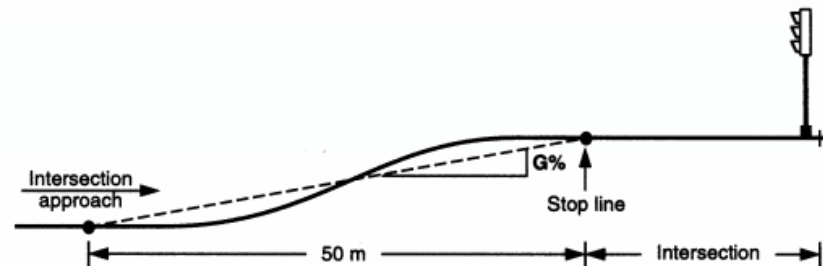


Figure 3.10 Example of an intersection approach with a short uphill grade.

Ajustement pour le stationnement f_p

$$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{t_m N_m}{3600}}{N} \geq 0.05$$

où: N = nombre de voies sur le corridor

N_m = nombre de manœuvres de stationnements par heure (entrées et sorties) jusqu'à 80 mètres à l'amont de la ligne d'arrêt de l'approche
($0 \leq N_m \leq 180$)

t_m = temps de manœuvre (~18 secondes)

- Si N_m ne peut être observé en situ:
 - Estimer le nombre de places sur une distance de 80m à partir de la ligne d'arrêt (longueur de 8m chacune).
 - Chaque aire de stationnement génère ~2 manœuvres par heure

Ajustement pour les autobus f_{bb}

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{t_b N_b}{3600}}{N} \geq 0.05$$

- où: N = nombre de voies sur le corridor
 N_b = nombre d'autobus par heure arrêtant jusqu'à 75 mètres à l'amont de la ligne d'arrêt de l'approche ($0 \leq N_b \leq 250$)
 t_b = temps d'arrêt moyen (~14.4 secondes)

Ajustement pour type d'environnement f_a

$$\begin{aligned} f_a &= 0.9 && \textit{if}(\textit{centre ville}) \\ f_a &= 1 && \textit{else} \end{aligned}$$

- Ce facteur a été déterminé empiriquement
- Tient en compte de nombreux facteurs (opérations de taxi, autobus, rayons de coins faibles, piétons, etc.)
- Si les observations sur le site indiquent une réalité différente, il faut ajuster le facteur en conséquence.

Ajustement pour la distribution de la circulation sur les voies f_{LU}

$$f_{LU} = \frac{v_g}{v_{g1} \times N}$$

- où: N = nombre de voies sur le corridor
 v_g = demande non ajustée pour le groupe de voie (véh/h)
 v_{g1} = demande non ajustée sur la voie avec le débit le plus élevé (véh/h)

- Si $N = 1$, $f_{LU} = 1$

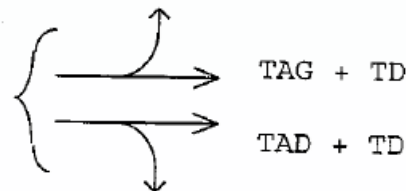
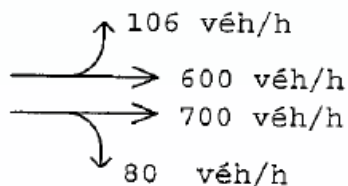
Ajustement pour la distribution de la circulation sur les voies f_{LU}

EXHIBIT 10-23. DEFAULT LANE UTILIZATION ADJUSTMENT FACTORS

Lane Group Movements	No. of Lanes in Lane Group	Traffic in Most Heavily Traveled Lane (%)	Lane Utilization Adjustment Factor (f_{LU})
Through or shared	1	100.0	1.000
	2	52.5	0.952
	3 ^a	36.7	0.908
Exclusive left turn	1	100.0	1.000
	2 ^a	51.5	0.971
Exclusive right turn	1	100.0	1.000
	2 ^a	56.5	0.885

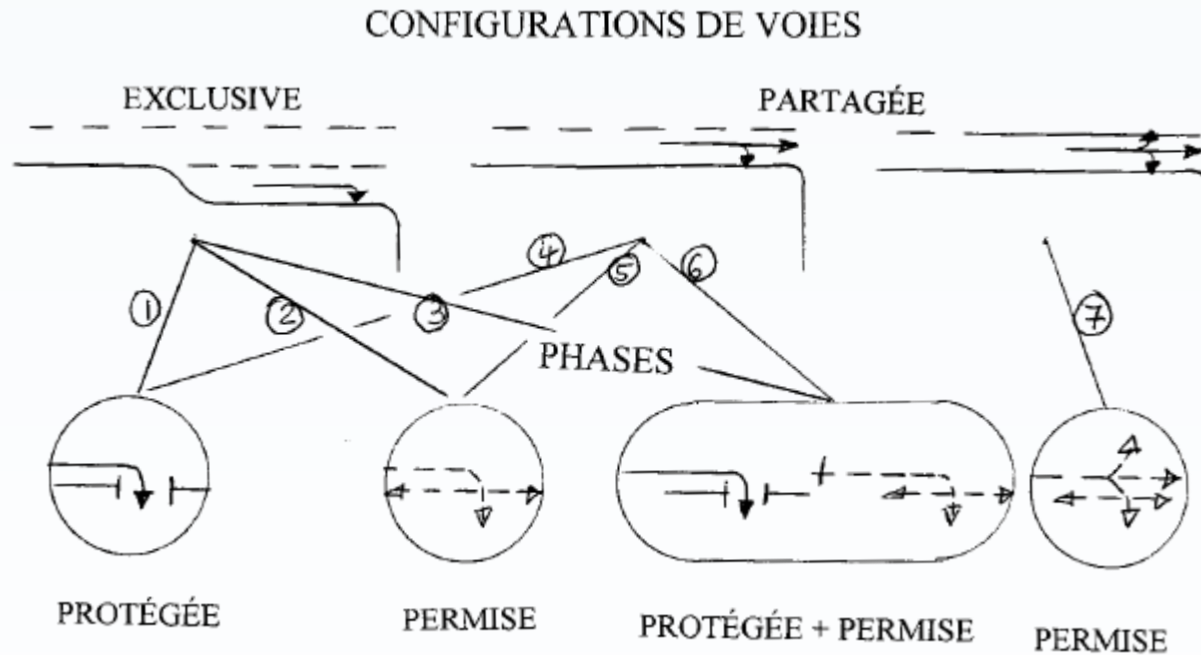
Note:

a. If lane group has more lanes than shown in this exhibit, it is recommended that surveys be made or the smallest f_{LU} shown for that type of lane group be used.



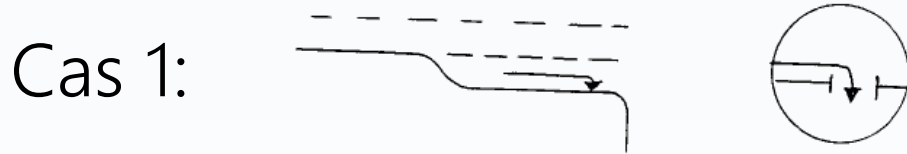
$$f_{lu} = \frac{1486}{780 \times 2} = 0.953$$

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}



- Les cas les plus fréquents sont les cas 5 et 7

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}



$$f_{RT} = \frac{1}{1 + P_{RT}(E_{RT} - 1)} = \frac{1}{1 + 1.0(1.2 - 1)} \approx 0.85$$

où: P_{RT} = proportion de virages à droite ($0 < P_{RT} < 1.0$)
 E_{RT} = 1.2 (coefficient d'équivalence)

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 2:



$$f_{RT} = f_{RT(cas1)} - \frac{N_p}{2100} > 0.04$$

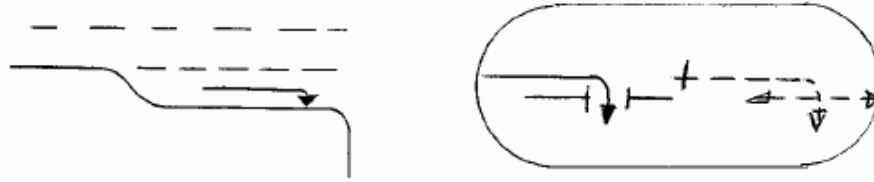
où: $f_{RT(cas1)} = 0.85$

N_p = nombre de piétons/heure ($0 < N_p < 1700$)

- $f_{RT} = 0.04$ est le cas où un seul véhicule est engagé sur le virage, et est en attente du dégagement des piétons. Dans ce cas, la traversé est congestionnée.

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 3:



$$f_{RT} = f_{RT(cas1)} - \left(\frac{N_p}{2100} \right) (1 - P_{RTA}) > 0.04$$

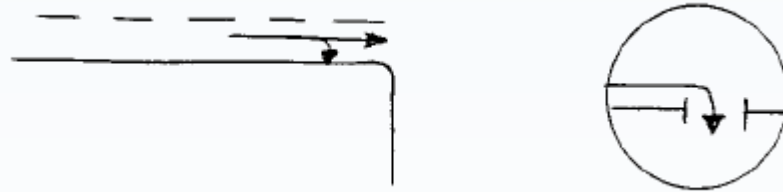
où: $f_{RT(cas1)} = 0.85$

N_p = nombre de piétons/heure ($0 < N_p < 1700$)

P_{RTA} = la proportion de véhicules utilisant la phase protégée

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 4:

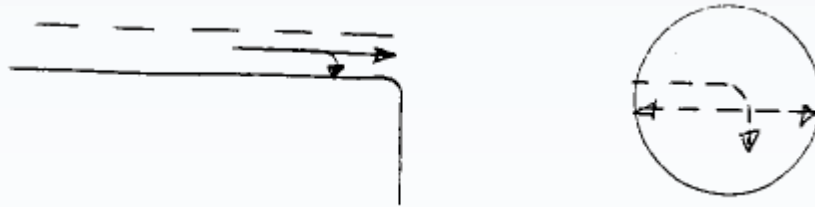


$$f_{RT} = 1 - 0.15 \times P_{RT}$$

où: P_{RT} = proportion de virages à droite ($0 < P_{RT} < 1.0$)

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 5:



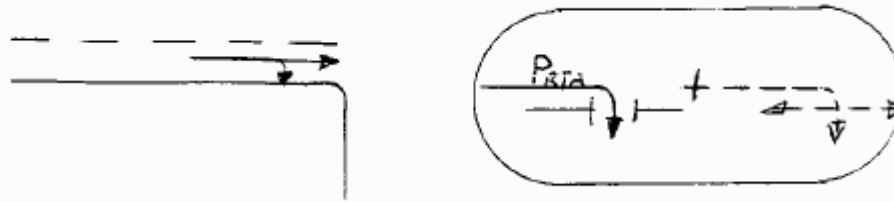
$$f_{RT} = 1 - P_{RT} \left(0.15 + \frac{N_p}{2100} \right)$$

où: P_{RT} = proportion de virages à droite ($0 < P_{RT} < 1.0$)

N_p = nombre de piétons/heure ($0 < N_p < 1700$)

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 6:



$$f_{RT} = 1 - P_{RT} \left(0.15 + (1 - P_{RTA}) \frac{N_p}{2100} \right)$$

où: P_{RT} = proportion de virages à droite ($0 < P_{RT} < 1.0$)

P_{RTA} = la proportion de véhicules utilisant la phase protégée

N_p = nombre de piétons/heure ($0 < N_p < 1700$)

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

Cas 7:



$$f_{RT} = 0.9 - P_{RT} \left(0.135 + \frac{N_p}{2100} \right)$$

où: P_{RT} = proportion de virages à droite ($0 < P_{RT} < 1.0$)

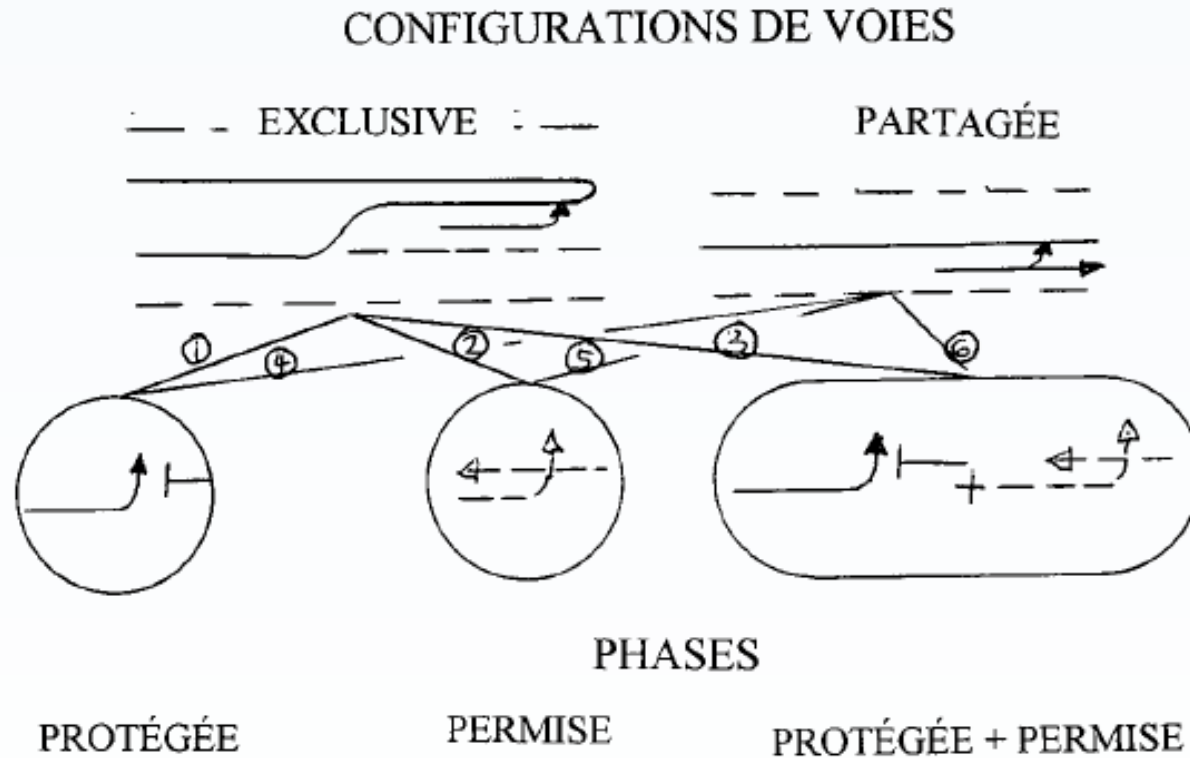
N_p = nombre de piétons/heure ($0 < N_p < 1700$)

Ajustement pour les taux de virages à droite f_{RT}

- Si les virages à droite au feu rouge sont permis, il faut compter le nombre de véhicules passant pendant le rouge et soustraire cette quantité des autres virages à droite. Cet ajustement est en général fait sur la base du débit horaire.

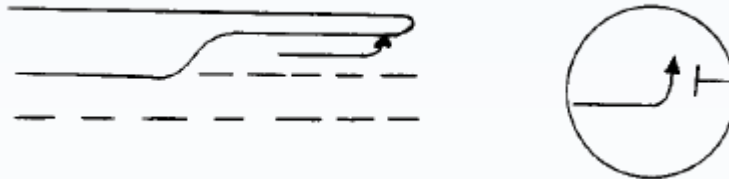
Circulation piétonne	Piétons en conflit (piét/h)
aucune	0
faible ou "autre"	50
modérée	200
élevée (CBD)	400
extrême	800

Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}



Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}

Cas 1:



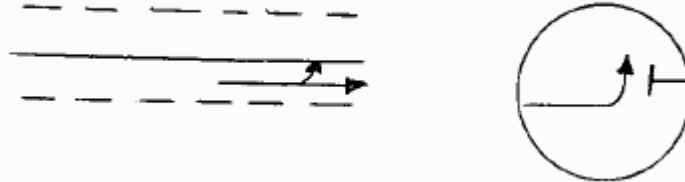
$$f_{LT} = \frac{1}{1 + P_{LT}(E_{LT} - 1)} = \frac{1}{1 + 1.0(1.05 - 1)} \approx 0.95$$

où: P_{LT} = proportion de virages à gauche ($0 < P_{LT} < 1.0$)
 $E_{LT} = 1.05$ (coefficient d'équivalence)

- Il est à noter que si aucun véhicule ne s'oppose aux virages à gauche, mais seulement des piétons, alors on doit traiter les virage à gauche en utilisant la procédure des taux de virages à droite.

Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}

Cas 4:



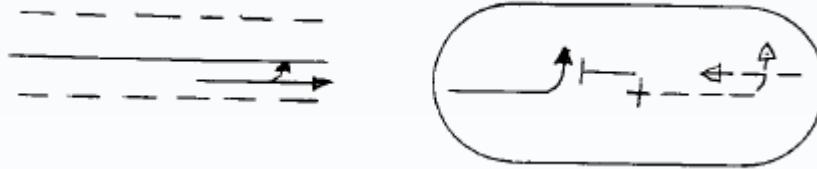
$$f_{LT} = \frac{1}{1 + P_{LT}(E_{LT} - 1)} = \frac{1}{1 + 0.05P_{LT}}$$

où: P_{LT} = proportion de virages à gauche ($0 < P_{LT} < 1.0$)
 $E_{LT} = 1.05$ (coefficient d'équivalence)

- Il est à noter que si aucun véhicule ne s'oppose aux virages à gauche, mais seulement des piétons, alors on doit traiter les virage à gauche en utilisant la procédure des virage à droite.

Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}

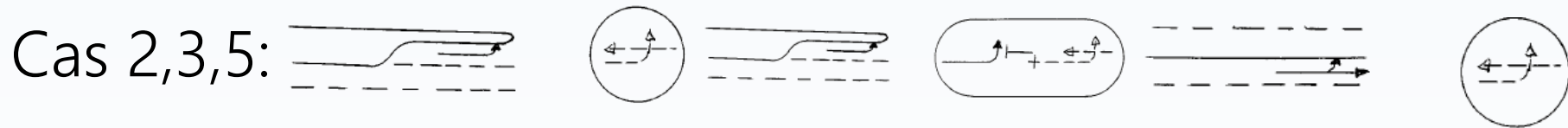
Cas 6:



$$f_{LT} = \frac{1}{1 + P_{LT} \left(\frac{235 + 0.435q_0}{1400 - q_0} \right)} \quad \text{if } q_0 \leq 1220$$
$$f_{LT} = \frac{1}{1 + 4.525P_{LT}} \quad \text{else}$$

où: P_{LT} = proportion de virages à gauche ($0 < P_{LT} < 1.0$)
 q_0 = débit opposé

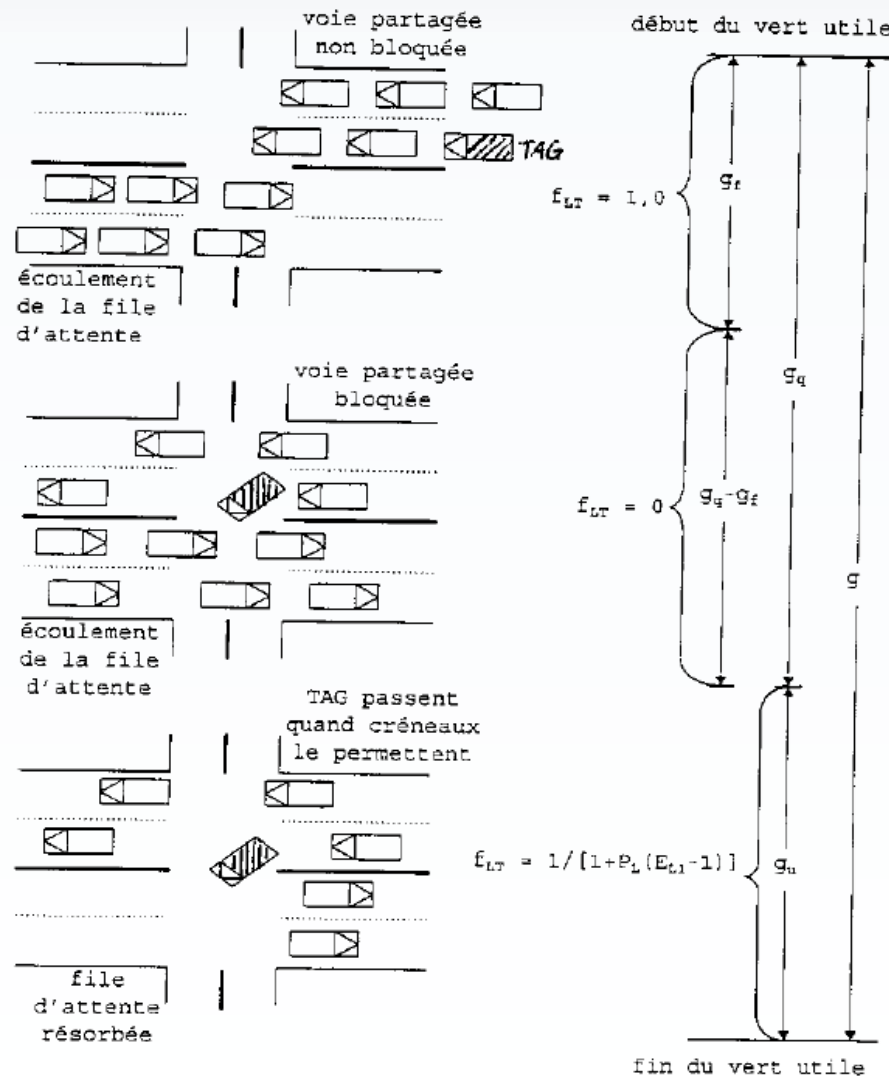
Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}



- Cette analyse est complexe, car il y a non seulement le fait que les virages à gauche doivent s'effectuer à travers des créneaux du courant opposé, mais également une file d'attente opposée au début du vert qui empêche tout virage à gauche.

Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}

Cas 2,3,5:



P_L = proportion de TAG
 E_{L1} = facteur d'équivalence pour TAG

Ajustement pour les taux de virages à gauche f_{LT}

Cas 2,3,5: Méthode McShane (2004)

$$f_{LT} = \frac{1}{1 + P_{LT}(E_{LT} - 1)}$$

- Les phases plus complexes peuvent être élaborées à l'aide de programmes spécialisé:

- Highway Capacity Software
- Syncro
- Vistro

Table 18.1: Through Vehicle Equivalents for Left-Turning Vehicles, E_{LT}

Opposing Flow V_o (veh/h)	Number of Opposing Lanes, N_o		
	1	2	3
0	1.1	1.1	1.1
200	2.5	2.0	1.8
400	5.0	3.0	2.5
600	10.0*	5.0	4.0
800	13.0*	8.0	6.0
1,000	15.0*	13.0*	10.0*
$\geq 1,200$	15.0*	15.0*	15.0*

E_{LT} for all *protected* left turns = 1.05

*indicates that the LT capacity is only available through "sneakers."

Si un des facteurs n'est pas connu, ou ne peut être déterminé, on utilise alors une valeur s_{ln} par default:

$$s_i = 1600 \frac{veh}{h \ln}$$

CAPACITÉ

La capacité c_i , « l'offre », représente le taux de véhicules pouvant être servi sur la voie i en tenant en compte la proportion de vert effectif alloué au GDM correspondant à cette voie :

$$c_i = \frac{s_i g_i}{C}$$

où: s_i = débit de saturation pour la voie i

g_i = vert effectif (secondes) pour le GDM associé avec la voie i

C = durée du cycle (secondes)

DEGRÉ DE SATURATION

Le degré de saturation x_i représente le taux de capacité utilisé par le débit réel q_i (demande locale), pour la voie i :

$$x_i = \frac{q_i}{c_i} = \frac{q_i C}{s_i g_i}$$

où: q_i = débit réel (demande locale) pour la voie i
 c_i = débit de capacité pour la voie i

On dénote **le degré de saturation critique** x_c :

$$x_c = \sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci} \left(\frac{C}{C-L}\right)$$

où: $\sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}$ = la somme des degrés de saturation des
mouvement critiques*

ci = phase

C = durée du cycle (secondes)

L = temps perdu par cycle (secondes)

- *Le groupe de mouvement ayant le x_i le plus élevé pour chaque phase est désigné le mouvement critique

TEMPS PERDU

Le temps perdu par cycle L est simplement la somme du temps perdu de départ, du temps de jaune, et du temps de rouge intégrale pour chaque GDM critique*:

$$L = \sum (t_p)_{ci}$$

où: $t_p = TPR + Y + AR$

ci = phase

*Le groupe de mouvement ayant le x_i le plus élevé pour chaque phase est désigné un mouvement critique

DURÉE DU CYCLE

La durée du cycle C est un facteur important pour la conception d'un plan de feux. Il s'agit de choisir une durée du cycle tel qu'on élimine la saturation ($x_c < 1$).

Affin d'accommoder les fluctuations, en générale $x_c < 0.9$. On choisi x_c selon le nombre de phases:

- $x_c = 0.8$: plan à 2 phases
- $x_c = 0.75$: plan à 3 ou 4 phases

Une dernière contrainte pratique : $40s \leq C \leq 120s$,
 $C = 70s$ par défaut (HCM 2000)

Le cycle minimum C_{min} doit être respecté en tout temps afin de demeurer sous saturation:

$$C_{min} = \frac{L \times x_c}{x_c - \sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}} \geq \sum (G_{min} + Y + AR)$$

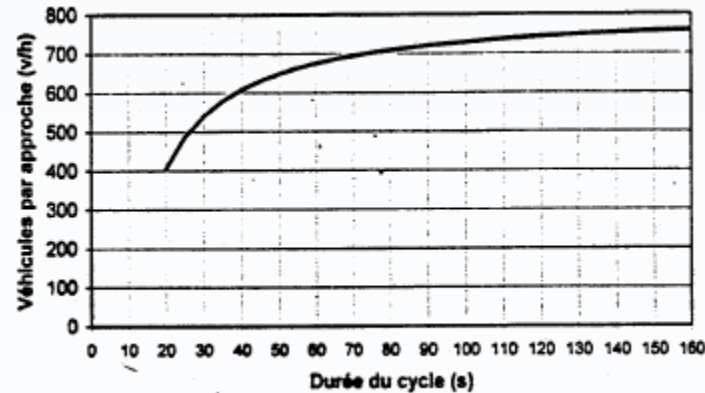
où: $\sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}$ = la somme des degrés de saturation des
mouvement critiques

x_c = degré de saturation critiques

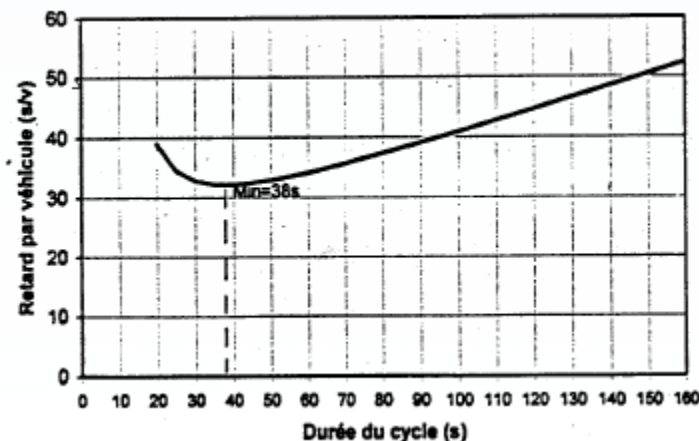
L = temps perdu par cycle (secondes)

- Si $\sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci} > x_c$, le carrefours est surchargé

Le débit augmente avec la durée du cycle, mais de moins en moins :



Le retard moyen par véhicule (efficacité) est minimisé pour un cycle d'environ 38 secondes:



Ensuite on **optimise le cycle** C_{opt} en utilisant une fonction empirique, p.ex. Webster (1958) :

$$C_{opt} = \frac{1.5L + 5}{1.0 - \sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}} > C_{min}$$

où: $\sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}$ = la somme des degrés de saturation des mouvements critiques

L = temps perdu par cycle (secondes)

- Note: il est possible de varier C entre $0.75C_{opt}$ et $1.5C_{opt}$ sans trop affecter l'optimisation

Wu et al. (2015) :

$$C_{opt} = \frac{1.45L + 3}{1.0 - \sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}} > C_{min}$$

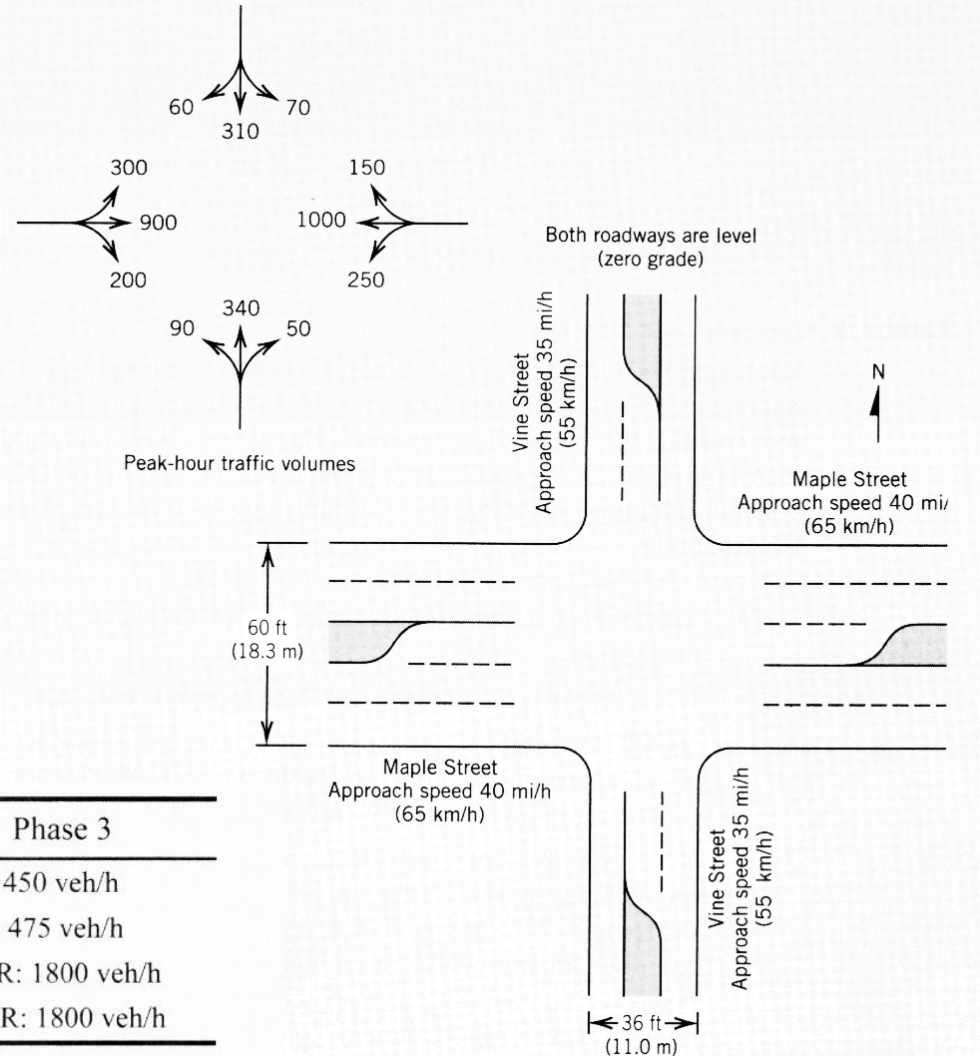
$$C_{min} = \sum \left(7 + \frac{L_p}{v_p}\right) + L$$

où: L_p = longueur de traversée moyenne pour piétons
 v_p = vitesse de marche moyenne piétons

<http://www.hindawi.com/journals/mpe/2015/954295/>

EXEMPLE

Déterminez le cycle optimum pour le carrefour et le plan de feux suivant:



Phase 1	Phase 2	Phase 3
EB L: 1750 veh/h	EB T/R: 3400 veh/h	SB L: 450 veh/h
		NB L: 475 veh/h
WB L: 1750 veh/h	WB T/R: 3400 veh/h	SB T/R: 1800 veh/h
		NB T/R: 1800 veh/h

CYCLE DYNAMIQUE

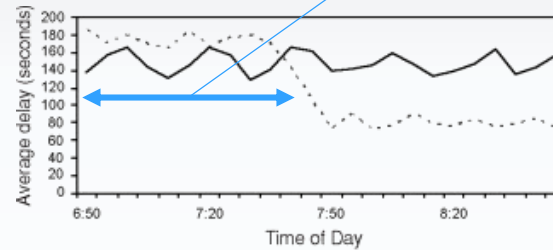
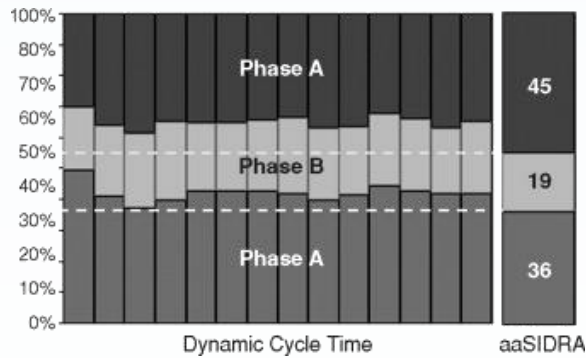
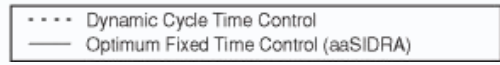
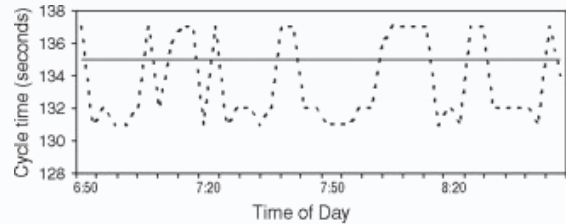
Le cycle est recalculé constamment durant la journée en fonction des comptages des arrivées en temps réelle et une certaine prédiction des arrivées futurs.

$$C_{opt} = \frac{(1.4 + k)L + 6}{1.0 - \sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}}$$

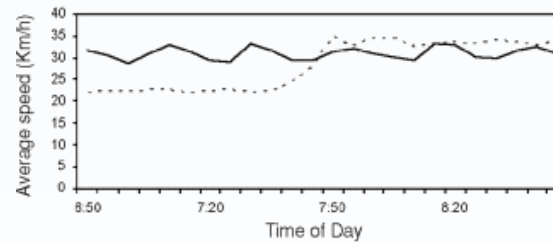
où: $k = \frac{K}{100}$ paramètre de pénalisation d'arrêt

$k \approx 0.2$ valeur typique en littérature

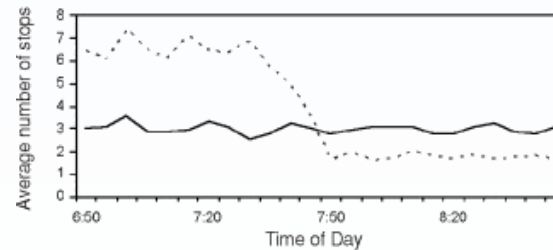
Initialisation



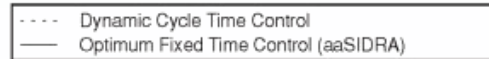
a. Comparison of average delay time (seconds)



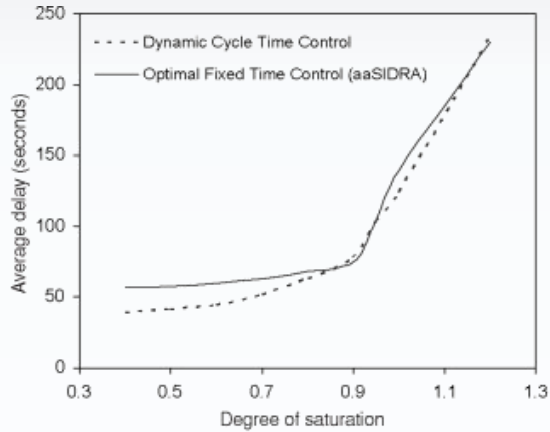
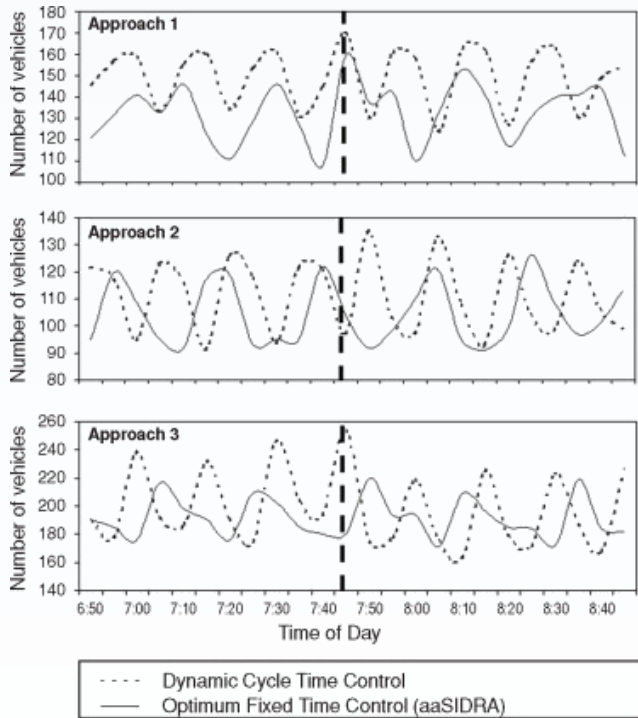
b. Comparison of average speed (km/h)



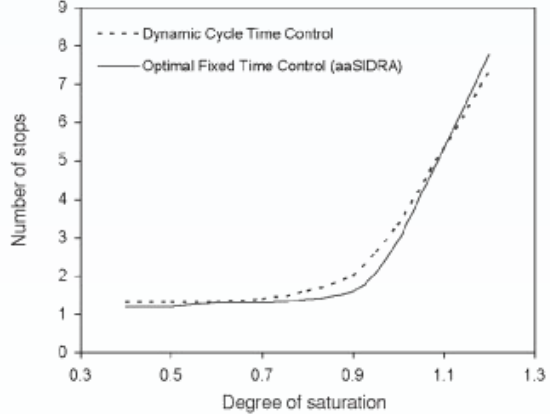
c. Comparison of number of stops



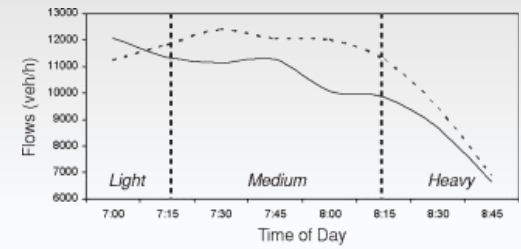
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0386111214601151>



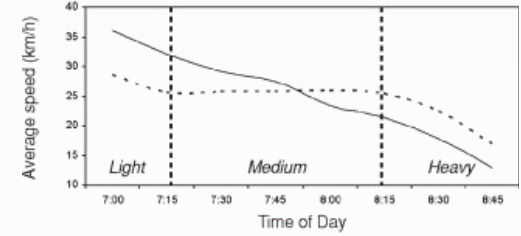
a. Average delay for variable degrees of saturation



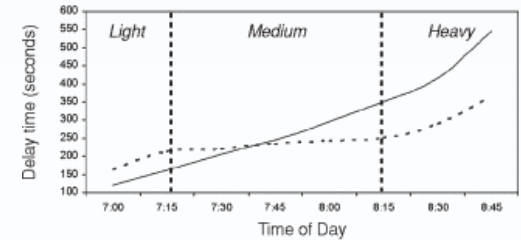
b. Average number of stops for varied degrees of saturation



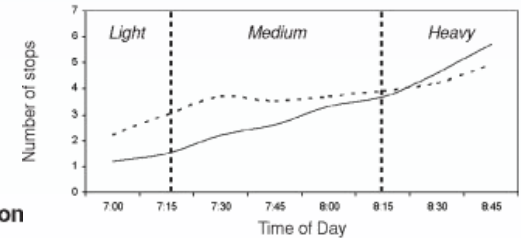
a. Comparison of network flows (veh/h)



b. Comparison of average speed (km/h)



c. Comparison of average delay time (seconds)



d. Comparison of number of stops

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0386111214601151>

RÉPARTITION DU TEMPS DE VERT

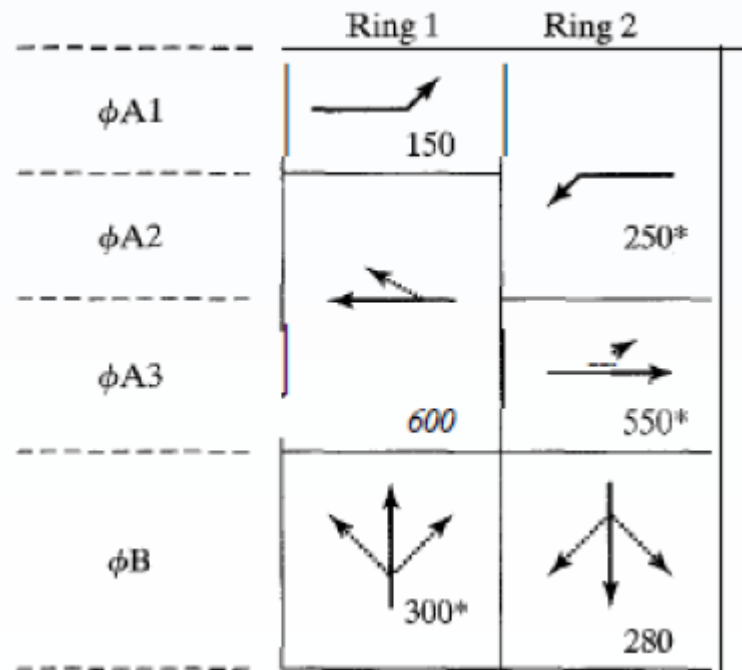
Il existe plusieurs approches utilisées pour faire la répartition du **temps de vert effectif** g_i pour chaque phase dans le cycle. En générale, la méthode de base consiste à répartir le temps de vert selon les degrés de saturation des GDM critiques:

$$g_i = \frac{(C - L) \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}}{\sum \left(\frac{q}{s}\right)_{ci}}$$

où: ci = GDM critique pour la phase i

EXEMPLE

Déterminez la répartition du temps de vert effectif pour le plan de phase suivant, sachant que $C = 70s$ et $L = 12s$:



CAS SPÉCIALES

Temps de vert maximum : contrainte d'optimisation et de *failsafe*; Tableau 5-6, Traffic Signal Timing Manual

Phase Volume per Lane, veh/hr/ln	Cycle Length, s							
	50	60	70	80	90	100	110	120
	Maximum Green (G_{max}) ¹ , s							
100	15	15	15	15	15	15	15	15
200	15	15	15	15	16	18	19	21
300	15	16	19	21	24	26	29	31
400	18	21	24	28	31	34	38	41
500	22	26	30	34	39	43	47	51
600	26	31	36	41	46	51	56	61
700	30	36	42	48	54	59	65	71
800	34	41	48	54	61	68	74	81

CALCULS DES NIVEAUX DE SERVICE

Les niveaux de service ont été définis par les retards que le conducteur subit au carrefour à feux est suit le modèle **LOS A-F** (HCM 2000)

N.B. : d'autre guides (notamment le *Canadian Capacity Guide*) utilisent des méthodes légèrement différentes, mais les principes restent les mêmes.

- **NIVEAU A** : Faible retard de l'ordre de 10 s/véh. On a ce niveau lorsqu'on est en présence d'une coordination des feux extrêmement favorable et la plupart des véhicules arrivent pendant le vert. De cycles courts peuvent contribuer aux faibles retards.
- **NIVEAU B** : Retard 10 à 20 s/véh. Bonne progression, cycle court.
- **NIVEAU C** : Retard 20 à 35 s/véh. Progression moyenne, cycles plus longs. Quelques défaillances de cycle peuvent se produire (c'est à dire une phase verte donnée ne sert pas tous les véhicules). Le nombre de véhicules qui s'arrêtent est significatif.
- **NIVEAU D** : Retard 35 à 55 s/véh. L'influence de la congestion se fait sentir. Les retards sont causés par une progression non favorable, cycles longs et un ratio q/s élevé. Défaillances de cycle plus fréquentes.

- **NIVEAU E**: Retard 55 à 80 s/véh. Mauvaise progression, cycles longs et défaillances de cycle fréquentes.
- **NIVEAU F**: Retard >80 s/véh. Considéré comme inacceptable par la plupart des conducteurs. Sursaturation. Débit d'arrivée dépasse la capacité. Mauvaise progression, cycles longs. Ce niveau peut se produire avec des $x < 1$, mais ce niveau n'implique pas automatiquement qu'on a dépassé la capacité de la groupe de voies en question.

Niveau	HCM 94 s/v	HCM 97 s/v	HCM 2000 s/v
A	≤ 5	≤ 10	≤ 10
B	$>5 \text{ à } \leq 15$	$>10 \text{ à } \leq 20$	$>10 \text{ à } \leq 20$
C	$>15 \text{ à } \leq 25$	$>20 \text{ à } \leq 35$	$>20 \text{ à } \leq 35$
D	$>25 \text{ à } \leq 40$	$>35 \text{ à } \leq 55$	$>35 \text{ à } \leq 55$
E	$>40 \text{ à } \leq 60$	$>55 \text{ à } \leq 80$	$>55 \text{ à } \leq 80$
F	>60	>80	>80

RETARDS

Le retard moyen par véhicule pour un GDM est donné par:

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3$$

où: d = retard total par véhicule (s/véh)

d_1 = retard uniforme en supposant des arrivées uniformes

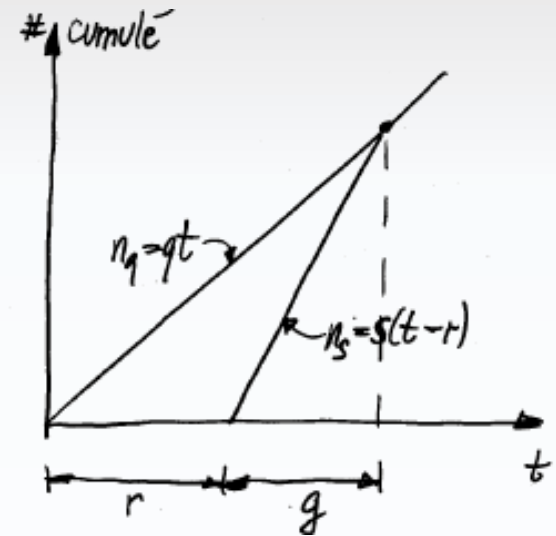
PF = facteur d'ajustement pour la qualité de la progression

d_2 = retard supplémentaire pour tenir compte des arrivées aléatoires et de queues causées par la sursaturation.

d_3 = queue initiale au début de la période d'analyse.

Le retard uniforme d_1 :

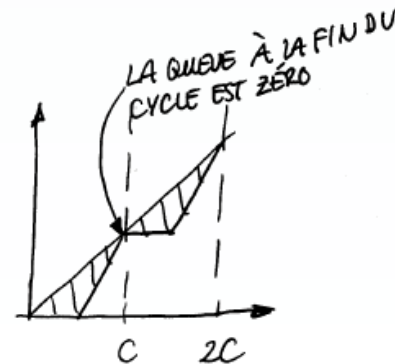
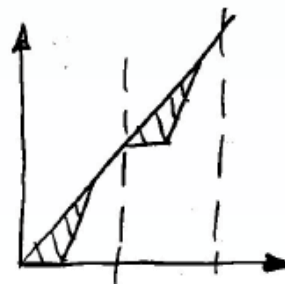
$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left(\min(1, x) \frac{g}{C}\right)}$$



où: C = durée du cycle (en secondes)

g = temps de vert pour la phase (en secondes)

x = degré de saturation critique pour la phase



Le facteur d'ajustement PF :

- La progression affecte principalement le retard uniforme. Pour ajuster le retard uniforme on se sert d'un facteur spécial multiplicatif qui est calculé à l'aide de la formule suivante:

EXHIBIT 16-12. PROGRESSION ADJUSTMENT FACTOR FOR UNIFORM DELAY CALCULATION

Green Ratio (g/C)	Arrival Type (AT)					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
0.50	1.667	1.240	1.000	0.767	0.333	0.000
0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
f_{PA}	1.00	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
Default, R_p	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000

Notes:

$$PF = (1 - P)f_{PA} / (1 - g/C).$$

Tabulation is based on default values of f_{PA} and R_p .

$P = R_p * g/C$ (may not exceed 1.0).

PF may not exceed 1.0 for AT 3 through AT 6.

- Pour tout mouvement non coordonné on utilisera AT = 3.
Pour carrefours futurs prendre AT = 4.

Le retard supplémentaire d_2 :

$$d_2 = 900T \left((x - 1) + \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{8kIx}{cT}} \right)$$

où: x = degré de saturation critique pour la phase

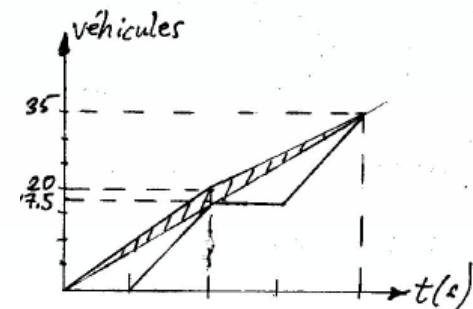
c = capacité du GDM (veh/h)

T = durée de la période d'analyse (en heures)

k = facteur de calibration du retard supplémentaire

I = facteur d'ajustement du contrôle

$I = 1.0$ pour les carrefours isolées



Le facteur de calibration du retard supplémentaire k :

- Tien en compte le type de contrôleur

EXHIBIT 16-13. k -VALUES TO ACCOUNT FOR CONTROLLER TYPE

Unit Extension (s)	Degree of Saturation (X)					
	≤ 0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	≥ 1.0
≤ 2.0	0.04	0.13	0.22	0.32	0.41	0.50
2.5	0.08	0.16	0.25	0.33	0.42	0.50
3.0	0.11	0.19	0.27	0.34	0.42	0.50
3.5	0.13	0.20	0.28	0.35	0.43	0.50
4.0	0.15	0.22	0.29	0.36	0.43	0.50
4.5	0.19	0.25	0.31	0.38	0.44	0.50
5.0 ^a	0.23	0.28	0.34	0.39	0.45	0.50
Pretimed or nonactuated movement	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

Note:

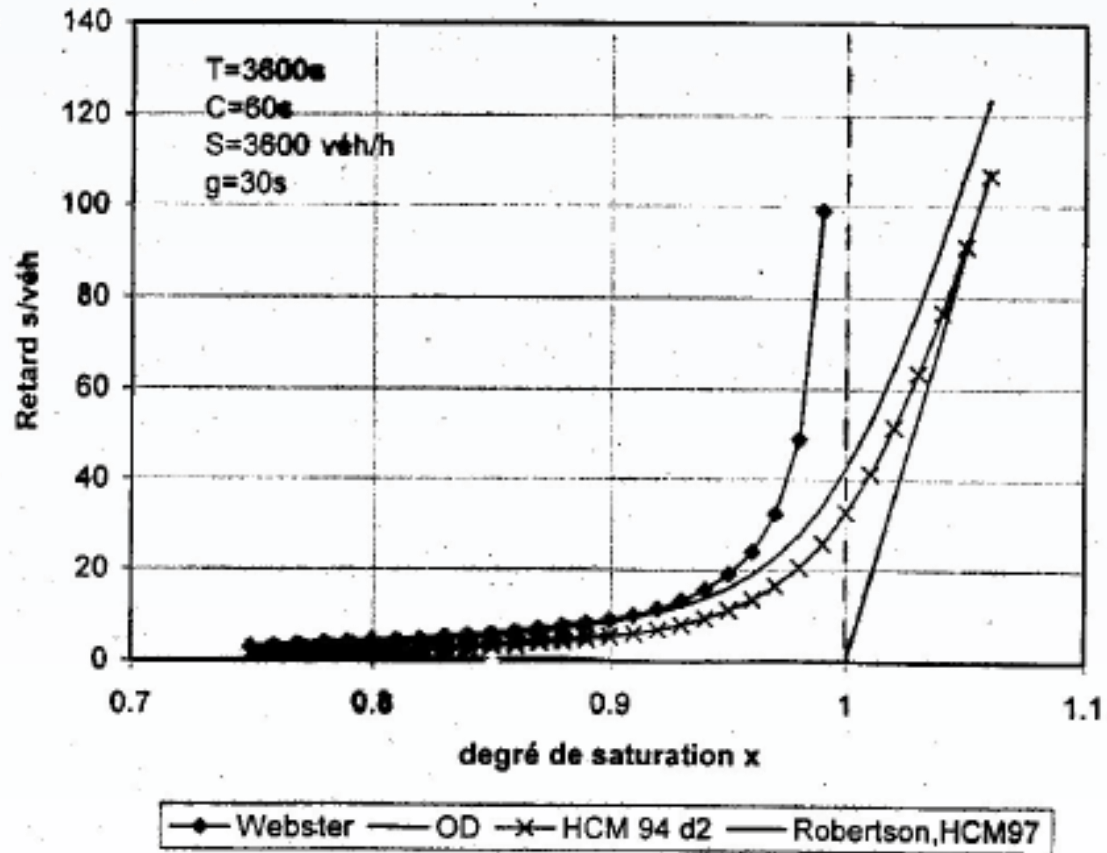
For a given unit extension and its k_{min} value at $X = 0.5$: $k = (1 - 2k_{min})(X - 0.5) + k_{min}$, $k \geq k_{min}$, and $k \leq 0.5$.

a. For unit extension > 5.0 , extrapolate to find k , keeping $k \leq 0.5$.

La queue initiale d_3 :

- d_3 est réservé pour les situations où une sursaturation du carrefours précédente déborde sur le début de la période d'analyse courante.
- Pour les calculs simple, assumer $d_3 = 0$, autrement, consulter Appendix F du Chapitre 16 du HCM 2000

Autres calculs du retards :



MODEL DE RETARD AKÇELİK

$$OD = \frac{cT}{4} \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \left(\frac{12(X - X_o)}{cT} \right)} \right]$$

$$X_o = 0.67 + \left(\frac{sg}{600} \right)$$

$$OD = 0.0 \text{ s/veh for } X \leq X_o \quad (17-26)$$

where: T = analysis period, h

X = v/c ratio

c = capacity, veh/h

s = saturation flow rate, veh/sg, (vehs per second of green)

g = effective green time, s

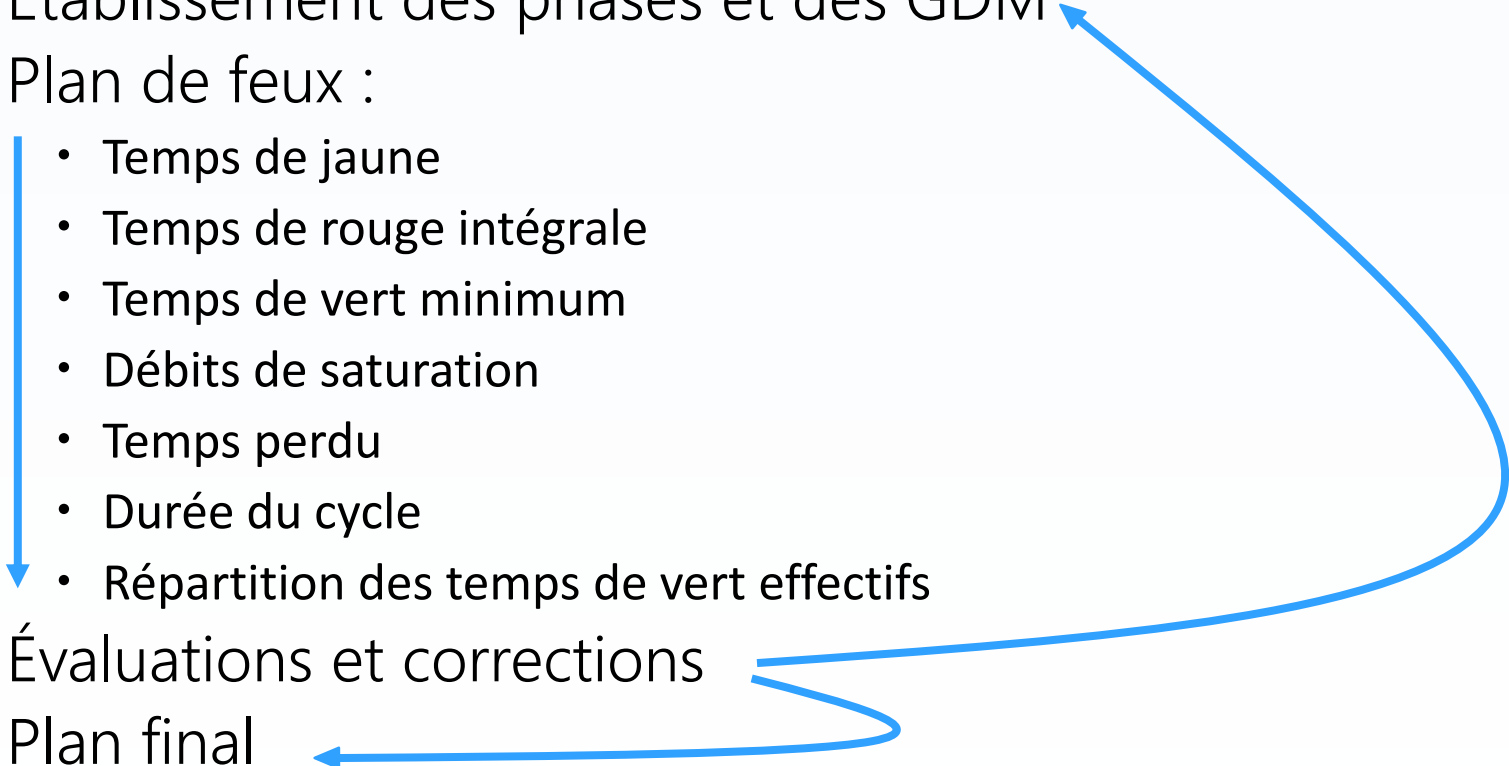
http://www.sidrasolutions.com/Documents/Akcelik_ARR%20123_SignalTiming.pdf

Retards moyens :

- On utilise une moyenne pondérée des retards pour attribuer un NS pour le carrefour en entier.

$$d_{carrefour} = \frac{\sum d_i q_i}{\sum q_i}$$

RESUMÉ DES ÉTAPES (FEUX FIXES ISOLÉS)

- Justifier le choix de feux de circulation
 - Établissement des phases et des GDM
 - Plan de feux :
 - Temps de jaune
 - Temps de rouge intégrale
 - Temps de vert minimum
 - Débits de saturation
 - Temps perdu
 - Durée du cycle
 - Répartition des temps de vert effectifs
 - Évaluations et corrections
 - Plan final
- 

C'est tout pour aujourd'hui!