

# Gestion de trafic : contrôle d'accès et limitation dynamique de la vitesse

## THÈSE

présentée et soutenue publiquement le 15 Septembre 2011

en vue de l'obtention du

**Doctorat de l'Université d'Artois**  
(Spécialité Génie Informatique et Automatique)

par

**KAMEL BOUMEDIENE**

### Composition du jury

|                      |   |  |
|----------------------|---|--|
| <i>Président :</i>   | Michel FLIESS   | Professeur, Ecole polytechnique  |
| <i>Rapporteurs :</i> | Dimitri LEFEBVRE<br>Habib HAJ SALEM                               | Professeur à l'Université Le Havre<br>Directeur de recherche, IFSTTAR/GRETTIA  |
| <i>Examineurs :</i>  | Saïd MAMMAR<br>Hassane ABOUAÏSSA<br>Daniel JOLLY<br>Amar BENASSER | Professeur à l'Université d'Evry<br>Maître de conférence, Université d'Artois<br>Professeur, Université d'Artois. Directeur de thèse<br>Maître de conférence, Université d'Artois. Co-encadrant de thèse |

Mis en page avec la classe thloria.

*À Mes parents ...*



# Table des matières

|  |          |
|--|----------|
| <b>Chapitre 1 Commande du Flux de Trafic des voies rapides-Le Contrôle d'accès</b> | <b>9</b> |
| 1.1 Introduction . . . . .   | 9        |
| 1.2 Définition et principe du contrôle d'accès . . . . .                           | 11       |
| 1.3 Historique . . . . .   | 12       |
| 1.4 Mise en œuvre de la régulation d'accès . . . . .                               | 13       |
| 1.4.1 Régulation statique . . . . .  | 13       |
| 1.4.2 Régulation dynamique . . . . .   | 13       |
| 1.4.3 Conversion du débit calculé en cycle de feux . . . . .                       | 14       |
| 1.5 Stratégies de régulations d'accès par feux de signalisation . . . . .          | 15       |
| 1.5.1 Typologie . . . . .  | 15       |
| 1.5.2 Stratégies réactives locales . . . . .                                       | 17       |
| 1.5.2.1 Stratégie demande-capacité . . . . .                                       | 18       |
| 1.5.2.2 Stratégie taux d'occupation . . . . .                                      | 20       |
| 1.5.2.3 Stratégie du Rijkswaterstaat RWS . . . . .                                 | 21       |
| 1.5.2.4 Stratégie de Wotten & Jeffreys . . . . .                                   | 22       |
| 1.5.2.5 Stratégie ALINEA . . . . .   | 22       |
| 1.5.2.6 Variantes d'ALINEA . . . . .   | 25       |
| Stratégie V-ALINEA . . . . .   | 25       |
| Stratégie FL-ALINEA : ALINEA basée sur le flux en aval . . . . .                   | 26       |
| Stratégie UP-ALINEA : ALINEA basée sur l'occupation en<br>amont . . . . .          | 26       |
| Stratégie UF-ALINEA : FL-ALINEA basée sur le flux en amont . . . . .               | 27       |
| Stratégie AD-ALINEA . . . . .  | 27       |
| Stratégie PI-ALINEA : Proportionnel Intégral ALINEA . . . . .                      | 27       |
| 1.5.2.7 Autres stratégies de contrôles d'accès local . . . . .                     | 28       |
| 1.5.2.8 Gestion ou limitation de la file d'attente . . . . .                       | 29       |
| 1.5.3 Stratégies réactives coordonnées . . . . .                                   | 29       |

|   |  |           |
|---|--|-----------|
| 1.5.3.1   | Stratégie du Rijkswaterstaat synchronisée (RWS COR) . . . . .                      | 30        |
| 1.5.3.2   | Stratégie ALINEA synchronisée . . . . .  | 30        |
| 1.5.3.3   | Régulateurs multivariables . . . . .   | 31        |
| 1.5.3.4   | Stratégie HERO . . . . .   | 32        |
| 1.5.3.5   | Stratégies de contrôle d'accès optimales non-linéaires:<br>AMOC, OASIS . . . . .   | 32        |
| 1.6   | Contrôle intégré . . . . .   | 33        |
| 1.7   | Conclusion . . . . .   | 34        |
| <b>Chapitre 2 Les modèles du flux de trafic</b> |  | <b>37</b> |
| 2.1   | Introduction . . . . .   | 37        |
| 2.2   | Classification des modèles de flux de trafic . . . . .                             | 39        |
| 2.2.1   | Interprétation physique . . . . .  | 39        |
| 2.2.1.1   | La modélisation boîte blanche . . . . .  | 39        |
| 2.2.1.2   | La modélisation boîte noire . . . . .  | 40        |
| 2.2.1.3   | La modélisation boîte grise . . . . .  | 40        |
| 2.2.2   | Niveau de détail . . . . .   | 40        |
| 2.2.2.1   | Modèles de simulation sub-microscopiques . . . . .                                 | 40        |
| 2.2.2.2   | Modèles de simulation microscopiques . . . . .                                     | 41        |
| 2.2.2.3   | Modèles mésoscopiques . . . . .  | 42        |
| 2.2.2.4   | Modèles macroscopiques . . . . .   | 42        |
| 2.2.3   | Échelle des variables indépendantes . . . . .                                      | 42        |
| 2.2.4   | Types de représentation d'un processus de flux de trafic . . . . .                 | 43        |
| 2.3   | Les modèles macroscopiques . . . . .   | 44        |
| 2.3.1   | Équation de conservation . . . . .   | 44        |
| 2.3.2   | Les modèles du premier ordre de type Lighthill-Whitham-Richards<br>(LWR) . . . . . | 45        |
| 2.3.2.1   | Diagramme fondamental . . . . .  | 46        |
| 2.3.2.2   | Critique des modèles de type LWR . . . . .   | 48        |
| 2.3.3   | Modèles du deuxième ordre: modèles de type Payne . . . . .                         | 49        |
| 2.4   | Le modèle METANET - modèle de simulation . . . . .                                 | 51        |
| 2.4.1   | Représentation du réseau . . . . .   | 51        |
| 2.4.2   | Discrétisation spatiale et temporelle . . . . .                                    | 52        |
|   | Segmentation des liens . . . . .   | 52        |
| 2.4.3   | Discrétisation du modèle de Payne . . . . .  | 52        |
| 2.4.3.1   | Modélisation des nœuds du réseau . . . . .   | 53        |
| 2.4.3.2   | Les équations de base . . . . .  | 54        |

---

|  |   |           |
|--|---|-----------|
| 2.4.4  | Modélisation des effets de fusionnement . . . . .   | 55        |
| 2.4.5  | Modélisation de la diminution du nombre de voies . . . . .                                  | 55        |
| 2.4.6  | Densité et vitesse virtuelles et conditions aux limites . . . . .                           | 56        |
| 2.4.6.1  | Densité virtuelle . . . . .   | 56        |
|  | Les conditions aux limites - densité virtuelle . . . . .                                    | 57        |
| 2.4.6.2  | Vitesse virtuelle . . . . .   | 58        |
|  | Les conditions aux limites - vitesse virtuelle . . . . .                                    | 58        |
| 2.4.7  | Modélisation des files d'attentes . . . . .   | 59        |
| 2.5  | Modèle METANET étendu . . . . .   | 61        |
| 2.5.1  | Contrôle d'accès . . . . .  | 61        |
| 2.5.2  | Limitation variable de la vitesse . . . . .   | 62        |
| 2.5.2.1  | Modèles de Cremer . . . . .   | 63        |
| 2.5.2.2  | Modèle de Heygi . . . . .   | 66        |
| 2.5.2.3  | Modèle de Papageorgiou . . . . .  | 66        |
| 2.5.3  | Calcul du critère global de performance . . . . .   | 68        |
| 2.6  | Conclusion . . . . .  | 69        |
| <b>Chapitre 3 Nouvelle stratégie de contrôle d'accès réactive locale</b> |   | <b>71</b> |
| 3.1  | Introduction . . . . .  | 71        |
| 3.2  | Développement et principe de la nouvelle stratégie de contrôle d'accès DFC .                | 72        |
| 3.2.1  | Contrôle d'accès avec ou sans gestion de la file d'attente . . . . .                        | 73        |
| 3.2.2  | Contrôle d'accès avec deux stations de mesures sur la route principale                      | 74        |
| 3.2.3  | Contrôle d'accès avec une seule station de mesures sur la route principale                  | 76        |
| 3.3  | Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée . . . . .                            | 78        |
| 3.3.1  | Description du réseau simulé . . . . .  | 78        |
| 3.3.2  | Scénario des demandes . . . . .   | 79        |
| 3.3.3  | Détermination de la capacité et de la densité critique factuelles . . . .                   | 80        |
| 3.3.4  | Résultats de simulation du contrôle d'accès avec gestion de la file<br>d'attente . . . . .  | 82        |
| 3.3.4.1  | Cas sans commande . . . . .   | 82        |
| 3.3.4.2  | Contrôle d'accès avec deux capteurs: stratégie DFC . . . . .                                | 83        |
| 3.3.4.3  | Contrôle d'accès avec un seul capteur en aval: stratégie DFC                                | 83        |
| 3.3.4.4  | Comparaison des deux stratégies DFC avec ALINEA . . . . .                                   | 87        |
| 3.3.5  | Résultats de simulations du contrôle d'accès sans gestion de la file<br>d'attente . . . . . | 90        |
| 3.3.5.1  | Contrôle d'accès avec deux capteurs: stratégie DFC . . . . .                                | 90        |
| 3.3.5.2  | Contrôle d'accès avec un seul capteur en aval: stratégie DFC                                | 91        |

|  |  |            |
|--|--|------------|
| 3.3.5.3  | Comparaison des deux stratégies DFC avec ALINEA . . . . .                    | 94         |
| 3.4  | Exemple d'application dans un cas d'une rampe et un rétrécissement . . . . . | 97         |
| 3.4.1  | Le réseau routier étudié . . . . .   | 97         |
| 3.4.2  | Scénario des demandes . . . . .  | 99         |
| 3.4.3  | Détermination de la densité critique et de la capacité factuelles . . . . .  | 99         |
| 3.4.4  | Résultats des simulations . . . . .  | 100        |
| 3.4.4.1  | Cas sans contrôle . . . . .  | 104        |
| 3.4.4.2  | Cas avec contrôle: ALINEA . . . . .  | 104        |
| 3.4.4.3  | Cas avec contrôle: PI-ALINEA . . . . .                                       | 107        |
| 3.4.4.4  | Stratégie DFC . . . . .  | 107        |
| 3.5  | Conclusion . . . . .   | 112        |
| <b>Chapitre 4 Limitation Dynamique de la Vitesse (LDV)</b>                         |  | <b>113</b> |
| 4.1  | Principe de la commande . . . . .  | 114        |
| 4.2  | Stratégie de déclenchement de la commande . . . . .                          | 116        |
| 4.3  | Lois de limitation dynamique de la vitesse . . . . .                         | 116        |
| 4.3.1  | Loi de commande basée sur l'anticipation . . . . .                           | 116        |
| 4.3.2  | Loi de commande basée sur le flux cible . . . . .                            | 118        |
| 4.4  | Exemple de simulation . . . . .  | 119        |
| 4.4.1  | Schéma de simulation et scénario de demande . . . . .                        | 119        |
| 4.4.2  | Détermination de la densité critique factuelle et de la capacité factuelle   | 121        |
| 4.4.3  | Cas sans contrôle . . . . .  | 123        |
| 4.4.4  | Cas d'une commande basée sur l'anticipation . . . . .                        | 123        |
| 4.4.4.1  | Première méthode . . . . .   | 123        |
| 4.4.4.2  | Deuxième méthode . . . . .   | 125        |
| 4.4.5  | Cas de la commande basée sur le flux cible . . . . .                         | 127        |
| 4.4.6  | Comparaison des résultats . . . . .  | 130        |
| 4.4.7  | Effet du nombre de segments commandés . . . . .                              | 131        |
| 4.4.8  | Conclusion . . . . .   | 132        |
| <b>Chapitre 5 Commande intégrée: coordination du contrôle d'accès et de la LDV</b> |  | <b>135</b> |
| 5.1  | Réseau sans rétrécissement . . . . .   | 136        |
| 5.1.1  | Description du réseau . . . . .  | 136        |
| 5.1.2  | Densité critique factuelle et capacité factuelle . . . . .                   | 137        |
| 5.1.3  | Résultats de simulation . . . . .  | 137        |
| 5.2  | Réseau avec rétrécissement . . . . .   | 143        |

---

|       |  |            |
|-------|--|------------|
| 5.2.1 | Description du problème . . . . .  | 143        |
| 5.2.2 | Densité critique factuelle et capacité factuelle . . . . .               | 144        |
| 5.2.3 | Résultats des simulations . . . . .                                      | 144        |
| 5.3   | Conclusion . . . . .   | 150        |
|       | <b>Conclusions générales et perspectives</b>                             | <b>151</b> |
|       | <b>Annexes</b>   | <b>153</b> |
|       | <b>Annexe A Les résultats des simulations du cas sans rétrécissement</b> | <b>155</b> |
|       | <b>Annexe B Les résultats des simulations du cas avec rétrécissement</b> | <b>165</b> |
|       | <b>Bibliographie</b>   | <b>175</b> |
|       | <b>Liste des publications</b>  | <b>191</b> |



# Table des figures

|      |   |    |
|------|---|----|
| 1    | Congestions récurrentes et non récurrentes . . . . .  | 2  |
| 2    | Goulot d'étranglement . . . . .   | 3  |
| 3    | Un rétrécissement . . . . .   | 3  |
| 4    | Une autoroute avec une rampe d'entrée . . . . .   | 3  |
| 5    | Trafic fluide . . . . .   | 3  |
| 6    | Trafic congestionné . . . . .   | 4  |
| 7    | Consommation en congestion (source IRU) . . . . .   | 5  |
| 8    | Gestion de trafic . . . . .   | 7  |
| 9    | Commande du trafic . . . . .  | 7  |
| 1.1  | Une autoroute avec une rampe d'entrée . . . . .   | 11 |
| 1.2  | Régulation par balisage de l'accès . . . . .  | 14 |
| 1.3  | Tunnel de Fourvière à Lyon . . . . .  | 15 |
| 1.4  | Ecoulement goutte à goutte (rampe d'entrée Mt Wellington (États-Unis)) . . . . .  | 16 |
| 1.5  | Les notations des stratégies de régulation d'accès . . . . .  | 18 |
| 1.6  | Stratégie demande-capacité standard . . . . .   | 18 |
| 1.7  | Stratégie demande-capacité INRETS . . . . .   | 20 |
| 1.8  | Stratégie taux d'occupation . . . . .   | 20 |
| 1.9  | Stratégie du Rijkswaterstaat RWS . . . . .  | 21 |
| 1.10 | Stratégie de Wotten & Jeffreys . . . . .  | 22 |
| 1.11 | Principe d'ALINEA . . . . .   | 23 |
| 1.12 | Placement de la station de mesures . . . . .  | 24 |
| 2.1  | Schéma d'un modèle . . . . .  | 39 |
| 2.2  | Découpage d'une route en tronçons de longueur $\Delta x$ . . . . .  | 45 |
| 2.3  | Diagramme fondamental . . . . .   | 47 |
| 2.4  | Exemple de réseau modélisé par METANET . . . . .  | 52 |
| 2.5  | Discrétisation spatiale du réseau . . . . .   | 53 |
| 2.6  | Modélisation des noeuds . . . . .   | 53 |
| 2.7  | Fusionnement de plusieurs routes . . . . .  | 55 |
| 2.8  | Diminution du nombre de voies . . . . .   | 56 |
| 2.9  | Densité virtuelle . . . . .   | 57 |
| 2.10 | Vitesse virtuelle . . . . .   | 58 |
| 2.11 | Capacité courante d'accueil . . . . .   | 60 |
| 2.12 | Variante de la capacité courante d'accueil par Hegyi . . . . .  | 61 |
| 2.13 | Premier modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ , $\rho_{crit} = 33.5 \text{ véh/km/voie}$ ) . . . . . | 64 |

|      |   |     |
|------|---|-----|
| 2.14 | Premier modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ , $\rho_{crit} = 33.5 \text{ véh/km/voie}$ ) . . . . .   | 65  |
| 2.15 | Deuxième modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ , $\rho_{max} = 140 \text{ véh/km/voie}$ , $m = 0.9$ , $l = 2.7$ ) . . . . .                                    | 65  |
| 2.16 | Deuxième modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ , $\rho_{max} = 140 \text{ véh/km/voie}$ , $m = 0.9$ , $l = 2.7$ ) . . . . .                                  | 66  |
| 2.17 | Modèle de Hegyi : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre . . . . .  | 67  |
| 2.18 | Modèle de Hegyi : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental . . . . .  | 67  |
| 2.19 | Modèle de Papageorgiou : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental ( $v_{f,m}^* = 102 \text{ km/h}$ , $\rho_{crit,m}^* = 33.5 \text{ véh/km/voie}$ , $a_m^* = 1.867$ , $A_m = 0.67$ , $E_m = 1.82$ ) . . . . . | 69  |
| 3.1  | Principe du contrôle d'accès . . . . .  | 73  |
| 3.2  | Position des capteurs d'un contrôle d'accès . . . . .   | 73  |
| 3.3  | Stratégie sans gestion de la file d'attente . . . . .   | 73  |
| 3.4  | Stratégie avec gestion de la file d'attente . . . . .   | 74  |
| 3.5  | Stratégie de contrôle d'accès définie . . . . .   | 75  |
| 3.6  | Principe de la stratégie du contrôle d'accès DFC . . . . .  | 76  |
| 3.7  | Stratégie du contrôle d'accès DFC avec un seul capteur en aval . . . . .  | 77  |
| 3.8  | Principe de la stratégie du contrôle d'accès DFC avec un seul capteur en aval . . . . .   | 77  |
| 3.9  | Réseau autoroutier contenant une rampe d'entrée . . . . .   | 79  |
| 3.10 | L'autoroute selon METANET . . . . .   | 79  |
| 3.11 | Scénario de la demande . . . . .  | 80  |
| 3.12 | Détermination de la capacité factuelle et la chute de capacité . . . . .  | 81  |
| 3.13 | Détermination de la densité critique factuelle . . . . .  | 81  |
| 3.14 | Résultats du cas sans commande . . . . .  | 84  |
| 3.15 | Résultats du contrôle d'accès avec deux capteurs et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible $\rho_T = 40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .  | 85  |
| 3.16 | Résultats du contrôle d'accès avec un seul capteur et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible $\rho_T = 40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .  | 86  |
| 3.17 | Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible de $40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .   | 88  |
| 3.18 | TTP (h-véh) correspondant à plusieurs valeurs de densité cible . . . . .  | 91  |
| 3.19 | Résultats du contrôle d'accès avec deux capteurs sans gestion de la file d'attente pour une densité cible $\rho_T = 40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .   | 92  |
| 3.20 | Résultats du contrôle d'accès avec un seul capteur sans gestion de la file d'attente pour une densité cible $\rho_T = 40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .   | 93  |
| 3.21 | Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA sans gestion de la file d'attente pour une densité cible $40 \text{ véh/km/voie}$ . . . . .   | 95  |
| 3.22 | TTP (h-véh) correspondant à plusieurs valeurs de densité cible . . . . .  | 97  |
| 3.23 | Réseau routier étudié . . . . .   | 98  |
| 3.24 | Modélisation METANET du réseau des expérimentations . . . . .   | 98  |
| 3.25 | Les diagrammes fondamentaux . . . . .   | 99  |
| 3.26 | Scénario des demandes . . . . .   | 100 |
| 3.27 | Détermination de la capacité factuelle du segment 9 . . . . .   | 101 |
| 3.28 | Détermination de la densité critique factuelle du segment 9 . . . . .   | 101 |
| 3.29 | Détermination de la capacité factuelle du segment 15 . . . . .  | 102 |
| 3.30 | Détermination de la densité critique factuelle du segment 15 . . . . .  | 102 |

---

|      |  |     |
|------|--|-----|
| 3.31 | Résultats du cas sans commande . . . . .   | 105 |
| 3.32 | Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA pour une densité cible de 31 véh/km/voie . . . . .                         | 106 |
| 3.33 | Résultats du contrôle d'accès avec PI-ALINEA pour une densité cible de 41 véh/km/voie . . . . .                      | 108 |
| 3.34 | Résultats du contrôle d'accès avec $DFC_9$ pour une densité cible de 25 véh/km/voie                                  | 109 |
| 3.35 | Résultats du contrôle d'accès avec $DFC_{15}$ pour une densité cible de 41 véh/km/voie                               | 110 |
|      |  |     |
| 4.1  | Exemple de goulot d'étranglement . . . . .   | 114 |
| 4.2  | Chute de capacité . . . . .  | 115 |
| 4.3  | Cas d'un rétrécissement . . . . .  | 116 |
| 4.4  | Exemple de réseau modélisé par METANET . . . . .   | 117 |
| 4.5  | Réseau routier . . . . .   | 120 |
| 4.6  | Diagramme fondamental . . . . .  | 120 |
| 4.7  | Scénario de la demande . . . . .   | 121 |
| 4.8  | Capacité factuelle . . . . .   | 122 |
| 4.9  | Densité critique factuelle . . . . .   | 122 |
| 4.10 | Résultats du cas sans commande . . . . .   | 124 |
| 4.11 | Résultats avec commande basée sur l'anticipation (1 <sup>ère</sup> méthode) avec $\rho_S = 44$ véh/km/voie . . . . . | 126 |
| 4.12 | Évolution des valeurs des paramètres $\alpha_i$ au cours de la simulation . . . . .                                  | 127 |
| 4.13 | Résultats avec commande basée sur l'anticipation (2 <sup>ème</sup> méthode) avec $\rho_S = 50$ véh/km/voie . . . . . | 128 |
| 4.14 | Résultats avec commande basée sur le flux cible avec $\rho_S = 42$ véh/km/voie . . . . .                             | 129 |
| 4.15 | Les vitesses de commande ainsi que les vitesses moyennes des conducteurs . . . . .                                   | 132 |
|      |  |     |
| 5.1  | Route principale avec rampe d'entrée . . . . .   | 136 |
| 5.2  | Modèle METANET du réseau . . . . .   | 136 |
| 5.3  | Scénario des demandes . . . . .  | 137 |
| 5.4  | Capacité factuelle . . . . .   | 138 |
| 5.5  | Densité critique factuelle . . . . .   | 138 |
| 5.6  | Application de la limitation dynamique de la vitesse . . . . .   | 139 |
| 5.7  | Réseau de simulation . . . . .   | 143 |
| 5.8  | Scénario de demandes . . . . .   | 144 |
| 5.9  | Capacité factuelle . . . . .   | 145 |
| 5.10 | Densité critique factuelle du segment 5 . . . . .  | 145 |
| 5.11 | Densité critique factuelle du segment 8 . . . . .  | 146 |
| 5.12 | Application de la limitation dynamique de la vitesse . . . . .   | 147 |
|      |  |     |
| A.1  | Résultats du cas sans commande . . . . .   | 156 |
| A.2  | Résultats de la stratégie LDV1 ( $\rho_S=28$ véh/km/voie) . . . . .  | 157 |
| A.3  | Résultats de la stratégie LDV2 ( $\rho_S=30$ véh/km/voie) . . . . .  | 158 |
| A.4  | Résultats de la stratégie DFC ( $\rho_T=40$ véh/km/voie) . . . . .   | 159 |
| A.5  | Résultats de la stratégie DFC/LDV1 ( $\rho_T=40$ véh/km/voie, $\rho_S=41$ véh/km/voie) . . . . .                     | 160 |
| A.6  | Résultats de la stratégie DFC/LDV2 ( $\rho_T=40$ véh/km/voie, $\rho_S=41$ véh/km/voie) . . . . .                     | 161 |
| A.7  | Résultats de la stratégie DFC-FA ( $\rho_T=40$ véh/km/voie) . . . . .  | 162 |
| A.8  | Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV1 ( $\rho_T=40$ véh/km/voie, $\rho_S=28$ véh/km/voie) . . . . .                  | 163 |
| A.9  | Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV2 ( $\rho_T=40$ véh/km/voie, $\rho_S=36$ véh/km/voie) . . . . .                  | 164 |

*Table des figures*

---

|     |   |     |
|-----|---|-----|
| B.1 | Résultats du cas sans commande . . . . .  | 166 |
| B.2 | Résultats de la stratégie LDV1 ( $\rho_S=40$ véh/km/voie) . . . . .                                 | 167 |
| B.3 | Résultats de la stratégie LDV2 ( $\rho_S=41$ véh/km/voie) . . . . .                                 | 168 |
| B.4 | Résultats de la stratégie DFC ( $\rho_T=17$ véh/km/voie) . . . . .                                  | 169 |
| B.5 | Résultats de la stratégie DFC/LDV1 ( $\rho_T=17$ véh/km/voie, $\rho_S=44$ véh/km/voie) . . . . .    | 170 |
| B.6 | Résultats de la stratégie DFC/LDV2 ( $\rho_T=18$ véh/km/voie, $\rho_S=42$ véh/km/voie) . . . . .    | 171 |
| B.7 | Résultats de la stratégie DFC-FA ( $\rho_T=17$ véh/km/voie) . . . . .                               | 172 |
| B.8 | Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV1 ( $\rho_T=18$ véh/km/voie, $\rho_S=47$ véh/km/voie) . . . . . | 173 |
| B.9 | Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV2 ( $\rho_T=22$ véh/km/voie, $\rho_S=41$ véh/km/voie) . . . . . | 174 |

# Liste des tableaux

|     |  |     |
|-----|--|-----|
| 2.1 | Correspondance entre la limitation de vitesse et le paramètre $u$ (pour $v_f = 125$ km/h) . . . . .                    | 64  |
| 3.1 | Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères . . . . .                                       | 89  |
| 3.2 | Temps passé dans chaque portion de la route ainsi que dans les files d'attentes ( $\rho_T = 40$ véh/km/voie) . . . . . | 90  |
| 3.3 | Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères . . . . .                                       | 96  |
| 3.4 | Temps passé dans chaque portion de la route ainsi que dans les files d'attente ( $\rho_T = 40$ véh/km/voie) . . . . .  | 98  |
| 3.5 | Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères . . . . .                                       | 111 |
| 3.6 | Comparaison des valeurs du TTP pour les différentes stratégies . . . . .   | 112 |
| 4.1 | TTP pour les différentes valeurs de densité seuil $\rho_S$ . . . . .   | 125 |
| 4.2 | Les valeurs des constantes pour les différents segments $i$ . . . . .  | 125 |
| 4.3 | TTP pour les différentes valeurs de densité seuil $\rho_S$ . . . . .   | 125 |
| 4.4 | TTP pour les différentes valeurs de densité seuil $\rho_S$ . . . . .   | 128 |
| 4.5 | Durée moyenne de congestions dans les différents segments . . . . .  | 130 |
| 4.6 | Comparaisons entre les différentes stratégies . . . . .  | 131 |
| 4.7 | TTP pour les différentes parties du réseau . . . . .   | 131 |
| 4.8 | TTP en fonction des segments limités en vitesse (loi basée sur le flux) . . . . .                                      | 133 |
| 5.1 | Résultats des simulations sans gestion de la file d'attente . . . . .  | 140 |
| 5.2 | Résultats des simulations avec gestion de la file d'attente . . . . .  | 141 |
| 5.3 | Valeur des paramètres des différentes simulations (cas sans rétrécissement) . . . . .                                  | 142 |
| 5.4 | Valeur des paramètres des différentes simulations (cas avec rétrécissement) . . . . .                                  | 147 |
| 5.5 | Commande intégrée sans gestion de la file d'attente . . . . .  | 148 |
| 5.6 | Commande intégrée avec gestion de la file d'attente . . . . .  | 149 |



# Introduction générale

À partir des années 60, dans les pays les plus industrialisés, de grands investissements ont été réalisés pour la construction de nouvelles infrastructures routières, en particulier, des réseaux de voies rapides urbaines (péri-urbaines) et inter-urbaines (autoroutes) ont été développés. Ces voies de circulation rapide ont pour but de faciliter le déplacement des biens et des personnes. La circulation n'y est pas interrompue, notamment par des feux de signalisation, et permettent des liaisons rapides avec les grandes métropoles avoisinantes. Une voie rapide est une route de grande capacité<sup>1</sup>, réservée à la circulation des véhicules motorisés rapides (automobiles, motos, poids lourds, ...) et dont le tracé permet de circuler avec rapidité et sécurité. La première autoroute au monde construite est l'autoroute des Lacs. D'une longueur de 77 km, elle a été créée en 1924 pour relier Milan à la région des Lacs [88]. La France a vu aussi se développer, depuis de nombreuses années, un réseau très dense de voies rapides et de rocadés. Il existe aujourd'hui plus d'un million de kilomètres de voiries répondant à ces objectifs en France, dont 10 300 km d'autoroutes et 883 000 km de routes nationales et départementales [142]. Pour avoir une idée sur le développement des réseaux de voies rapides en France, leur taille et leur structure, le lecteur pourra consulter [24].

Ce développement important des réseaux routiers à partir de la moitié du siècle dernier a été une réponse à l'augmentation rapide du nombre de véhicules en circulation. Cet accroissement est une des conséquences mais aussi le moyen par lequel nos sociétés modernes se développent. En effet, les économies modernes reposent sur l'existence de nombreuses entreprises de transport de personnes et de marchandises. Le secteur économique du transport représente environ 1 000 milliards d'euros (10% du PIB de l'Union Européenne) et il assure 10 millions d'emploi [48]. En France, le parc automobile roulant est constitué de près de 29 millions de véhicules particuliers et 5,5 millions de véhicules utilitaires avec 2 millions de voitures particulières neuves qui sont vendues chaque année. Les transports en commun totalisent un parc de 62 200 autocars et 20 000 autobus. Les camions totalisent un parc de plus de 500 000 véhicules et leur nombre est en nette augmentation depuis plusieurs années [142].

Malgré les efforts importants déployés pour augmenter l'offre en matière de circulation routière, la demande toujours croissante de trafic ne peut être constamment absorbée. Ceci est à l'origine de nombreux problèmes que connaît le domaine du transport. Ces problèmes ont généralement pour origine l'apparition de congestions récurrentes et non récurrentes des voies rapides. Les congestions récurrentes apparaissent régulièrement, le plus souvent aux abords des grands centres urbains, aux heures de pointe, quotidiennement ou lors de grands départs en vacances. Elles deviennent prédominantes dès la moitié du siècle dernier avec l'augmentation de la demande de trafic. Quant aux congestions non récurrentes, elles sont créées par des réductions temporaires et non régulières de capacité liées à des accidents, des travaux sur la chaussée, des véhicules en panne ou des objets divers tombés sur la chaussée. Elles sont aussi créées par les

---

1. La capacité est définie comme étant le débit maximal qu'une route est capable d'absorber.



FIG. 1 – Congestions récurrentes et non récurrentes

mauvaises conditions météorologiques ou une augmentation temporaire et non régulière de la demande, par exemple suite à des manifestations sportives, des concerts ou des accidents, figure 1. Les congestions sont souvent imprévisibles, leurs coûts peuvent atteindre 1% du produit intérieur brut de l'Union Européenne [48]. Pour plus de détails sur l'apparition et la croissance des congestions récurrentes et non récurrentes et de leurs coûts, le lecteur peut consulter [90, 197, 48].

Dans la suite, nous n'avons abordé que le cas des congestions récurrentes. Nous en analysons les causes et les effets que l'on peut observer en essayant de trouver des réponses possibles. Les Systèmes de Transport Intelligents sont notamment une réponse possible à ces problèmes de congestions, ils seront également abordés.

## Le phénomène de congestion récurrente : sa formation et ses effets

Une congestion récurrente est une inadéquation entre l'offre et la demande de trafic : si, en amont d'un certain tronçon de route, le débit de trafic (la demande) est supérieur à la capacité (l'offre) de ce tronçon, la totalité du flux ne peut être accueillie et une congestion se forme. Ainsi, de cette analyse, deux conditions de formation de congestions peuvent être dégagées. La première condition est évidemment une forte demande en amont. La deuxième est la présence d'un goulot d'étranglement, c'est-à-dire une infrastructure routière où la capacité (le débit maximum pouvant être accueillie) en aval est inférieure à celle en amont. En milieu autoroutier ou interurbain, les goulots d'étranglement peuvent être dus à un rétrécissement de la chaussée (comme une suppression d'une des voies de circulation, la présence de travaux...): sur la figure 3, la capacité de la route au point  $A$  est supérieure à celle au point  $B$ . La figure 4 montre un deuxième type de goulot d'étranglement : il s'agit de la fusion de deux routes comme les jonctions d'autoroute ou les rampes d'entrées. Dans ce cas, la capacité totale au niveau du point  $A$  (autoroute et rampe d'entrée) dépasse la capacité en aval au point  $B$ . D'autres configurations de goulot d'étranglement existent [185, 20].

Si le flux en entrée  $q_{in}$  au point  $A$  n'excède pas la capacité  $Q_{cap}^B$  en aval au point  $B$  alors le flux de sortie  $q_{out}$  correspond au flux d'entrée et aucune congestion ne se forme (figure 5). Par contre, si le flux d'entrée dépasse la capacité en aval, alors le flux de sortie sera inférieur au flux d'entrée (figure 6). Le flux d'entrée n'est alors pas totalement absorbé : les véhicules s'accumulent dans le réseau et une congestion se forme au niveau du goulot d'étranglement et se propage vers l'amont.

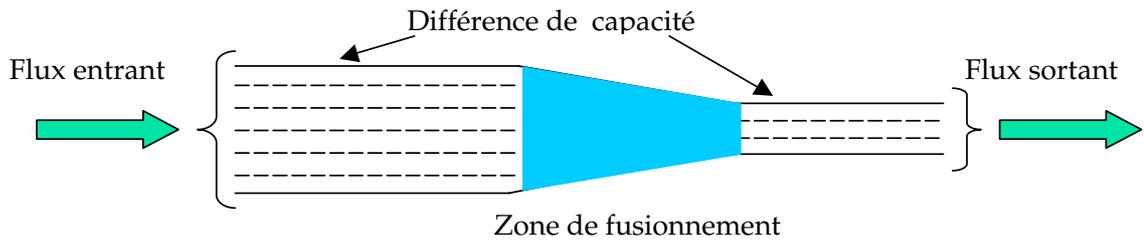


FIG. 2 – Goulot d'étranglement

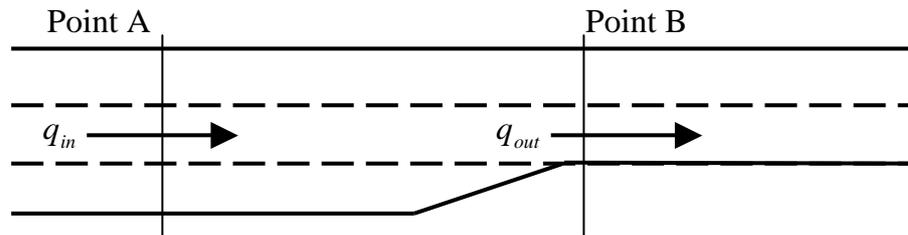


FIG. 3 – Un rétrécissement

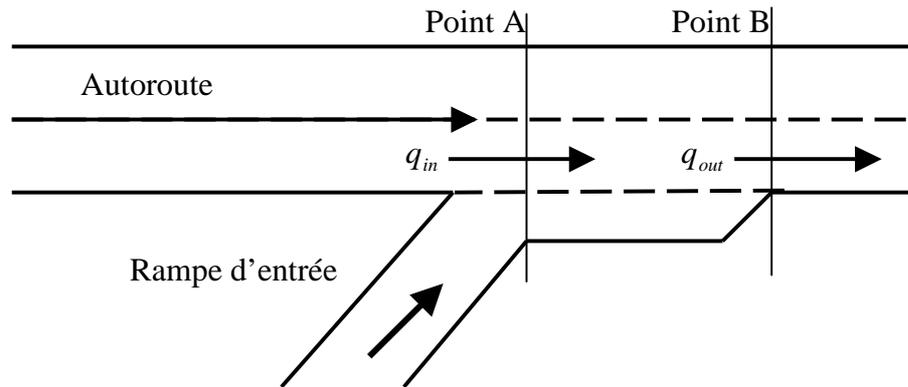


FIG. 4 – Une autoroute avec une rampe d'entrée

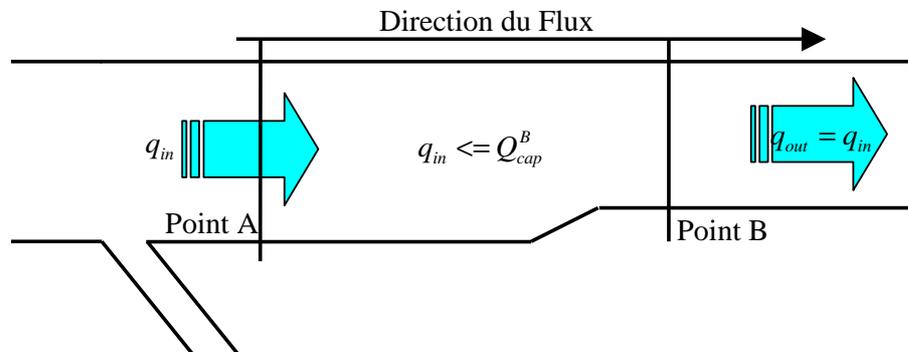
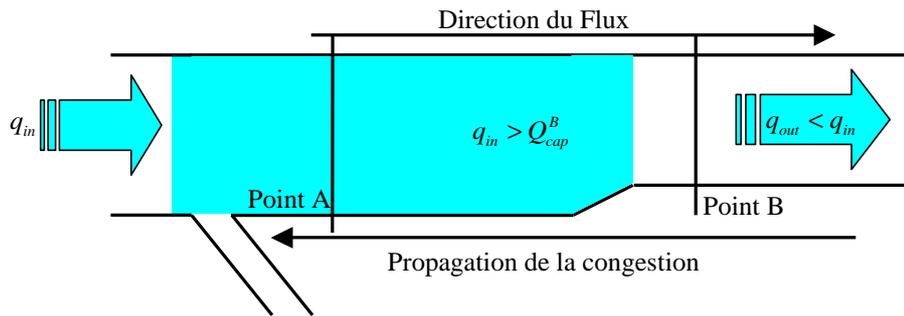


FIG. 5 – Trafic fluide

FIG. 6 – *Trafic congestionné*

## Effets de la congestion

Le phénomène de congestion s’accompagne de deux effets néfastes indépendants sur le trafic. Si la congestion atteint, en se propageant en amont, une rampe de sortie alors celle-ci devient inaccessible aux véhicules qui veulent l’emprunter [180] (cf. figure 6). Les véhicules qui se trouvent pris dans la congestion et qui désirent emprunter la rampe de sortie vont être fortement retardés et par conséquent vont encombrer l’autoroute. Le deuxième effet néfaste est que le débit d’écoulement de sortie  $q_{out}$  devient inférieur à la capacité  $Q_{cap}^B$  : ce phénomène est appelé *chute de capacité*. La chute de capacité amplifie l’inadéquation entre l’offre et la demande. Si la demande continue à augmenter en présence d’une chute de capacité, la congestion s’aggrave et s’amplifie encore plus et peut toucher l’ensemble du réseau.

Le phénomène de chute de capacité a été observé en particulier, dans le cas d’existence de rampes d’entrée par [22, 23]. Le flux mesuré en aval à la tête d’une congestion est plus faible que  $Q_{cap}$  d’une valeur de 5-10% d’après [172] et de 5-20% d’après plusieurs études [185]. Les raisons d’apparition d’une chute de capacité ne sont pas bien connues [221]. Des hypothèses ont été émises, notamment par [185] qui suppose qu’après avoir traversé la congestion, les véhicules dont la vitesse est alors très faible accélèrent. Parmi ces véhicules, ceux dont la capacité d’accélération est faible laissent un espace inter-véhiculaire important avec les véhicules qui peuvent accélérer rapidement. L’importance de cet espace pourrait expliquer une diminution du flux à la sortie de la congestion.

Le blocage des rampes de sortie et la chute de capacité sont deux effets néfastes sur le trafic car ils dégradent la capacité d’écoulement de l’infrastructure routière : ils provoquent donc des retards. Ces retards dus aux congestions nuisent non seulement à la qualité de service offerte par le réseau routier mais produisent également des effets néfastes sur l’environnement. En effet, le mouvement lent des véhicules à l’intérieur des congestions engendre des surconsommations de carburant d’où une augmentation des émissions de  $CO_2$ . On peut remarquer sur la figure 7 les différences de consommation de carburant d’un camion de 40t selon l’importance des congestions [94, 48].

De plus, dans les situations de congestion, la sécurité s’en trouve réduite puisqu’on y observe une augmentation du nombre d’accidents [24, 48]. Les congestions ont également un impact négatif sur l’économie, par exemple (des marchandises non livrées à temps induisent des coûts de retard, ...). En France, la majorité des congestions ont lieu dans la région parisienne et représentent près de 6% du PIB de cette région [142]. Enfin, les congestions ont un impact négatif sur la qualité de vie des citoyens par le stress et la pollution qu’elles engendrent.

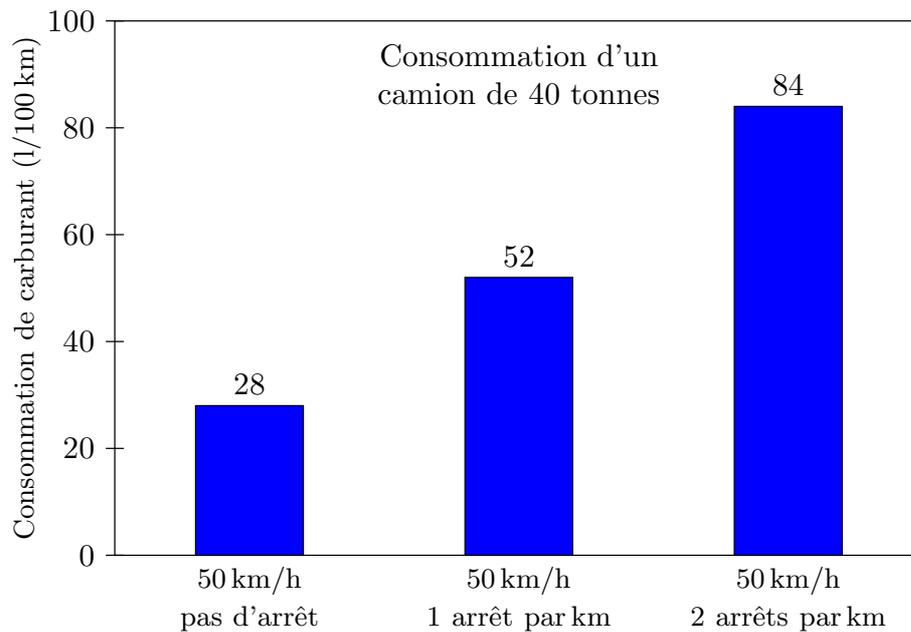


FIG. 7 – *Consommation en congestion (source IRU)*

## Quelles solutions adopter face aux congestions

Les congestions font partie de nos jours des problèmes que les ingénieurs du transport essaient de résoudre. L'apparition des congestions est généralement due à l'inadéquation de l'offre et de la demande. Ainsi, pour réduire les effets d'une congestion, plusieurs solutions sont généralement proposées :

- augmenter l'offre de trafic en effectuant des travaux sur le réseau routier (pour élargir les routes par exemple) ou en construisant de nouveaux axes routiers ;
- réduire la demande de trafic en développant les transports en commun et en incitant les usagers à les emprunter à l'aide de campagnes publicitaires ou par l'augmentation des coûts de circulation (péages routiers par exemple) ;
- optimiser l'utilisation des infrastructures existantes en évitant la chute de capacité.

L'installation de nouvelles infrastructures est souvent très difficile et très coûteuse à mettre en œuvre, elle ne peut pas fournir une solution complète à ces problèmes pour des raisons économiques et environnementales ou plus simplement du fait de limitations de l'espace disponible. De même inciter les usagers à utiliser les transports en communs, n'est pas chose aisée et peut être long et coûteux. De plus, l'augmentation des coûts de circulation est une mesure très impopulaire qui risque de ne pas être acceptée par la population.

Puisque les congestions récurrentes sont le résultat d'un excès de demande, la gestion ou l'exploitation bien organisée de la demande du trafic reste aujourd'hui la solution la plus efficace et la plus facile à mettre en œuvre. Cette approche de résolution de ce problème tend à se développer car elle ne nécessite pas de réaliser des investissements importants. Elle utilise des outils et des moyens d'action dynamiques qui agissent sur le trafic des voies rapides. La gestion du trafic peut ainsi assurer une meilleure utilisation du réseau existant et maintenir un bon niveau de service, c'est à dire offrir aux usagers des conditions satisfaisantes en termes de vitesse,

de circulation durant les pointes journalières, de temps de trajet, d'interruptions de trafic, de sécurité, de confort et de commodité de conduite [24, 91].

Une bonne exploitation du réseau permet d'obtenir en permanence les meilleures conditions de circulation, une diminution des congestions, de la pollution et des accidents. Elle recouvre des enjeux économiques et sociaux importants et permet une utilisation meilleure de la voie rapide en évitant la chute de capacité durant les congestions. L'idée des *Systèmes de Transport Intelligents* recouvre notamment l'idée d'une bonne exploitation du réseau routier existant. Nous allons en présenter les principes ci-dessous.

## Les Systèmes de Transport Intelligents

La notion de Systèmes de Transport Intelligents (STI) ou en anglais "Intelligent Transport Systems (ITS)" vient des États-Unis et a été introduite dans les années 80. Ces systèmes cherchent à introduire et à développer les nouvelles technologies de l'information et de la communication dans le cadre de la gestion des systèmes de transport. L'enjeu est multiple : améliorer la sécurité et les performances des réseaux et rendre le transport plus écologique [142]. De plus les enjeux industriels et commerciaux sont très importants car les STI font l'objet d'une compétition économique serrée au niveau mondial.

Les technologies des STI connaissent de nombreuses innovations dont plusieurs applications sont visibles sur les autoroutes. Ces applications couvrent un champ de domaines très varié. Nous pouvons par exemple citer [92] :

- Les systèmes de localisation et les services associés aux transports publics, les services d'information des usagers, ainsi que les services de transport à la demande.
- Les aides à la conduite, comme les systèmes de guidage dans les véhicules ou les systèmes de reconnaissance automatique des panneaux de signalisation.
- Les systèmes d'information aux conducteurs, collectifs comme les panneaux à messages variables ou individuels comme les systèmes d'information et de guidage embarqués.
- Les systèmes de paiement électronique, avec la billettique, le télé péage, le paiement du stationnement, etc.
- Les dispositifs destinés à promouvoir un meilleur respect de la réglementation (en particulier les systèmes de radars automatiques).
- Les systèmes conçus pour la sécurité routière, les équipements liés à l'infrastructure routière (par exemple : la détection automatique d'incidents), ou les systèmes embarqués (limiteur intelligent de vitesse, appel d'urgence automatique, etc.).
- La gestion des flottes et du fret, que l'acheminement se fasse par des moyens routiers, ferroviaires, fluviaux, etc.
- Les systèmes permettant de recueillir des informations auprès des usagers à partir d'enquêtes (exemple : origines-destinations).

Un autre rôle des STI très important qui nous intéresse tout particulièrement est la gestion de trafic. Les Systèmes de Transport Intelligents peuvent apporter une contribution significative à l'amélioration de la gestion du trafic routier (urbain, inter-urbain et péri-urbain) et plus généralement des divers modes de transport.

Nous ne nous intéressons dans ce manuscrit qu'à la gestion du trafic routier inter-urbain et péri-urbain des voies rapides. Dans le cadre des STI, la gestion du trafic comprend en particulier les capteurs, les télécommunications, et les différents systèmes d'aide à l'exploitation, la régulation des vitesses, la régulation des accès afin de prévenir et diminuer les congestions [142]. La

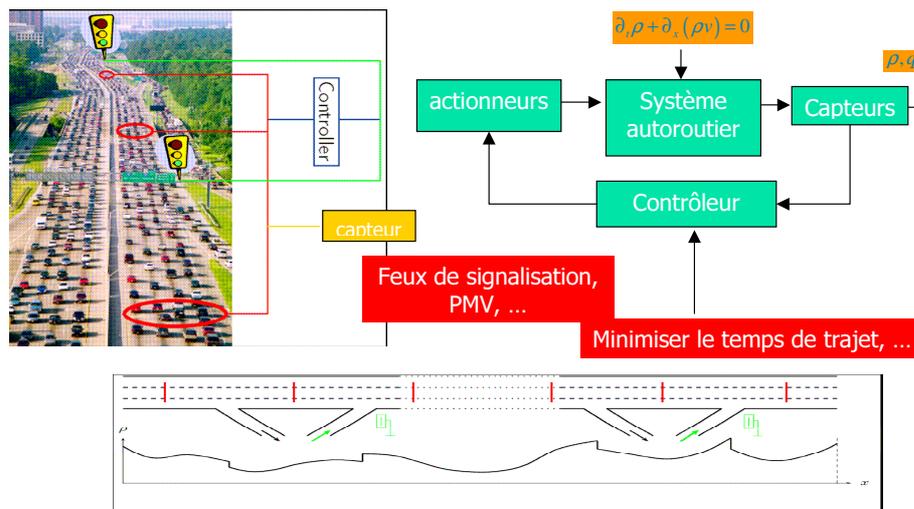


FIG. 8 – Gestion de trafic

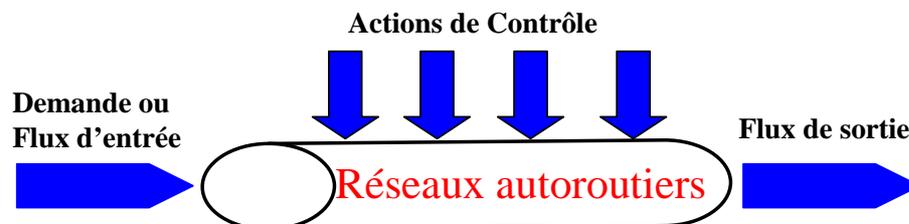


FIG. 9 – Commande du trafic

gestion du trafic comporte classiquement trois étapes [92], (cf. figure 8) :

- Le recueil de données, pour une connaissance instantanée de l'état de trafic (trafic fluide, dense, détection automatique des accidents, mesures de temps de parcours). Cette connaissance est assurée par des dispositifs tels que des capteurs, des radars, des caméras, etc;
- Le traitement des données, à l'aide des systèmes informatiques qui peuvent : traiter de grandes quantités de données, faire des prévisions de trafic, afficher de manière synthétique les informations nécessaires, aider à la décision, archiver les données;
- L'action sur les usagers qui passe principalement par l'information, grâce aux PMV (Panneaux à Messages Variables), à la radio, à Internet, aux serveurs vocaux interrogeables par téléphone, mais aussi grâce à tous les systèmes personnels, comme les systèmes de guidage intégrant l'information sur le trafic;

La gestion de trafic est une des missions essentielles d'un exploitant de voies rapides, cette gestion peut être assurée en mettant en œuvre plusieurs outils. Des lois de commandes sont conçues et appliquées, surtout pendant les périodes de pointes, pour agir directement ou indirectement sur le trafic afin d'améliorer l'utilisation des réseaux des voies rapides. Une exploitation de trafic efficace peut être assurée grâce à une application convenable d'une variété d'actions et de mesures de contrôle de trafic (figure 9), pour faire face aux différents problèmes de trafic (accroissement de la demande, accidents, etc).

La conception et l'implantation des stratégies de commande efficaces permettent d'annuler, de réduire ou au moins de retarder l'apparition des congestions. Cependant l'efficacité d'une stratégie de commande de trafic dépend de la méthode (outil) de commande utilisée [168]. Cette

efficacité se mesure à l'aide de divers critères que nous allons détailler ci-dessous.

## **Critères d'évaluation des stratégies de contrôle**

La performance d'un réseau est mesurée en utilisant des indices appropriés. Pour évaluer une stratégie de commande, les spécialistes ou les exploitants de transport utilisent le plus souvent les indicateurs suivant [174, 64] :

- l'heure de début et de fin de la congestion;
- sa Durée Moyenne en Temps (DMT), qui est la période accumulée en temps durant la période de pointe pour laquelle l'occupation mesurée est supérieure à l'occupation critique;
- l'espace que la congestion occupe;
- le Temps Total Passé (TTP) qui est le cumul du temps passé par les conducteurs dans le réseau, y compris le Temps Total d'Attente (TTA) dans les files d'attente au niveau des rampes d'accès si elles existent ;
- la Distance Totale de Trajet (DTT) qui est le cumul de la distance totale parcourue par l'ensemble des véhicules dans le réseau ;
- la Vitesse Moyenne (VM) qui est la distance totale parcourue divisée par le Temps Total Passé par les conducteurs:  $VM=DTT/TTP$ ;
- la Consommation d'énergie;
- la quantité de polluants émis.

Ce mémoire propose différentes actions de contrôles qui peuvent être effectuées sur le trafic routier afin d'éviter, ou du moins réduire, les congestions. Dans ce cadre, le principal critère retenu pour quantifier la réduction de la congestion est le TTP.

Le mémoire est divisé en cinq chapitres. Les deux premiers sont consacrés à l'état de l'art. Le premier chapitre concerne la commande du flux de trafic en général et le contrôle d'accès en particulier. Le deuxième chapitre est dédié à la modélisation du flux de trafic: il traite principalement le modèle macroscopique discret METANET. Dans les deux chapitres suivants, nous développons de nouvelles commandes de flux de trafic. Plus précisément, nous proposons une loi de commande pour la régulation de rampes que nous avons appelée DFC (chapitre 3), ainsi que deux lois de limitation dynamique de la vitesse (chapitre 4). Le dernier chapitre est consacré à la coordination du contrôle d'accès et de la limitation dynamique de la vitesse. Enfin, une conclusion générale suivie de perspectives d'études terminent ce manuscrit.

# Chapitre 1

## Commande du Flux de Trafic des voies rapides-Le Contrôle d'accès

### Sommaire

---

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| <b>1.1</b> | <b>Introduction</b>  | <b>9</b>  |
| <b>1.2</b> | <b>Définition et principe du contrôle d'accès</b>                  | <b>11</b> |
| <b>1.3</b> | <b>Historique</b>  | <b>12</b> |
| <b>1.4</b> | <b>Mise en œuvre de la régulation d'accès</b>                      | <b>13</b> |
| 1.4.1      | Régulation statique  | 13        |
| 1.4.2      | Régulation dynamique   | 13        |
| 1.4.3      | Conversion du débit calculé en cycle de feux                       | 14        |
| <b>1.5</b> | <b>Stratégies de régulations d'accès par feux de signalisation</b> | <b>15</b> |
| 1.5.1      | Typologie  | 15        |
| 1.5.2      | Stratégies réactives locales                                       | 17        |
| 1.5.3      | Stratégies réactives coordonnées                                   | 29        |
| <b>1.6</b> | <b>Contrôle intégré</b>  | <b>33</b> |
| <b>1.7</b> | <b>Conclusion</b>  | <b>34</b> |

---

### 1.1 Introduction

Dans l'introduction générale, nous avons commencé par montrer l'intérêt que peut présenter la mise en place d'une gestion du flux de trafic. Cette gestion est assurée par l'élaboration et l'application des actions et des mesures de contrôle. Nous allons dans ce qui suit développer les principales stratégies de commande qui existent dans la littérature. Nous nous focaliserons ensuite sur le contrôle d'accès puis nous introduirons notre propre approche de commande.

La forte demande de trafic est l'une des causes principales d'apparition des congestions. Celles-ci peuvent très vite devenir très importantes (aussi bien dans le temps que dans l'espace) en l'absence d'actions ou de mesures de contrôle convenables et conduire ainsi à une dégradation des conditions de circulation [41]. Une congestion se crée le plus souvent localement et son amplification n'est généralement pas due uniquement à une forte demande. Lorsqu'une forte demande apparaît, associée à une chute de capacité, celle-ci va entraîner une croissance instable de la congestion et une dégradation plus accentuée des conditions de circulation. Une congestion se crée donc localement pour occuper ensuite un volume très important en espace et en temps. La dégradation des conditions de circulation conduit à une sous-utilisation des réseaux autoroutiers

du fait qu'une chute de capacité se produit lors des congestions, c'est-à-dire au moment même où l'on a besoin d'exploiter la capacité maximale des réseaux.

Réguler un système de flux de trafic est une tâche très difficile à réaliser du fait de la complexité de ces systèmes. Il s'agit, en effet, de gérer en temps réel un grand ensemble de facteurs qui évoluent constamment dans le temps et dans l'espace et qui interagissent les uns avec les autres. La commande du flux de trafic peut reposer sur plusieurs actions et mesures en fonction de l'objectif recherché [168]. Ces actions de contrôle de trafic peuvent être classées selon le type de trafic où elles sont appliquées (routier (urbain), autoroutier (péri-urbain et inter-urbain) ou les deux), voir [168, 172, 169]. Dans ce chapitre, nous ne nous intéressons qu'aux actions de commande concernant les réseaux de trafic des voies rapides péri-urbaines et inter-urbaines (autoroutes) [168, 172, 169, 123]. Dans ce cadre, plusieurs actions de commande sont employées :

- la régulation d'accès : elle est mise en œuvre à l'aide d'installation de feux de signalisation aux rampes ou aux intersections entre autoroutes (contrôle d'accès autoroute-autoroute) [77, 175];
- la commande par lien : elle comprend plusieurs stratégies de commande comme la fermeture et l'ouverture de voies, la limitation dynamique ou fixe de la vitesse en utilisant des Panneaux à Messages Variables (PMV) [208, 31, 6, 75, 77, 140, 175], l'alarme de congestions ou d'incidents, l'inversion de flux, l'affectation de voie, le contrôle du flux de la chaussée principale appelé MTFC [185, 20] . . . ; voir [149, 7, 8, 172, 123] ;
- l'information aux conducteurs et les systèmes de guidage des usagers : ces deux systèmes sont mis en œuvre à l'aide de PMV ou via une communication à double sens des véhicules équipés d'un système de guidage embarqué. Nous pouvons parler aussi de la signalisation dynamique en utilisant des panneaux de signalisation directionnelle variable (SDV) [90].

Toutes ces actions sont implantées dans plusieurs endroits dans le monde comme les États-Unis, la France, l'Allemagne, les Pays Bas et la Grande Bretagne. Concernant la limitation dynamique de la vitesse, plusieurs études ont été menées pour quantifier l'impact de ces mesures de contrôle : par exemple, une homogénéisation du flux de trafic a été observée [208, 90].

L'*information aux conducteurs et les systèmes de guidage* (Route Guidance and Drivers Information Systems (RGDIS)) peuvent être employés pour améliorer les conditions de trafic. En se basant sur les mesures en temps réel, les RGDIS font aux utilisateurs des autoroutes une recommandation des routes alternatives [123]. Cette recommandation peut être directe lorsque les itinéraires alternatifs sont proposés aux conducteurs, ou indirecte lorsque les conducteurs sont simplement informés sur l'état du trafic [168, 123, 90].

Une deuxième classification des RGDIS distingue les conseils donnés avant le voyage et ceux donnés sur la route. Le conseil avant le voyage permet de répartir la demande dans le temps et l'espace et d'aider le conducteur à faire le choix de son itinéraire. Plusieurs outils existent pour informer les conducteurs de l'état du trafic avant leur départ (la radio, la télévision, internet). Ils peuvent ainsi choisir le mode de transport, l'heure de départ et l'itinéraire qui leur conviennent le mieux.

Un conducteur peut aussi recevoir des conseils pendant son déplacement par l'intermédiaire de la radio (informations délivrées par les radios d'autoroutes) ou par les panneaux à messages variables. De même les systèmes informatiques embarqués devraient permettre à terme d'envisager le développement des systèmes de communication inter-véhicules et véhicules infrastructure et améliorer ainsi la transmission des informations. Le conseil au cours d'un déplacement a pour objectif d'alerter les usagers d'un danger pour leur sécurité, de réguler le trafic en proposant d'autres itinéraires ou d'annoncer les conditions de circulation. Pour plus

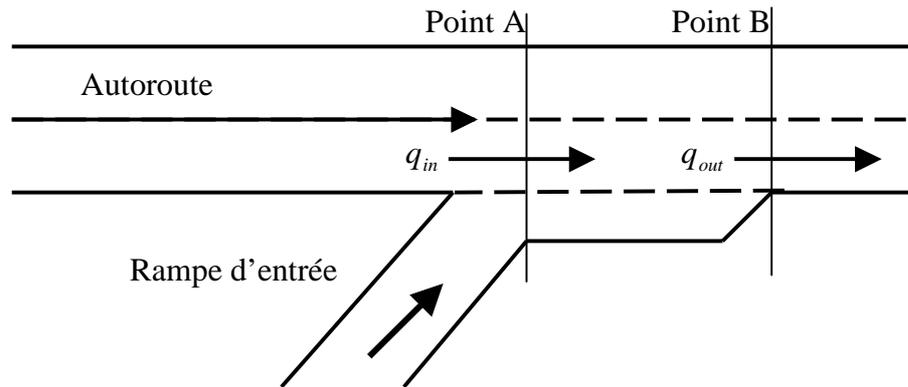


FIG. 1.1 – Une autoroute avec une rampe d'entrée

d'information sur les stratégies utilisées dans les RGDIS, le lecteur pourra consulter les articles [90, 182, 144, 150, 168, 169].

La *régulation d'accès*, qui fait l'objet principal de ce chapitre est la plus utilisée pour son efficacité, elle consiste à agir au niveau de l'accès afin d'étaler le pic de demande aux heures de pointe dans le but d'éviter l'apparition d'une congestion.

Différentes possibilités de mise en œuvre de ce type de régulation seront exposées. Nous nous intéresserons ensuite tout particulièrement aux régulations d'accès par feux de signalisation. Enfin, nous verrons que la régulation d'accès peut être combinée à d'autres techniques de commande telles que la limitation dynamique de vitesse.

## 1.2 Définition et principe du contrôle d'accès

Nous avons vu dans le chapitre d'introduction que le trafic dans une voie rapide contenant une rampe d'entrée pouvait être soumis à des congestions. En effet, si le flux total au point *A* (cf. figure 1.1) provenant de la voie rapide et de la rampe excède la capacité de la route au point *B* alors une congestion se forme et se propage vers l'amont [185]. La plupart du temps, l'excès de demande ne dure pas très longtemps : la congestion est due à un pic de la demande qui apparaît aux heures de pointe. Une solution consiste alors à répartir<sup>2</sup> dans le temps ce pic de demande en agissant sur la demande au niveau de la bretelle d'accès de manière à éviter de dépasser la capacité d'écoulement de l'autoroute en aval. Pour cela, les rampes d'accès sont utilisées comme des zones de stockage temporaires. Cette méthode d'action dynamique direct sur le flux est appelée *régulation d'accès* ou *contrôle d'accès* (en anglais "ramp metering"). Elle traite principalement les problèmes liés aux congestions récurrentes et n'a aucun effet et n'est pas en service dans les périodes de trafic moyen ou faible et notamment la nuit. C'est une technique d'exploitation de trafic d'une infrastructure routière afin d'améliorer son efficacité. La régulation d'accès permet de contrôler les instants d'insertion des véhicules ce qui permet de réduire les conflits à l'entrée des véhicules sur la voie principale [25] et par conséquent d'améliorer la sécurité. Par contre, elle ne se préoccupe pas de la façon dont les véhicules s'insèrent au sein de la voie rapide. Cette méthode de régulation permet d'éviter, d'alléger ou au moins de retarder l'apparition de la congestion.

Il existe un autre type de régulation d'accès : il s'agit de la *régulation d'accès autoroute sur autoroute*. La différence avec le contrôle d'accès simple réside dans le fait qu'elle concerne non

2. Il s'agit de contrôler le flux de véhicules qui entrent sur une voie rapide à partir d'une bretelle.

pas une bretelle d'accès connectée à une autoroute mais une jonction d'autoroute, c'est-à-dire deux autoroutes qui se rejoignent.

### 1.3 Historique

La régulation des accès aux voies rapides n'est pas une nouvelle technique de gestion de trafic. C'est une fonctionnalité présente et très utilisée dans la plupart des systèmes autoroutiers de gestion de trafic américains et dans d'autres parties du monde depuis les années 60. Nous pouvons compter plus de 3 000 accès régulés dans le monde dont la plupart sont aux États-Unis qui ont connu les premiers systèmes de régulation. Les premières expérimentations ont eu lieu à Detroit (Michigan) (Congress Express Way, 1963) et aux entrées des tunnels de New York, alors que le premier accès régulé a été installé à Chicago sur la voie rapide Eisenhower en 1963 [194].

Lors de la première mise en service opérationnelle apparaissant à Chicago, il s'agissait de placer un policier qui était chargé de ne laisser passer qu'un seul véhicule à la fois en respectant un débit prédéterminé. Cette installation a été suivie de plusieurs autres tests et installations, à Los Angeles (Californie) en 1968, puis à Minneapolis (Minnesota) en 1970.

En l'an 2000, les régulations d'accès sont installées dans plus de 33 villes aux États-Unis et au Canada [194] : parmi elles, citons notamment Seattle (état de Washington), Denver (Colorado), Detroit (Michigan), Austin (Texas), Long Island (New York), San Diego (Californie), Miami (Floride), Atlanta (Géorgie) etc. Pour avoir une idée des accès régulés dans les grandes villes aux États-Unis, nous invitons le lecteur à consulter [194, 24, 89].

Le contrôle d'accès autoroute sur autoroute est également installé dans différentes villes comme Minneapolis, San Antonio, San Diego et Los Angeles avec 107 régulations au total [24]. Le site de Minneapolis/St (Paul, Minnesota) possédait en l'an 2000 selon une source de 2001 [213] l'un des systèmes de régulation d'accès les plus connus au monde : un réseau d'environ 500 km comportant 433 accès régulés, selon le département de transport de Minnesota, par des feux fonctionnant soit de manière isolée par plans de feux fixes, soit connectés au système centralisé qui commande les paramètres de régulation [24, 213].

Cette régulation d'accès aux États-Unis a déjà montré son efficacité dans l'augmentation de la vitesse moyenne, l'augmentation du débit, l'amélioration de la sécurité avec une chute intéressante des taux d'accidents aux heures de pointe [213, 24].

Au Japon, des fermetures totales régulières des accès pour des durées fixes de la journée sont pratiquées, ces fermetures sont communiquées aux usagers par la radio ou par des panneaux à messages variables [24].

En Europe [119], les gestionnaires d'infrastructure routière ont commencé à tester ce type de régulation et à l'évaluer vers la fin des années 70. En France, plusieurs installations sont opérationnelles à Paris et à Bordeaux. Les tout premiers essais remontent à 1967, sur l'autoroute A13, mais les cinq premiers accès régulés étaient installés en 1975 sur l'autoroute A1 [90]. Dans le cadre de l'opération « les matins d'Ile de France » mise en place en 1978, un système fonctionnant durant les heures de pointe du matin et du dimanche soir, basé sur une régulation par feux à cycle fixe, est installé sur les autoroutes A1, A3 et A6, avec une quarantaine d'accès gérés [24, 90]. Après les expérimentations faites par L'INRETS en 1981, 1985, 1988 et en 1992 sur le boulevard périphérique de Paris avec la ville de Paris en comparant plusieurs méthodes de régulation, la régulation d'accès par la stratégie ALINEA est installée en permanence depuis 1999 sur l'autoroute A6 avec six accès isolés [58]. De plus, plusieurs accès du boulevard périphérique sont aménagés physiquement à l'aide de balises afin de créer une régulation d'accès statique. Dans la région lyonnaise des barrières automatiques sont installées sur six accès de l'axe A6-A7 pour

fluidifier le trafic aux abords du célèbre tunnel de Fourvière [24]. La Direction Départementale de l'Équipement (DDE) de la Gironde a mis en place, en septembre 2002, une régulation d'accès au goutte-à-goutte sur deux entrées de la rocade de Bordeaux en utilisant l'algorithme ALINEA.

En Belgique, le contrôle d'accès n'est installé que sur une seule rampe à Louvain. Cependant, plusieurs études ont été faites à Flanders aussi. En 1986, en Grande Bretagne, une stratégie de régulation d'accès a été développée par les consultants Wootton & Jeffreys [24], elle est installée sur un accès de l'autoroute M6 J10 (Midlands) en mai 1986 où elle est progressivement étendue à six accès isolés en 1989 [24]. En 2001, seules les villes de Birmingham et Southampton sont équipées de régulation d'accès [90]. A Southampton, sur les autoroutes M3 et M27, six accès à deux voies sont régulés [82].

Aux Pays-Bas, l'autoroute A10 WEST près d'Amsterdam (Coentunnel) a connu le premier accès régulé à la rampe d'entrée S101 par feux en 1989, puis la mise en place de quatre accès régulés en 1994. Cette technique a ensuite été étendue au total sur 20 rampes d'entrée à la fin de 1998. Pour obtenir de plus amples informations sur l'histoire et l'évaluation du contrôle d'accès au Pays-Bas, le lecteur peut consulter [51, 215]. Au Pays-Bas, des expériences ont eu lieu sur le boulevard périphérique d'Amsterdam et à Delft-Zuid (stratégie Rijkwaterstaat (RWS), Stratégie ALINEA et stratégie FUZZY, etc) [24]. Dans ce pays, toutes les rampes sont aujourd'hui équipées de l'algorithme RWS, qui est une variante de l'algorithme demande-capacité [211].

Aujourd'hui il existe plusieurs autres sites qui ont mis en place des systèmes de régulation d'accès : Glasgow en Ecosse, RheinRuh en Allemagne (100 rampes à la fin de 2007), Montréal, Ottawa et Toronto au Canada et d'autres sites sont à l'étude en Italie, en Grande-Bretagne, en Suisse et en Espagne.

## 1.4 Mise en œuvre de la régulation d'accès

La régulation d'accès consiste à autoriser l'accès à l'autoroute à partir d'une rampe selon un certain débit (préalablement déterminé) de véhicules. Dans ce paragraphe, nous développerons les différentes méthodes de mise en œuvre de la régulation d'accès : c'est-à-dire les différentes manières d'imposer le débit prédéterminé.

### 1.4.1 Régulation statique

La façon la plus simple d'effectuer une régulation d'accès consiste à modifier l'accès de manière à réduire sa capacité. La réduction de la capacité de l'accès est obtenue en apportant des aménagements physiques des accès par des dispositifs visant à canaliser les véhicules entrant sur une seule file au niveau du convergent. Elle est mise en œuvre grâce au marquage au sol, accompagné le plus souvent de balises afin d'imposer le respect du marquage au sol (figure 1.2). L'aménagement de l'accès dépend de sa géométrie, il permet de réduire le débit sortant de la rampe et par conséquent de réduire le nombre de conflits d'insertion. Le principal avantage de ce type de régulation est son coût très faible. L'inconvénient majeur est qu'il ne permet que d'effectuer une régulation constante qui ne dépend pas des conditions de circulation.

### 1.4.2 Régulation dynamique

D'autres techniques consistent à utiliser des systèmes qui découpent le flot de véhicules entrant en pelotons de tailles réduites. Ces systèmes peuvent être par exemple des feux de signalisation placés sur les bretelles d'accès permettant d'ouvrir et de fermer les accès. La mise en service ou hors-service peut être manuelle ou pilotée par une horloge locale ou adaptée aux

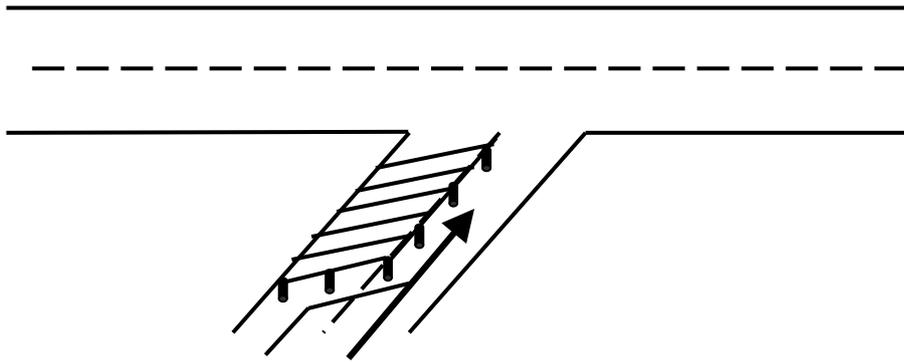


FIG. 1.2 – Régulation par balisage de l'accès

conditions de circulation locales ou régionales. L'objectif est de maintenir une circulation fluide sur la voie rapide et de renforcer la sécurité au niveau des insertions [24]. Lorsque l'accès doit être maintenu fermé pendant un intervalle de temps important, il est préférable d'utiliser des barrières comme aux abords du tunnel de Fourvière à Lyon (figure 1.3) où les accès sont fermés pour une durée variant de cinq à dix minutes. Un feu clignotant doit prévenir l'imminence de la fermeture ainsi celle-ci est communiquée aux usagers par des panneaux à messages variables ou par la radio (cas du Japon) [24, 197]. La régulation par barrières est efficace mais peu adaptative. Elle est brutale et elle rend les automobilistes mécontents. Dans la suite, nous ne nous intéresserons qu'aux systèmes de régulation mis en œuvre par des feux de signalisation (régulation dynamique).

### 1.4.3 Conversion du débit calculé en cycle de feux

Toutes les stratégies de contrôle d'accès consistent à limiter, à l'aide de feux de signalisation, le flux sortant de la rampe d'accès. Dans quelques stratégies de régulation d'accès, comme la stratégie anglaise W&J que nous allons évoquer ci-dessous (paragraphe 1.5.2.4), la commutation des feux qui permettent d'ouvrir ou de fermer l'accès est définie en fonction des conditions de trafic. Dans ce cas l'implantation est très simple, en fonction de l'état du trafic déterminé par des capteurs, le feu adéquat est allumé.

Par contre, la plupart des autres stratégies de régulation d'accès calculent le débit autorisé à sortir de la rampe pour s'insérer dans la voie rapide. Pour leurs mises en œuvre, il s'agit alors de convertir ce débit en un cycle de feux [172]. Le cycle de feux est la succession de deux ou de trois couleurs (selon les pays). L'équation (1.1) donne la relation qui traduit cette relation.

$$\frac{G}{C} = \frac{Q_r}{Q_{sat}} \quad (1.1)$$

où  $G$  est la durée du feu vert,  $C$  est la durée du cycle fixe complet (vert, rouge),  $Q_r$  est le débit théorique calculé par la stratégie de régulation et  $Q_{sat}$  est le débit de saturation de la rampe, c'est-à-dire la capacité d'écoulement de la rampe qui peut être fixée ou estimée en temps réel.

Deux différents modes de filtrage des véhicules provenant de la rampe sont obtenus en fonction de la durée du cycle  $C$ .

- Les cycles courts permettent un écoulement « goutte à goutte » qui limite l'insertion d'un seul véhicule par cycle (figure 1.4). La durée du vert  $G$  est constante et elle correspondra exactement au temps de franchissement de la voie rapide par un seul véhicule alors que le



FIG. 1.3 – Tunnel de Fourvière à Lyon

débit calculé  $Q_r$  est contrôlé par variation de la phase rouge entre une plage minimale et maximale [172, 180].

- Les cycles longs produisent un écoulement par peloton : un « paquet de véhicules » s'insère à chaque cycle. Dans ce cas la durée du cycle  $C$  est fixée : l'INRETS conseille une durée de cycle de 40 secondes. La durée du vert est alors calculée en fonction du débit déterminé par la stratégie de régulation.

Dans le cas d'écoulement par peloton, la durée du feu vert est comprise entre une durée minimale  $G_{min} > 0$  (qui correspond au débit minimal autorisé pour éviter la fermeture de la rampe en cas de congestion) et une durée maximale  $G_{max} = C$  qui correspond à un vert permanent (durant tout le cycle).

Toutes les stratégies de contrôle d'accès peuvent fonctionner dans ce mode ou l'autre. L'avantage de l'écoulement goutte à goutte est d'éviter l'insertion en pelotons (qui peut causer des problèmes d'insertion) et son inconvénient est la limitation du débit maximal autorisé qui ne peut pas excéder les 900 véh/h dans le cas d'un cycle moyen de 4 secondes. Pour une demande d'accès supérieure à 900 véh/h, ce mode de filtrage ne peut donc pas s'appliquer [142].

Dans la suite, nous ne nous intéressons qu'à la régulation dynamique mise en œuvre par des feux de signalisation.

## 1.5 Stratégies de régulations d'accès par feux de signalisation

### 1.5.1 Typologie

Il existe beaucoup de stratégies de régulation d'accès. Différentes typologies permettent de les classer. On peut par exemple classer les stratégies en fonction des données d'entrées utilisées, en fonction du nombre de rampes contrôlées ou en fonction des types de chaussées concernées.



FIG. 1.4 – *Ecoulement goutte à goutte (ramp d'entrée Mt Wellington (États-Unis))*

Les données d'entrées des stratégies de régulation peuvent être des historiques de mesures ou des données en temps réel, des estimations ou des prédictions des demandes (sur un horizon de temps futur) [123]. L'estimation est utilisée dans le cas de manque de données réelles, dans le cas où l'autoroute ne contient pas assez de capteurs pour calculer le débit d'accès et les prédictions sont utilisées dans le cas de commande optimale.

L'avantage des stratégies fondées sur les historiques par rapport à celles utilisant les données en temps réel est le coût d'installation et d'exploitation. En effet, leur configuration matérielle est très simple alors que le recueil de données en temps réel nécessite l'installation et l'entretien de capteurs. Cependant, les stratégies basées sur les demandes historiques constantes calculent la durée du cycle en différé sans tenir compte des fluctuations en temps réel. Or la demande réelle n'est pas constante : elle peut varier selon les jours de la semaine, selon les événements spéciaux. De plus, les conditions de trafic sont soumises à des perturbations telles que des incidents. Ainsi les stratégies fondées sur les historiques ne s'adaptent pas aux conditions de trafic : elles entraînent une sous-utilisation de l'autoroute ou au contraire une surcharge du flux de la section principale [172].

Cet inconvénient majeur explique qu'il y a très peu de stratégies utilisant les historiques. Parmi ces stratégies, nous pouvons toutefois citer l'*opération à temps fixe* proposée en 1965 par Wattleworth [233]. Il s'agit de la forme la plus simple de régulation d'accès. Elle est utilisée en France sur l'autoroute A1 et A6 ainsi qu'aux États-Unis. Ces stratégies sont dites aussi *stratégies à cycles fixes (feux fixes)* : elles utilisent des durées de vert fixes : le nombre de véhicules admis par cycle est donc constant. Elles sont basées sur des modèles statiques simples [168]. D'autres stratégies similaires à celle de Wattleworth ont été proposées [232, 239, 217, 230, 231, 29, 203]. Le lecteur peut trouver un aperçu sur les stratégies de commande à cycles fixes dans [254, 180, 168, 172].

Les stratégies utilisant les données en temps réel sont appelées *stratégies réactives* ou *straté-*

*gies de feux réactifs*. Elles sont employées dans le but de garder les conditions de trafic autoroutier proches d'un comportement désiré (prédéfini). Le débit de rampe est calculé en temps réel en se basant sur des mesures en temps réel (effectuées en général dans la minute précédente) en tenant compte de l'état de trafic sur l'autoroute et sur la rampe [123]. Les mesures, effectuées par le biais de capteurs placés sur la section courante de l'autoroute et sur la bretelle d'accès, concernent les caractéristiques du trafic telles que le taux d'occupation, le débit et la vitesse. Chaque stratégie est mise en œuvre en deux étapes : la première est le calcul du débit autorisé de la rampe en fonction de l'état de trafic et la deuxième, sa conversion en durée de feux verts.

Les stratégies réactives sont établies selon deux techniques : heuristiques ou automatiques [24, 197]. Les stratégies réactives peuvent utiliser soit des heuristiques fondées sur des données historiques à très court terme, soit des méthodes de commandes fondées sur des concepts théoriques de l'automatique des systèmes en boucle fermée [164].

Une deuxième typologie consiste à distinguer les stratégies de régulation réactives en fonction du nombre de rampes contrôlées. On parle alors de *contrôle d'accès local* ou *régulation localisée* dans le cas d'une seule rampe contrôlée et de *contrôle d'accès coordonné* dans le cas d'une régulation d'un axe comportant plusieurs rampes d'accès [60, 132]. Les stratégies de régulation d'accès locale sont basées sur des mesures proches de chaque rampe, pour calculer les débits d'accès individuels correspondants, tandis que les stratégies coordonnées utilisent des mesures disponibles sur toute une portion d'autoroute (de l'axe et des accès) pour contrôler toutes les rampes d'entrée incluses dans le réseau. Ainsi, dans le cas de plusieurs rampes régies par une régulation d'accès locale, seule la rampe atteinte par une congestion tentera de la résorber : seuls les véhicules de cette rampe seront retardés. Une stratégie de régulation coordonnée est plus équitable pour les usagers de la route car elle permet de répartir l'effort sur l'ensemble des rampes.

Une troisième classification des stratégies de régulation peut être faite en fonction de la nature des chaussées. En effet, les contrôles d'accès concernent soit les entrées d'autoroute (c'est le cas le plus courant) soit les jonctions d'autoroute où deux autoroutes se rencontrent. Dans ce dernier cas, on parle alors de *contrôle d'accès autoroute sur autoroute*. Si un seul accès d'autoroute est contrôlé, cette stratégie de contrôle ressemble à une régulation d'accès ordinaire. La principale différence se trouve dans le niveau du débit d'accès : comparé à la régulation d'accès classique, le débit d'accès du contrôle autoroute sur autoroute est plus important (suivant le nombre de voies de l'autoroute). Si les deux accès des deux autoroutes sont contrôlés, cette stratégie de contrôle devient une régulation d'accès de grande ligne.

Dans la suite, nous ne nous intéresserons qu'aux contrôles d'accès réactifs concernant les entrées d'autoroute. Parmi ceux-ci, nous distinguons les stratégies locales des stratégies coordonnées.

### 1.5.2 Stratégies réactives locales

Les stratégies réactives locales sont dites réactives parce qu'elles s'ajustent aux conditions de trafic. Elles sont dites locales parce que ce sont des techniques de régulation qui ne considèrent les accès que de manière isolée les uns par rapport aux autres. Le but de ces stratégies est de maintenir les conditions de trafic dans la section de la rampe proches d'un comportement désiré. Le débit d'accès dans ces stratégies est basé sur des mesures prises en temps réel à proximité de la rampe et il est calculé en analysant l'occupation ou le flux mesuré par des capteurs au niveau de la rampe et de la section principale. Différentes stratégies ont été mises en œuvre : nous citons dans ce qui suit les stratégies locales les plus connues.

Nous définissons ici les notations qui seront utilisées par les stratégies de régulations qui

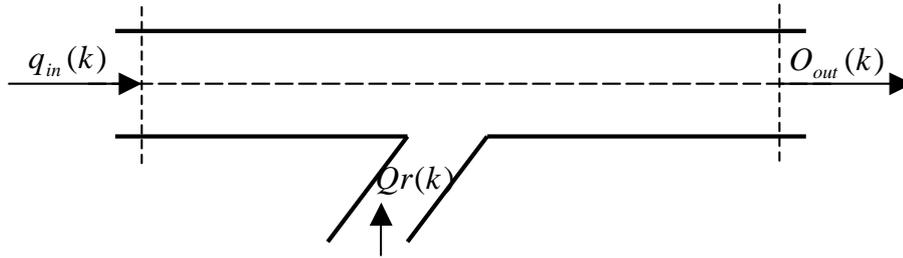


FIG. 1.5 – Les notations des stratégies de régulation d'accès

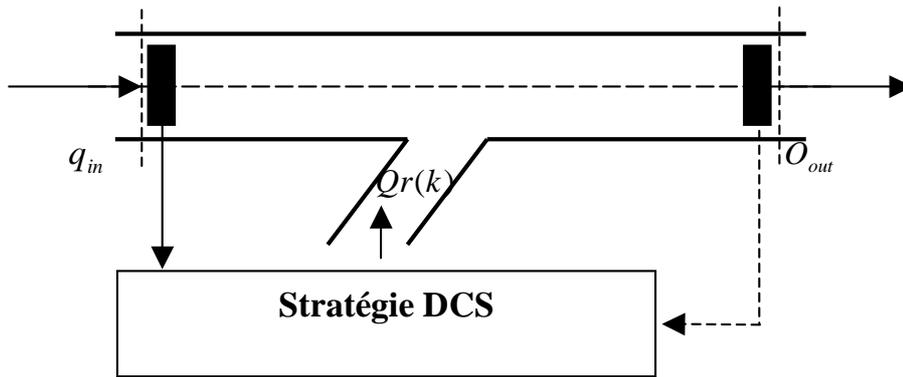


FIG. 1.6 – Stratégie demande-capacité standard

seront décrites (cf. figure 1.5).

- $\beta$  est un pas de temps discret correspondant au cycle de la régulation ;
- $k$  est l'indice de temps discret (il correspond au temps  $k\beta$ ) ;
- $q_{in}$  est le flux d'entrée mesuré en amont ;
- $Q_r(k)$  est le débit d'accès (calculé par la stratégie) autorisé à entrer sur l'autoroute ;
- $Q_{cap}$  est la capacité de l'autoroute en aval de la rampe ;
- $O_{out}$  est le taux d'occupation sur l'autoroute en aval de la rampe ;
- $O_{cr}$  est l'occupation critique du réseau : elle correspond au taux d'occupation qui donne le flux maximal.

### 1.5.2.1 Stratégie demande-capacité

La stratégie *demande-capacité standard* (DCS) a été introduite avec les premières implantations de la régulation d'accès réactive locale [145]. Elle est très utilisée aux États-Unis et est relativement simple à mettre en œuvre. Son principe de fonctionnement est d'ajouter au débit en amont  $q_{in}$  le flux de la rampe autorisé  $Q_r$  pour atteindre la capacité en aval  $Q_{cap}$ . Il s'agit d'une commande de rejet de perturbations en boucle ouverte [173].

Le débit de rampe  $Q_r(k)$  est donné par la relation (1.2)

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_{cap} - q_{in}(k-1) & \text{si } O_{out}(k-1) \leq O_{cr} \\ Q_{min}^r & \text{sinon} \end{cases} \quad (1.2)$$

La DCS nécessite deux stations de mesure. Le débit  $q_{in}(k-1)$  (en véh/h de toutes les voies) est le flux mesuré, pendant la période  $k-1$ , d'habitude une minute, en temps réel par des

boucles magnétiques (ou autres capteurs) en amont de la rampe. Comme la congestion ne peut pas être déterminée à partir de la valeur du débit, la DCS dispose d'un autre capteur situé en aval de la jonction et compare son taux d'occupation mesuré  $O_{out}(k-1)$  (en %) à une valeur seuil  $O_{cr}$  (l'occupation critique de la route au niveau de la station aval à laquelle le flux est maximal) pour détecter la formation des congestions. L'occupation est le paramètre le plus utilisé dans le contrôle d'accès, le « taux d'occupation » du capteur est le pourcentage de temps pendant lequel un véhicule est situé au dessus du capteur. Il est mesuré directement par les boucles magnétiques et il est directement lié à la densité. De plus, la lecture de l'occupation ne présente pas d'ambiguïté, alors que le flux ne permet pas de distinguer les conditions de trafic congestionnées de celles non congestionnées. C'est pour cette raison que l'indicateur d'état de la route le plus utilisé, est l'occupation.

Dans le cas d'un régime de circulation fluide des véhicules, la DCS détermine localement et en temps réel le débit d'accès  $Q_r(k)$  (en véh/h) (nombre de véhicules autorisés à accéder à la section principale pendant la période  $k$ ), qui sera ajouté au flux d'entrée mesuré en amont  $q_{in}(k-1)$  pour atteindre la capacité  $Q_{cap}$  de l'autoroute en aval de la rampe. Cependant, en cas de congestion, le débit d'accès est égal à un débit de rampe minimum prédéfini  $Q_{min}^r$  pour éviter la fermeture totale de la rampe. Dans l'idéal, ce minimum est égal à la différence entre les deux capacités amont et aval, mais dans la pratique il doit tenir compte de la capacité maximale de stockage de la rampe [24].

La stratégie DCS nécessite le calibrage de la capacité ainsi que de la densité critique. Ce calibrage est très important car une mauvaise valeur de la capacité conduit soit à une congestion de l'autoroute, si la capacité déterminée est plus grande que la capacité réelle ou à une sous-utilisation si la capacité déterminée est plus petite que la capacité réelle de l'autoroute. Mais le calibrage est délicat car la capacité varie selon plusieurs facteurs : les conditions météorologiques, le comportement des conducteurs et la composition de trafic. Pour obtenir un contrôle idéal, il est donc préférable de connaître la capacité courante à l'aide des méthodes d'estimation de capacité (cf. [211]).

Finalement, la stratégie DCS est simple à mettre en œuvre et prend en compte les variations de trafic en temps réel. Son principal inconvénient est qu'une commande de rejet de perturbations en boucle ouverte est généralement connue pour être sensible aux différentes perturbations non-mesurables (véhicules longs, difficultés d'insertions ...) [173].

Une variante de la stratégie DCS, appelée *demande-capacité Inrets* (DCI) utilise un troisième capteur installé au niveau de l'accès (au niveau du convergeant) sur la voie rapide pour prendre en considération l'état de la congestion en ce point et mesurer le taux d'occupation  $O_{conv}$  ( voir figure 1.7). Elle a été testée sur le boulevard périphérique de Paris en 1988 [24]. Avec ses trois stations de mesure, la DCI permet un bon suivi de la propagation des congestions, mais nécessite un recueil de données assez dense. Elle est donnée par l'équation suivante (1.3) :

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_{cap} - q_{in}(k-1) & \text{si } O_{out}(k-1) \leq O_{cr} \\ q_{out}(k-1) - q_{in}(k-1) & \text{si } O_{out}(k-1) > O_{cr} \text{ et } O_{conv}(k-1) \leq O_{cr} \\ \Gamma q_{out}(k-1) - q_{in}(k-1) & \text{si } O_{out}(k-1) > O_{cr} \text{ et } O_{conv}(k-1) > O_{cr} \text{ et } O_{in}(k-1) \leq O_{cr} \\ Q_{min}^r & \text{si } O_{out}(k-1) > O_{cr} \text{ et } O_{conv}(k-1) > O_{cr} \text{ et } O_{in}(k-1) > O_{cr} \end{cases} \quad (1.3)$$

$\Gamma < 0.9$  est un paramètre de réglage. Comme l'indique l'équation (1.7), cette stratégie nécessite de déterminer l'occupation critique au niveau de chacune des stations de mesures.

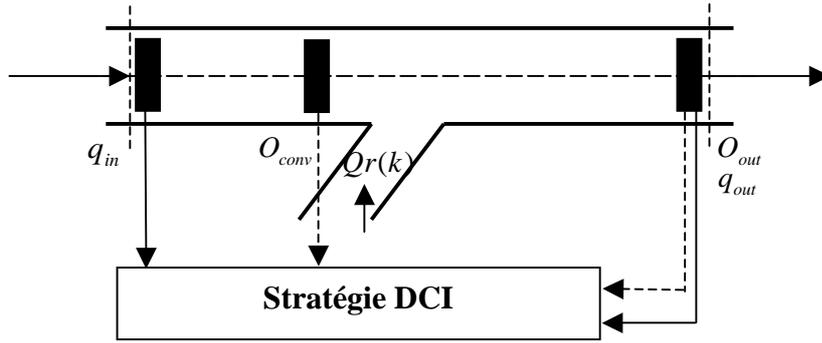


FIG. 1.7 – Stratégie demande-capacité INRETS

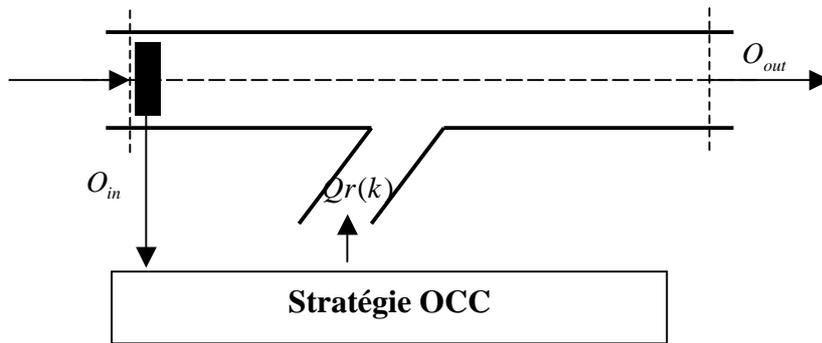


FIG. 1.8 – Stratégie taux d'occupation

### 1.5.2.2 Stratégie taux d'occupation

La deuxième stratégie réactive locale est la *stratégie du taux d'occupation* (OCC) [145]. Cette stratégie est utilisée aux États-Unis (Chicago, Los-Angeles, ...) [118]. Elle est basée sur la même philosophie que la stratégie demande-capacité : son principe de fonctionnement consiste à définir le flux de rampe  $Q_r(k)$  de manière à compléter la demande en amont  $q_{in}$  pour atteindre la capacité de l'autoroute en aval  $Q_{cap}$ .

La stratégie OCC diffère de la stratégie DCS sur deux points (cf. figure 1.8) :

- elle ne nécessite qu'un seul capteur qui mesure le taux d'occupation en amont de la rampe près du convergent de l'accès, à environ 50 m ;
- le débit d'entrée  $q_{in}$  est estimé sur la base de la mesure du taux d'occupation  $O_{in}$  selon l'équation (1.4) ;

$$q_{in} = \frac{v_f \cdot O_{in}}{g} \quad (1.4)$$

où  $v_f$  est la vitesse libre,  $L$  est la longueur moyenne des véhicules et le facteur  $g$  est tel que  $g = 100 \cdot L$ . Finalement, en combinant les équations (1.4) et (1.2), la stratégie du taux d'occupation est donnée par l'équation (1.5) :

$$Q_r(k) = Q_{cap} - \frac{v_f}{g} \cdot O_{in}(k-1) \quad (1.5)$$

Le flux calculé par la stratégie  $Q_r(k)$  est tronqué dans l'intervalle  $[Q_{min}^r, Q_{max}^r]$ , où  $Q_{max}^r$  est la capacité de la rampe  $Q_{cap}^r$ .

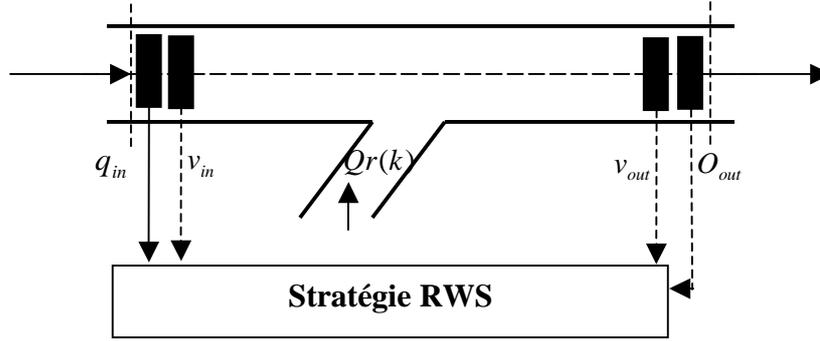


FIG. 1.9 – Stratégie du Rijkswaterstaat RWS

Le coût d'installation de la stratégie du taux d'occupation est faible dans la mesure où elle n'utilise qu'un seul capteur. Par contre, comme la station de mesure est située en amont de l'accès, cette stratégie réagit trop tard à l'apparition des congestions en aval de l'accès [24]. De plus, la stratégie OCC, comme la stratégie DCS, est basée sur le principe de rejet de perturbations en boucle ouverte qui peut les rendre particulièrement sensibles aux perturbations et pas assez précises [173].

### 1.5.2.3 Stratégie du Rijkswaterstaat RWS

La stratégie hollandaise du Rijkswaterstaat (RWS) [211] mise en œuvre à Amsterdam, est une autre stratégie réactive locale, son principe est le même que la stratégie Demande-Capacité Standard : le débit de la rampe  $Q_r(k)$  est déterminé par la différence entre la capacité maximale à l'aval et le débit amont. Cette stratégie prend en compte le flux de la section principale et la vitesse (les stations de mesures des autoroutes néerlandaises sont composées de deux boucles qui permettent la mesure de ces deux variables) [214, 152, 211]. La mise en œuvre de cette stratégie nécessite donc deux capteurs placés en amont et deux en aval de l'accès (cf. figure 1.9).

Comme pour la stratégie DCS, la performance de la stratégie RWS dépend en partie de la qualité du calibrage de la capacité. La différence avec la stratégie DCS réside dans le fait que les congestions ne sont pas détectées sur la base de mesures de l'occupation en aval  $O_{out}$  mais à l'aide des mesures de vitesse en amont et en aval de l'accès : le trafic est considéré congestionné si les deux vitesses sont inférieures à 35 km/h comme l'indique l'équation (1.6).

La stratégie RWS mesure le flux en amont de la rampe  $q_{in}$  durant un intervalle de temps d'une minute et l'utilise selon l'équation (1.6) suivante :

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_{min}^r & \text{Si } v_{in} \leq 35 \text{ et } v_{out} \leq 35 \\ Q_{cap} - q_{in}(k-1) & \text{Sinon} \end{cases} \quad (1.6)$$

Cette stratégie est appliquée à Amsterdam dans un mode de filtrage « véhicule par véhicule ». Par rapport à la stratégie DCS, la stratégie RWS a l'inconvénient de nécessiter deux capteurs supplémentaires (pour le calcul des vitesses) mais présente l'avantage de ne pas avoir à calibrer la densité critique.

La valeur numérique de la capacité de la chaussée principale a un impact important sur l'efficacité des stratégies évoquées jusqu'ici. Pour cette raison, la stratégie RWS a été améliorée par l'ajout d'un estimateur de la capacité de la voie rapide en temps réel. Cette stratégie est appelée alors la stratégie AD-demande-capacité dans [211].

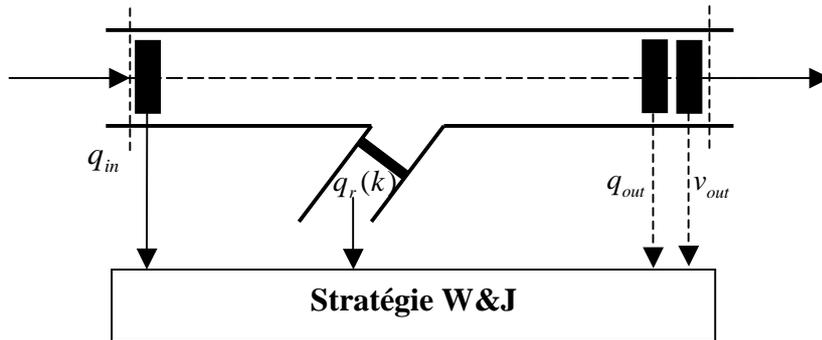


FIG. 1.10 – Stratégie de Wotten & Jeffreys

#### 1.5.2.4 Stratégie de Wotten & Jeffreys

La stratégie anglaise de Wotten & Jeffreys (W&J) a été développée dans le cadre du système de régulation anglais SCOOT [24]. Elle est opérationnelle sur plusieurs rampes d'entrée de l'autoroute M6 West Midlands Conurbation en Angleterre [161].

Le principe de fonctionnement de cette stratégie est le même que celui des stratégies précédentes : elle vise à obtenir un flux total en entrée (flux en amont de la chaussée principale plus flux provenant de la rampe) égal à la capacité de la route en aval.

Dans les stratégies présentées précédemment, c'est le débit  $Q_r(k)$  autorisé à sortir de la rampe qui est calculé. Ce débit est alors converti en un cycle de feux, comme indiqué dans le paragraphe 1.4.3, qui détermine les instants de commutation des feux. La stratégie W&J ne calcule pas le débit  $Q_r(k)$  autorisé à sortir de la rampe mais mesure le débit  $q_r(k)$  à la sortie de la rampe. La commutation des feux n'est donc pas réalisée en déterminant un cycle de feux mais en fonction de conditions données par la mesure des capteurs :

- Si  $q_r(k) + q_{in}(k) > Q_{cap}(k)$  alors le feu rouge est allumé ;
- Sinon le feu vert est allumé.

La durée du feu rouge est limitée pour éviter une attente trop longue dans la rampe. Cette stratégie nécessite trois stations de mesure (cf. figure 1.10). La première station de mesure est placée sur la rampe. Elle mesure le flux sortant de la rampe. La deuxième station de mesure est située sur la section principale en amont pour recueillir la demande  $q_{in}$ . La troisième station de mesure permet une estimation de la capacité variable  $Q_{cap}$  en mesurant la vitesse et le flux en aval [174]. Pour déterminer cette capacité variable, Wotton et Jeffreys ont développé un logiciel spécifique.

Cette stratégie a deux avantages : une grande réactivité et une bonne optimisation du nombre de véhicules entrant. Cependant, cette stratégie est aussi connue pour être difficile à calibrer. Elle présente de plus l'inconvénient de recueillir un nombre important de données chaque seconde par les nombreux capteurs [24]. Elle présente un autre inconvénient, celui de ne pas intégrer de notion de cycle : l'arrêt de l'acquisition des données arrête immédiatement le fonctionnement des feux.

#### 1.5.2.5 Stratégie ALINEA

Les régulations d'accès présentées jusqu'ici ont l'inconvénient majeur d'être des commandes en boucle ouverte. Une régulation d'accès en boucle fermée a été développée par l'INRETS et l'université technique de Munich. Cette stratégie de régulation a été testée sur le terrain,

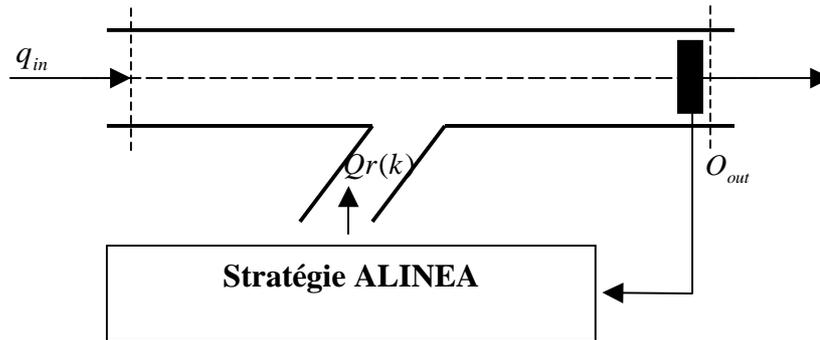


FIG. 1.11 – Principe d'ALINEA

notamment par l'INRETS sur le boulevard périphérique de Paris et par Rijkswaterstaat sur l'autoroute West A10 (Amsterdam) dans le projet CHRISTIANE en 1988 [63, 173, 205]. Cette stratégie nommée ALINEA (acronyme de Asservissement LINéaire d'Entrée Autoroutière) fait partie des stratégies réactives locales. Elle a donné lieu au développement du premier algorithme de régulation basé sur la notion de « feedback » afin de déterminer localement le débit d'accès. Elle est très utilisée en Europe, notamment en France, au Pays-Bas et au Royaume-Uni. Comparée à plusieurs stratégies, elle a montré son efficacité [174]. L'équation (1.7) donne le débit de véhicules  $Q_r(k)$  autorisés à accéder à l'autoroute :

$$Q_r(k) = Q_r(k-1) + K_R(O_d - O_{out}(k-1)) \quad (1.7)$$

où le paramètre  $K_R$  est le gain du régulateur et  $O_d$  est la valeur désirée pour l'occupation en aval (la consigne). ALINEA se comporte donc comme un régulateur discret de type intégral [172].

L'efficacité de la stratégie ALINEA dépend de quatre paramètres : le temps de cycle du contrôle d'accès  $\beta$ , le paramètre  $K_R$  du régulateur utilisé pour ajuster les perturbations du contrôle feedback, l'emplacement de la station de mesures et la valeur de l'occupation désirée  $O_d$ . Ces paramètres sont basés sur des analyses empiriques, voir [173, 174]. Une méthode d'optimisation de ces paramètres d'ALINEA en utilisant les algorithmes génétiques a été proposée par [135]. La valeur du temps de contrôle discret  $\beta$  est en général comprise entre 20 s et 60 s selon [177] et entre 30 s et 60 s dans [135]. À la fin de chaque intervalle de contrôle  $\beta$ , les mesures moyennes de l'occupation sont utilisées pour calculer le flux de la rampe imposé dans le nouvel intervalle. Si la valeur de  $\beta$  est faible, le taux d'accès change rapidement ce qui impose que l'emplacement de la station de mesure en aval doit être proche de la rampe. Si cette valeur est grande, ALINEA réagit tardivement aux conditions de trafic et un risque de formation de congestion est probable.

Le gain du régulateur  $K_R > 0$  (homogène à un flux) est déterminé en fonction du diagramme fondamental de la station en aval et du point de fonctionnement fixé autour de l'occupation critique  $O_{cr}$  [60]. Plus  $K_R$  est faible, plus la commande des feux est en retard sur l'apparition des congestions ; plus il est important et plus la commande est réactive. L'expérience montre que les résultats de la régulation par ALINEA ne sont pas sensibles à la valeur du paramètre  $K_R$  sur une large plage [168, 123, 69]. Il doit être supérieur à 25 véh/h par voie (lorsque l'occupation est exprimé en pourcentage). Une trop grande valeur de  $K_R$  conduit à une instabilité de la boucle fermée, voir [185]. Dans la gamme entre 70 véh/h et 200 véh/h, ALINEA fonctionne bien. Dans l'implantation d'ALINEA, la plupart des auteurs choisissent  $K_R$  égal à 70 véh/h pour obtenir de meilleurs résultats. Cependant, l'INRETS conseille de fixer la durée de cycle à 40 secondes

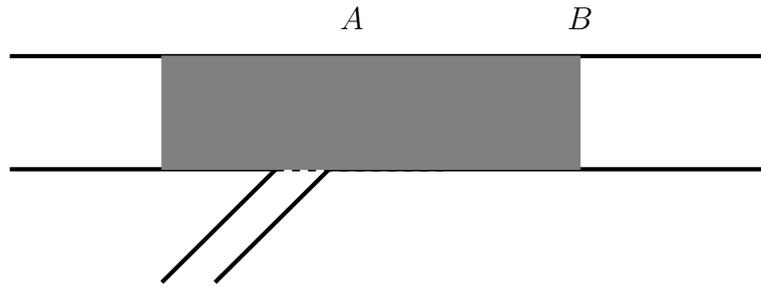


FIG. 1.12 – Placement de la station de mesures

et de choisir  $K_R$  égal à 0.70 véh/40 secondes soit 63 véh/h [24].

La stratégie ALINEA nécessite l'installation d'une seule station de mesure, cette station mesure l'occupation moyenne (moyenne sur toutes les voies) à l'aval de l'accès (figure 1.11). L'occupation mesurée  $O_{out}(k-1)$  pendant l'intervalle de temps de contrôle  $[(k-1)\beta, k\beta]$  permet de détecter la formation d'une congestion. Le capteur permettant de mesurer l'occupation doit donc être placé de façon à pouvoir déceler la formation d'une congestion récurrente [177, 238]. Dans la réalité, la congestion apparaît d'abord à quelques centaines de mètres en aval de la rampe, après la voie d'accélération. Étant donné que la congestion se propage vers l'amont, le capteur doit être placé entre le point A et le point B où se forme la congestion (cf. figure 1.12). Plus le capteur est proche du point B, plus tôt sera détectée la congestion et plus la réaction d'ALINEA est rapide. Il faut toutefois prendre garde à ne pas placer le capteur au-delà du point B car sinon la congestion ne sera pas détectée. En général, le capteur est placé entre 40 m et 500 m de la rampe : à titre d'exemple les travaux de [135] retiennent une distance entre 120 m et 140 m.

L'objectif d'ALINEA est donc de maintenir l'occupation sur l'autoroute en aval de la rampe égale à la consigne  $O_d$ . L'occupation désirée  $O_d$  est choisie par l'utilisateur et peut être changée à tout moment [123, 168]. Elle est souvent choisie égale à la densité critique (qui correspond à un flux en aval maximal) par les exploitants mais ce n'est pas nécessaire. Il est recommandé de la choisir proche de  $O_{cr}$  [173].

Le débit d'entrée  $Q_r(k)$  est obtenu par une intégration de l'erreur de contrôle ( $O_d - O_{out}(k-1)$ ). En effet, le flux  $Q_r(k)$  augmente si l'occupation  $O_{out}$  est inférieure à l'occupation désirée  $O_d$  et vice-versa. Ainsi, en période de trafic fluide, le flux autorisé à quitter la rampe  $Q_r$  ne cesse d'augmenter (même si le flux réel  $q_r$  sortant de la rampe est faible) et peut atteindre une valeur très importante. Le flux  $Q_r$  ne commencera à diminuer qu'au moment précis où  $O_{out} > O_d$  : il se peut alors que le flux  $Q_r$  ait atteint une valeur très importante. Ainsi, il risque de s'écouler beaucoup de temps avant que  $Q_r$  n'atteigne une valeur suffisamment faible et pendant ce temps la densité  $O_{out}$  continue d'augmenter.

Cet effet s'appelle l'effet *wind-up*. Pour l'éviter, le débit  $Q_r(k)$  ainsi calculé est tronqué dans l'intervalle  $[Q_{min}^r, Q_{max}^r]$ . Le seuil  $Q_{min}^r > 0$  ( $Q_{min}^r = 200 \dots 400$  véh/h selon [177]) permet d'éviter la fermeture totale de la rampe et ainsi de limiter le temps d'attente des véhicules dans la file de la rampe durant la régulation pour une forte demande en trafic. Quant au seuil  $Q_{max}^r$ , il correspond à la capacité  $Q_{cap}^r$  (en terme de débit) de la rampe d'entrée. Ainsi, ce flux  $Q_r(k)$  tronqué est utilisé comme  $Q_r(k-1)$  dans la période de temps suivante  $[k\beta, (k+1)\beta]$ , voir [173, 177, 185]. Le flux réel mesuré de la rampe  $q_r(k-1)$  qui est différent du flux  $Q_r(k-1)$  calculé par ALINEA peut être utilisé à la place de  $Q_r(k-1)$  mais avec une différence dans la précision stationnaire [185, 177]. Dans le cas où  $Q_r(k-1)$  est pris égal à  $q_r(k-1)$ , ALINEA nécessite deux stations de mesures. La première station de mesure est placée sur la section

principale en aval de la rampe et la deuxième station de mesure est placée sur la rampe en aval pour mesurer  $q_r(k-1)$ .

Pour avoir de plus amples renseignements concernant une application correcte de l'algorithme ALINEA, le lecteur peut consulter [177, 176]. Les auteurs de ces articles présentent une clarification d'ALINEA afin d'en permettre une meilleure mise en œuvre suite à une critique formulée par B. S. Kerner dans un ensemble d'articles [115, 116].

La stratégie ALINEA présente l'avantage d'être facile à implanter car un seul capteur est nécessaire. Par ailleurs, plusieurs tests et études comparatives ont été effectués dans plusieurs pays pour évaluer et comparer l'efficacité des stratégies de contrôle d'accès local [174, 67]. Le premier test d'ALINEA a été effectué au niveau d'une rampe d'entrée à Briançon, de trois rampes du boulevard périphérique de Paris et sur l'autoroute WEST A10 à Amsterdam (quatre rampes). Les résultats montrent que, par rapport à la stratégie DC et sa variante et les deux stratégies W&J et RWS, ALINEA donne les meilleurs résultats pour plusieurs critères : Temps Total Passé par les conducteurs (TTP), Distance Totale de Trajet (DTT), Durée Moyenne de Congestion (DMC), etc.

Deux raisons permettent d'expliquer les bons résultats de la stratégie ALINEA. La première raison provient du fait que la stratégie DC (qui réagit en fonction de l'occupation en aval) et sa variante visent explicitement la capacité dans la zone de fusionnement : le comportement consiste à obtenir un flux égal à la capacité de la route principale en aval de la rampe. Or, des travaux récents sur l'analyse de données réelles dans la zone de fusionnement [23, 141] ont démontré que la capacité varie substantiellement d'un jour à l'autre même sous des conditions environnementales similaires. Les écarts de capacité deviennent importants pour des conditions d'environnement très différents [114, 178]. Ainsi, n'importe quelle stratégie de contrôle d'accès basée sur la capacité comme cible conduira à la surcharge et à la congestion (les jours où la capacité réelle devient inférieure à sa valeur cible pré-spécifiée) ou à une sous-utilisation de l'infrastructure (les jours où la capacité réelle devient supérieure à sa valeur cible pré-spécifiée). Par contre, l'objectif de la stratégie ALINEA (qui réagit même aux légères différences  $(O_d - O_{out}(k))$ ) est de stabiliser le taux d'occupation en aval de la rampe autour d'un taux d'occupation désiré proche du taux d'occupation critique. La valeur de l'occupation critique, c'est-à-dire l'occupation pour laquelle le flux atteint la capacité, semble être plus stable [23], et moins sensible aux changements des conditions d'environnement (météorologiques) ou à la composition de trafic (véhicules personnels, camions, ...) comparée à la capacité [114, 178]. La deuxième raison, la plus probable, provient de la structure bouclée de la stratégie ALINEA.

### 1.5.2.6 Variantes d'ALINEA

Des variantes d'ALINEA ont été proposées afin de résoudre quelques problèmes dont ALINEA ne tient pas compte et de répondre à des besoins spécifiques que nous allons expliciter.

**Stratégie V-ALINEA** L'algorithme V-ALINEA ou EDA est une modification d'ALINEA développée par Frans Middelham dans [156]. La différence est que V-ALINEA utilise les mesures de la vitesse en amont  $v_{in}$  plutôt que de l'occupation en aval. Recueillir la vitesse s'explique par le fait que, comme l'occupation, la vitesse caractérise le type de trafic (fluide ou congestionné).

Le débit d'accès de la stratégie est calculé comme suit :

$$Q_r(k) = Q_r(k-1) - K_R(v_{cr} - v_{in}(k-1)) \quad (1.8)$$

où  $K_R$  est un paramètre du régulateur et  $v_{cr}$  est la vitesse critique (vitesse pour laquelle le flux est maximal). La vitesse critique, qu'il faut calibrer, est utilisée comme valeur désirée. Le flux de la

rampe  $Q_r(k-1)$  est le flux tronqué ou le flux réel mesuré et non pas le flux calculé par la stratégie. La stratégie V-ALINEA a donné les mêmes résultats de simulation que la stratégie RWS, et elle a été testée sur une seule rampe de l'autoroute A1 (Barneveld) [211]. L'inconvénient de cette stratégie est que la vitesse critique, comme la capacité, dépend des conditions de circulation : son calibrage est donc délicat.

**Stratégie FL-ALINEA : ALINEA basée sur le flux en aval** La stratégie FL-ALINEA [205] est une stratégie basée sur les mesures de flux, au lieu de l'occupation. Dans ALINEA, la valeur désirée  $O_d$  et les mesures en temps réel  $O_{out}(k)$  sont des occupations. Pour les auteurs, dans le cas d'un grand réseau contenant plusieurs rampes d'accès, il est plus facile, du point de vue stratégique, de spécifier des valeurs désirées pour les flux plutôt que des occupations.

La stratégie FL-ALINEA est donnée par l'équation (1.9).

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_r(k-1) + (q_d - q_{out}(k-1)) & \text{Si } O_{out}(k-1) \leq O_{cr} \\ Q_{min}^r & \text{Sinon} \end{cases} \quad (1.9)$$

où  $q_d$  est le flux désiré. Comme, pour la stratégie ALINEA, le terme  $Q_r(k-1)$  de l'équation (1.9) doit être tronqué pour éviter l'effet wind up. Selon les auteurs, cette stratégie n'est pas recommandée pour maximiser le flux en aval. En effet, il est difficile de choisir un flux désiré  $q_d$  égal à la capacité car, comme nous l'avons déjà indiqué, elle dépend de plusieurs facteurs tels que la météo.

**Stratégie UP-ALINEA : ALINEA basée sur l'occupation en amont** La stratégie UP-ALINEA est basée sur des mesures d'occupation en amont au lieu de l'aval [205]. Dans certaines situations, les appareils de mesure sont disponibles en amont de la rampe mais pas en aval. Ceci peut être le cas par exemple d'une ancienne installation de la stratégie demande-capacité ou la stratégie du taux d'occupation. Pour éviter les coûts d'installation d'autres capteurs en aval de la rampe, ALINEA peut être appliquée en utilisant les mesures disponibles des occupations en amont : il faut alors estimer  $\tilde{O}_{out}(k)$  en utilisant des mesures en amont. L'équation (1.10), proposée par [205] permet de calculer en temps réel l'estimation de l'occupation en aval  $\tilde{O}_{out}(k)$  en utilisant les mesures de l'occupation en amont  $O_{in}(k)$ , le flux en amont  $q_{in}(k)$  et le flux sortant de la rampe  $q_r(k)$ .

$$\tilde{O}_{out}(k) = O_{in}(k) \left( 1 + \frac{q_r(k)}{q_{in}(k)} \right) \frac{\lambda_{in}}{\lambda_{out}} \quad (1.10)$$

où  $\lambda_{in}$  et  $\lambda_{out}$  sont, respectivement, les nombres de voies de la section principale en amont et en aval de la rampe.

La stratégie UP-ALINEA est donnée par :

$$Q_r(k) = Q_r(k-1) + K_R(O_d - \tilde{O}_{out}(k-1)) \quad (1.11)$$

L'occupation désirée  $O_d$  est souvent choisie égale à l'occupation critique en aval. Cette valeur peut être facilement obtenue si l'on trace la courbe représentant le flux de sortie en fonction de l'occupation : il s'agit de l'occupation qui correspond au flux maximum. Or, si l'on ne dispose pas d'instruments de mesures en aval, le tracé de cette courbe nécessite une estimation de l'occupation en aval, donnée par l'équation (1.10), et une estimation  $\tilde{q}_{out}$  du flux en aval selon la relation  $\tilde{q}_{out} = q_{in} + q_r$ . De bons résultats sont obtenus à partir de la valeur estimée comparée

à la valeur mesurée en se basant sur des données réelles de la jonction 27 de l'autoroute M6-South de trois voies en Angleterre. Des résultats sont similaires pour ALINEA et UP-ALINEA concernant des scénarios de demande identiques [205].

La formule d'estimation de l'équation (1.10) n'est valable que dans le cas où les conditions de trafic sont fluides ou autour de la zone critique ( $O_{in} < O_{out}$ ). Si ce n'est pas le cas, une autre formule est développée dans [177].

**Stratégie UF-ALINEA : FL-ALINEA basée sur le flux en amont** La stratégie UF-ALINEA est basée sur les mesures de flux en amont, au lieu de l'occupation en aval. L'idée est d'implanter FL-ALINEA en utilisant des mesures effectuées en amont de la rampe. Les deux grandeurs, les deux mesures en aval  $q_{out}$  et  $O_{out}$  nécessaires pour l'application de FL-ALINEA de l'équation (1.9) sont estimées en utilisant des mesures en amont.

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_r(k-1) + (q_d - \tilde{q}_{out}(k-1)) & \text{Si } \tilde{O}_{out}(k-1) \leq O_{cr} \\ Q_{min}^r & \text{sinon} \end{cases} \quad (1.12)$$

où  $\tilde{O}_{out}(k-1)$  est calculée selon l'équation (1.10) et  $\tilde{q}_{out}(k-1) = q_{in}(k-1) + q_r(k-1)$ .

La stratégie UF-ALINEA devient identique à la stratégie DC dans certaines conditions [205]. Des résultats remarquables ont été obtenus en appliquant cette stratégie [205] mais elle n'est pas recommandée puisqu'elle vise un flux  $q_d$  qui doit être choisi en dessous de  $Q_{cap}$ .

**Stratégie AD-ALINEA** L'occupation critique utilisée dans ALINEA est supposée connue et constante. Or, dans la réalité, on peut avoir quelques difficultés pour connaître sa valeur, elle peut changer en temps réel à cause des changements des conditions environnementales ou du changement de la composition de trafic (camions, bus, ...). Ainsi, dans [207], une extension d'ALINEA est proposée : la stratégie de régulation AD-ALINEA (ADaptive ALINEA). Elle contient un algorithme d'estimation qui permet d'estimer l'occupation critique courante  $\tilde{O}_{cr}(k)$  en utilisant des mesures en temps réel de  $q_{out}(k-1)$ ,  $O_{out}(k-1)$  en aval de la rampe. Ces estimations  $\tilde{O}_{cr}(k)$  peuvent être utilisées par ALINEA pour maximiser le flux  $q_{out}$ . Dans le cas où AD-ALINEA ne dispose pas suffisamment de mesures réelles en aval pour estimer l'occupation critique, une autre stratégie, AU-ALINEA, est proposée dans [206, 207]. Dans cette stratégie, la même méthode d'estimation, en temps réel de  $q_{out}$  et  $O_{out}$ , donnée dans [206] est utilisée, voir équation (1.10). Cette estimation est basée sur les mesures en amont et au niveau de la rampe; voir aussi [162].

**Stratégie PI-ALINEA : Proportionnel Intégral ALINEA** Les résultats ont montré qu'ALINEA présente moins d'efficacité dans le cas où la station de contrôle se trouve relativement loin de l'accès (c'est-à-dire si le temps de parcours des véhicules entrant sur la chaussée principale est supérieur à l'intervalle de contrôle  $\beta$ ). Dans ce cas PI-ALINEA (l'extension en régulateur PI d'ALINEA) apporte des améliorations satisfaisantes par rapport à ALINEA. La stratégie PI-ALINEA est définie de la façon suivante :

$$Q_r(k) = Q_r(k-1) + K_R[O_d - O_{out}(k)] - K_P[O_{out}(k) - O_{out}(k-1)] \quad (1.13)$$

Dans [238], la stratégie PI-ALINEA a été utilisée dans le cas d'une rampe d'entrée suivie d'un rétrécissement. En effet, la station de contrôle a été placée au niveau du rétrécissement pour détecter au plus tôt la formation d'une congestion.

### 1.5.2.7 Autres stratégies de contrôles d'accès local

Dans cette section, nous n'avons présenté que les stratégies de régulation d'accès les plus connues. Cependant plusieurs autres stratégies de contrôle d'accès locales existent [212, 157]. Nous pouvons, par exemple, citer les stratégies développées à partir de la logique floue [31, 215]. Ces algorithmes semblent être relativement bien adaptés à la régulation d'accès parce qu'ils peuvent utiliser des informations imprécises ou inexactes. De plus, ils permettent d'obtenir une transition régulière entre les débits d'accès comme la stratégie FUZZY [218, 215, 216] qui a donné de bons résultats comparées à ALINEA et RWS. Le concept de la platitude peut être aussi utilisé [3]. La commande prédictive a été aussi utilisée dans le contrôle d'accès [13].

Une autre stratégie de contrôle d'accès existe, c'est la stratégie ANCONA proposée par B.S. Kerner dans [115]. Cette stratégie est basée sur la théorie de trafic avec trois états : trafic fluide, synchronisé et congestionné. Cette stratégie utilise la mesure des vitesses en amont et la vitesse d'apparition de congestion comme seuil, elle a été critiquée dans [177]. Le comportement de l'algorithme de contrôle ANCONA est appelé le contrôle *bang-bang*, ce qui correspond à une commutation des variables de commandes entre deux extrêmes. Dans une étude d'évaluation proche de Zoetermeer, la stratégie FUZZY a montré un comportement similaire [78], ce qui la rend indésirable pour le contrôle d'accès d'après la même évaluation.

Dans [10, 12], Bellemans et ses collaborateurs présentent des résultats de simulations (à l'aide d'un modèle de trafic nommé METANET), basées sur des données réelles, en utilisant la stratégie ALINEA sur une section de 9 km de l'autoroute E17 à trois voies qui relie Gand à Anvers en Belgique (5 rampes d'entrée et 4 rampes de sortie) sans coordination. Les résultats de la stratégie ALINEA sont comparés à un contrôle d'accès basé sur la commande prédictive. La commande prédictive repose sur une prédiction de l'état du système pour calculer une loi de commande minimisant une fonction objectif.

La comparaison des résultats de simulations a montré que la commande prédictive du contrôle d'accès a permis d'obtenir une performance supérieure (faible TTP) par rapport à la stratégie ALINEA. De plus, pour ALINEA, des oscillations importantes dans le débit d'accès sont apparues à cause de la limitation des files d'attente dans la rampe. En effet, le contrôle d'accès, en limitant le flux sortant de la rampe, peut engendrer une file d'attente dans la rampe : lorsque celle-ci atteint sa taille maximale, le contrôle d'accès est annulé. Les oscillations du débit proviennent des commutations entre l'activation et la désactivation du contrôle d'accès : ces oscillations sont d'autant plus rapides que la valeur du gain  $K_R$  est importante. Une faible valeur du gain  $K_R$  permettrait de réduire les oscillations mais le régulateur risque alors de réagir lentement face à la congestion.

Ainsi, ALINEA présente l'inconvénient d'un réglage difficile du paramètre  $K_R$ , et des risques d'oscillations [12, 238]. Par contre, la commande prédictive ne présente aucune oscillation et les contraintes sur les files d'attente sont respectées. Les difficultés apparaissent lors de l'implantation (dans le réglage des paramètres du contrôleur pour obtenir l'optimum). De plus, puisque le modèle METANET est utilisé aussi bien pour les simulations que pour les prédictions, les imprécisions liées à la méconnaissance de l'état futur du système de trafic ne sont pas considérées [211].

La même stratégie de commande prédictive a été utilisée dans le cas où toutes les mesures réelles (autoroute Gand-Anvers en Belgique) ne sont pas disponibles. Une méthode d'estimation, des états de trafic initiaux nécessaires pour le modèle de prédiction, en utilisant le filtre de Kalman est appliquée [13]. Le régulateur avec l'estimation appliquée à une seule rampe a donné des résultats de simulation similaires à celui sans estimation. Le filtre de Kalman est aussi utilisé pour estimer  $\rho_{crit}$ .

D'autres stratégies de contrôle d'accès local ont été développées, elles sont basées sur des réseaux de neurones ou la logique floue [229, 250, 224, 228, 9, 11, 102, 93, 3, 253, 54].

### 1.5.2.8 Gestion ou limitation de la file d'attente

Toutes les stratégies locales de régulation d'accès, mentionnées ci-dessus, limitent le débit sortant de la rampe pour éviter ou réduire la congestion. Cette limitation de débit peut entraîner la création d'une file d'attente si la demande de la rampe est plus forte que le flux autorisé à quitter cette rampe. La taille de la file d'attente peut devenir très importante jusqu'à dépasser la capacité de stockage en véhicules de la rampe : dans ce cas, la file d'attente débordera sur le réseau secondaire.

Pour remédier à ce problème, un capteur de file d'attente à l'entrée de la rampe est aussi utilisé pour détecter une longueur de file d'attente excessive. Une fois la longueur maximale de la file d'attente atteinte, l'action du régulateur est annulée de façon à permettre à un nombre plus important de voitures d'accéder à la voie rapide. L'idée consiste à permettre ainsi de diminuer la longueur de la file d'attente mais cela en annulant toute régulation du flux, ce qui peut aussi avoir pour conséquence de ne plus pouvoir agir sur le système qui est alors laissé libre d'évoluer dans un sens comme dans l'autre.

Une autre idée, qui semble meilleure, consiste à remplacer la stratégie de contrôle d'accès par une stratégie de gestion de file d'attente qui maximise le flux quittant la rampe, mais cette stratégie a tendance à favoriser l'apparition d'une congestion. L'efficacité de la gestion de la file d'attente est liée à la bonne exploitation de l'espace sur la rampe pour minimiser la congestion inévitable de la chaussée. Une première façon de gérer la file d'attente consiste à placer un capteur à l'entrée de la rampe. Ce capteur permet de supprimer l'action du régulateur quand l'occupation de la rampe excède un certain seuil (par exemple, 50%) [177]. Cette stratégie peut conduire à créer des oscillations dans la file d'attente et ainsi à des sous utilisations de l'espace de stockage de la rampe [55]. Une autre stratégie de gestion de file d'attente efficace utilise des mesures en temps réel. Elle a été proposée dans [205]. Elle permet d'utiliser tout l'espace de stockage de la rampe.

$$Q'_r(k) = -\frac{1}{\beta}(\hat{\omega} - \omega(k)) + d(k - 1) \quad (1.14)$$

où  $\omega(k)$  est la longueur de la file d'attente à l'instant  $k\beta$ ,  $\hat{\omega}$  est la longueur maximale et  $d(k - 1)$  est la demande de la rampe en termes de flux. Ce contrôleur de la file d'attente utilise l'équation de conservation qui décrit la dynamique de la file d'attente. Il nécessite des mesures en temps réel de la file d'attente et de la demande de la rampe. Une estimation de la longueur de la file d'attente est possible si celle-ci ne peut être mesurée [227, 97, 98].

Le contrôle local d'une seule rampe peut être étendu à un contrôle coordonné de plusieurs rampes d'entrée dans le cas d'un large réseau autoroutier. La coordination du contrôle d'accès de plusieurs rampes d'entrée assure que l'action du contrôle prise aux différents emplacements dans le réseau améliore l'état de trafic mieux que le contrôle isolé de chaque rampe. Le contrôle d'accès peut aussi être intégré avec d'autres actions et mesures comme la limitation dynamique de la vitesse ou les systèmes de guidage (section 1.6).

### 1.5.3 Stratégies réactives coordonnées

Les stratégies locales, fixes ou réactives (DCS, DCI, W&J, ALINEA, ...), ont pour objectif d'optimiser l'état de trafic localement en prenant en compte les conditions de circulation au

niveau de l'accès. Elles tendent à éliminer les congestions au niveau de l'accès en utilisant des données des stations de mesures en amont et en aval de l'accès et ne prennent pas en considération les congestions qui apparaissent loin des stations de mesures. Dans le cas d'une voie rapide avec plusieurs accès critiques, ces stratégies locales ne conduisent pas à l'optimum.

Il s'agit donc de définir une stratégie qui gère l'ensemble des rampes connectées à la voie principale : la *régulation d'accès coordonnée*, comme le régulateur multivariable METALINE [171].

La régulation d'accès coordonnée possède deux avantages [27, 219, 188, 251, 143]. Le premier est de permettre une répartition plus équitable du temps d'attente dans les rampes. En effet, lorsqu'une congestion atteint une rampe contrôlée localement, cette rampe aura tendance à restreindre l'accès de manière à éviter que la congestion ne se propage sur l'axe principal alors que les autres rampes, n'étant pas soumises à la congestion, ne participent pas à l'effort de fluidification du trafic. Le deuxième avantage est qu'elle est réalisée de manière globale : il est donc naturel qu'elle fournisse de meilleurs résultats qu'une simple juxtaposition de stratégies locales indépendantes les unes des autres. En effet, les régulations d'accès coordonnées disposent non seulement des mesures relevées aux abords des accès mais aussi des mesures des conditions de trafic entre les accès. Les informations disponibles étant plus complètes, il est alors possible de calculer de meilleures conditions d'insertion des véhicules en attente au niveau des rampes d'accès et leurs conséquences sur les conditions de circulation en aval. Ainsi, une congestion peut donc plus facilement être évitée ou ne pas s'aggraver suite à un événement non récurrent (accident). Ceci suppose néanmoins un lien avec un système de détection automatique des incidents. De cette façon, une stratégie coordonnée peut agir le plus tôt possible et très en amont d'un événement accidentel, cette réaction rapide est due au nombre important de mesures.

Les régulations d'accès coordonnées ont l'inconvénient d'être très complexes à mettre en œuvre. Ces techniques de régulation ont été le plus souvent testées et évaluées en simulation et non pas sur le terrain, les exploitants ayant généralement des difficultés à les mettre en œuvre [171, 42, 61, 65, 124].

Dans les stratégies de contrôle d'accès coordonnées on trouve différentes techniques de régulation telles, les stratégies de contrôle multivariable [171, 42], les stratégies de contrôle optimal [181, 247, 30, 12, 54, 27] et les algorithmes heuristiques comme la stratégie FLOW [96].

### 1.5.3.1 Stratégie du Rijkswaterstaat synchronisée (RWS COR)

À Amsterdam, une stratégie de commande coordonnée, nommée RWS COR, a été mise en œuvre. Elle consiste à lier le déclenchement (à l'aide d'un exploitant) de la stratégie RWS sur un accès (contrôle actif forcé) à l'état de la régulation sur les autres accès en aval (contrôle actif local) [24]. Cette stratégie est connue par sa méthode de coordination simple non automatisée.

### 1.5.3.2 Stratégie ALINEA synchronisée

Il existe aussi des stratégies locales ALINEA synchronisées, étudiées dans le cadre d'une expérimentation d'une régulation d'accès réactive sur l'autoroute A6 en France mais celle-ci n'a pas été mise en œuvre [24]. La coordination consiste ici à anticiper la régulation d'accès sur les accès en amont fluides dès la détection d'un début de congestion sur les accès en aval. Il s'agit de remplacer, en amont d'un accès saturé, la consigne de la stratégie ALINEA de chacun des accès qui se trouve dans la liste des accès représentant la zone d'influence de l'accès saturé par une consigne dégradée (définie préalablement), en fonction d'une table de décision fixée. Cette consigne dégradée va diminuer le débit entrant sur ces rampes. Cette méthode de synchronisation est automatique mais il faut définir les seuils de saturation (en termes de taux

d'occupation) pour chaque accès qui permettent de déclencher la synchronisation ainsi que les zones d'influence. L'inconvénient est que la coordination ne se déclenche que sur les situations de circulation mesurées au niveau des accès, sans prise en compte des situations de circulation entre les accès (pas de capteurs supplémentaires).

### 1.5.3.3 Régulateurs multivariables

Les régulateurs multivariables de contrôle d'accès, initiés par [193], cherchent à garder les conditions de trafic proches des valeurs désirées prédéfinies. Au contraire des stratégies locales, les régulateurs multivariables utilisent toutes les mesures disponibles sur la section principale pour calculer simultanément les débits d'accès de toutes les rampes contrôlées [165]. Des approches de régulateurs multivariables pour le contrôle d'accès sont données dans [163, 95, 246, 192, 121].

La stratégie de régulateur multivariable METALINE (acronyme de Modèle d'Écoulement du Trafic Autoroutier LINéarisé) [172, 168, 171, 42, 61, 121] a été mise au point par l'INRETS et expérimentée sur le boulevard périphérique de Paris (trois rampes). Elle a été aussi testée en utilisant le modèle de trafic METANET (comme un outil de modélisation et de simulation). Des simulations ont été effectuées en utilisant la stratégie METALINE sur l'autoroute A10 West à Amsterdam (4 rampes) [42].

METALINE est une stratégie de contrôle feedback coordonnée, développée dans le projet EUROCOR en appliquant la théorie du régulateur quadratique linéaire (contrôle optimal LQ). Elle a été obtenue en se basant sur un modèle de flux de trafic [171]. METALINE peut être vue comme une généralisation et une extension multivariables d'ALINEA. Elle calcule simultanément des débits d'accès de plusieurs rampes d'entrée [172, 169, 123]. Son objectif est de maximiser le flux (optimisation globale du TTP) en contrôlant instantanément les débits des  $m$  rampes d'accès en fonction des taux d'occupation mesurés en temps réel sur toutes les  $n > m$  stations de l'axe afin de maintenir les occupations en aval des rampes contrôlées autour de certaines valeurs [168]. Le débit de rampe sur un accès est influencé par les taux d'occupation mesurés par tous les capteurs de l'autoroute ainsi que les débits des autres accès. Cette stratégie, par son caractère global permet de prendre en compte immédiatement les congestions non récurrentes (incident, accident). Mais c'est une stratégie extrêmement complexe à calibrer, à mettre en œuvre et à exploiter pour rechercher un optimum global, au contraire d'ALINEA.

Si les mesures sur les différents accès et sur la chaussée principale sont rapatriées au niveau d'un PC central de circulation en temps réel, l'algorithme METALINE permet réellement d'optimiser la régulation d'accès, en simulant l'écoulement du trafic à partir des mesures. La supervision centralisée permet de prévoir les conséquences en aval des décisions locales, puis d'optimiser les décisions réellement appliquées [24].

En plus de la congestion récurrente, le contrôle d'accès global peut aussi gérer les incidents des routes, avec un accès plus restrictif en amont et un accès moins restrictif en aval de l'accident. Les autorités peuvent superviser et contrôler le système entier à partir d'un centre des opérations de trafic, et ils peuvent annuler ou reprogrammer les contrôleurs. La configuration de ce mode d'opération est la plus compliquée, exigeant des détecteurs en aval et en amont de la rampe et un moyen de communication et un ordinateur central lié aux rampes.

Il a été constaté, par des tests et des résultats de simulation, que le contrôle d'accès local en utilisant la stratégie ALINEA était approximativement aussi efficace que la stratégie METALINE pour les scénarios ne contenant que des congestions récurrentes sans incidents [174]. Cela est dû au fait que si les distances entre les rampes d'entrée sont faibles alors les perturbations se propagent rapidement en arrière. Seulement dans le cas des perturbations importantes (incidents forts), la stratégie METALINE semble plus efficace que le contrôle d'accès local [172, 174, 171,

169].

#### 1.5.3.4 Stratégie HERO

HERO (HEuristic Ramp metering cOordination) est une stratégie heuristique de contrôle d'accès réactive qui permet de coordonner des actions de contrôle d'accès local [187]. La coordination est simple basée sur des mesures en temps réel. Cette stratégie a été développée, testée en simulation dans [189, 184] et implantée. Elle emploie une version étendue du régulateur ALINEA à un niveau local et elle cible l'occupation critique pour la maximisation du flux. La stratégie HERO contient ALINEA et ses extensions : le choix de l'algorithme dépend de l'infrastructure ou du type des mesures recueillies. Par exemple, dans le cas où on ne dispose pas de données en aval, la stratégie UP-ALINEA est utilisée [205], si un rétrécissement existe en aval, l'extension PI-ALINEA est utilisée [238]. La stratégie HERO applique une loi de seuil aux files d'attente. Quand la file d'attente excède un seuil, le contrôle d'accès en amont devient plus restrictif, réduisant la charge du système. Cette simple règle a la même efficacité que des systèmes plus complexes tels que AMOC (cf. paragraphe suivant) [183, 189].

La stratégie HERO a montré son efficacité par rapport aux stratégies locales et s'approche de l'efficacité des stratégies optimales. Il existe plusieurs implantations de la stratégie HERO : sa structure, son implantation par VicRoads (Roads Corporation of Victoria, Australie), en 2008, sur six accès consécutifs sur l'autoroute de Monash à Melbourne en Australie et les résultats sont décrits dans [187]. Ces résultats ont montré une amélioration des flux et par conséquent du Temps Total Passé par les conducteurs dans le réseau. En 2009, HERO a été implantée sur 58 accès supplémentaires. Aujourd'hui c'est donc un total de 64 accès qui permettent de réguler le flux sur une distance de 75 km de l'autoroute qui mène de Monash à Melbourne. Notons également que la stratégie HERO a été implantée sur 20 km de l'autoroute A6 au sud de Paris en 2006, et qu'elle devrait être implantée sur toutes les rampes d'entrée (40 rampes) de l'autoroute A10 à Amsterdam [187].

La stratégie HERO/RWS [242, 240, 241] est une variante qui utilise la stratégie RWS localement. Elle a été présentée avec des résultats de simulations sur 4 rampes d'entrée consécutives du périphérique d'Amsterdam A10. L'algorithme est expliqué dans [240].

#### 1.5.3.5 Stratégies de contrôle d'accès optimales non-linéaires : AMOC, OASIS

Les stratégies de régulation d'accès coordonnées citées ci-dessus nécessitent des valeurs désirées appropriées et leurs actions sont plus ou moins locales. Les stratégies de contrôle d'accès non-linéaires optimales permettent, à un niveau supérieur de coordination, de calculer ou de déterminer en temps réel un comportement désiré optimal pour tout le réseau. De telles stratégies de régulation optimale prennent en considération tous les états de trafic de tout le réseau ainsi que les rampes, les prédictions des demandes sur un horizon de temps suffisant et la capacité de l'infrastructure, la limitation des files d'attente, les contraintes de la régulation d'accès ( $Q_{min}^r$ ,  $Q_{max}^r$ ), les dynamiques non-linéaires du flux de trafic (exprimées par des modèles de trafic) et les incidents présents sur l'autoroute [180, 172, 168, 123]. En se basant sur toutes ces données, ce type de stratégies permet de définir un comportement désiré pour tout le réseau pendant un horizon de temps futur en respectant toutes les contraintes, en minimisant un critère objectif (TTP) et en considérant aussi une certaine équité entre toutes les rampes [120, 172]. Des problèmes de ce genre ont été considérés et résolus dans plusieurs travaux [15, 128, 127, 247, 30].

Dans ce sens, un outil de contrôle générique en boucle ouverte, AMOC (Advanced Motorway Optimal Control), développé à l'université technique de Crète, intègre un algorithme d'optimi-

sation en se basant sur le modèle de trafic METANET afin d'obtenir un contrôle optimal qui permet de minimiser le TTP sous des contraintes [128, 121, 123, 127]. Cet outil intègre en plus du contrôle d'accès, les systèmes de guidage et, récemment, les limitations dynamiques de la vitesse. Ces trois actions peuvent être utilisées simultanément. Cet outil a été utilisé pour simuler un ensemble d'accès sur le périphérique A10 à Amsterdam (21 rampes d'entrée). Les résultats de simulation obtenus [120, 123, 122] montrent que la congestion est évitée, que le flux de sortie est amélioré, ce qui permet de diminuer le TTP de 43.5% par rapport au cas sans commande mais il n'est pas appliqué sur le terrain [172, 169, 123]. Cependant, à cause de l'imprécision de la capacité de l'infrastructure, la solution délivrée par AMOC est optimale lorsqu'elle est simulée sur un modèle de trafic mais ne l'est pas tout à fait quand elle est directement appliquée au système réel. Ce problème a été pris en compte dans [130, 185].

Dans le cadre du projet Européen DACCORD (1996-1998), la stratégie de coordination OASIS est basée sur l'optimisation des systèmes non-linéaires en appliquant la technique de l'horizon glissant (Rolling horizon). Elle a été développée et testée sur la partie de l'autoroute du sud de Paris. Le superviseur OASIS (Optimal Advanced System for Integrated Strategies), développé à l'INRETS, est fondé sur une analyse plus complexe dans le temps et dans l'espace des mesures. Il prépare des consignes pour les différentes stratégies locales ALINEA de manière à respecter une certaine équité des attentes sur les différentes rampes. Depuis 1998, l'outil OASIS inclut la régulation des vitesses, la régulation d'accès classique et autoroute sur autoroute et le guidage des usagers. Une large étude en simulation a été entreprise en utilisant la stratégie OASIS [62] sur toute la partie Est des autoroutes de l'Ile de France qui comprend environ 250 km d'autoroute et 70 accès dont 50 à réguler. Les résultats obtenus ont montré la supériorité du contrôle d'accès coordonné sur le contrôle isolé (ALINEA).

Les deux outils AMOC et OASIS sont génériques dans le sens où ils peuvent être appliqués sur n'importe quel réseau autoroutier. Les deux outils emploient le même modèle, la même formulation du contrôle optimal et la même résolution. OASIS est capable aussi d'inclure des réseaux routiers.

Une autre stratégie de contrôle d'accès réactive coordonnée, nommée BROCON (Balanced Responsive Onramp CONTROL) est développée dans [87]. La stratégie est équilibrée dans la mesure où la charge de la régulation est répartie sur l'ensemble des rampes. BROCON est une stratégie de contrôle optimale, elle intègre la méthodologie du contrôle optimal AMOC avec ALINEA, en utilisant des modèles de trafic macroscopiques linéaires pour simplifier la recherche de la solution. Le lecteur trouvera plus de détail dans [252].

L'équipement nécessaire à la régulation d'accès coordonnée (capteurs de trafic, feux rouges que l'on peut commander à distance) devrait permettre, en reliant le système à un système de détection automatique des incidents, d'empêcher qu'une congestion ne se forme ou ne s'aggrave en cas d'incident en aval.

## 1.6 Contrôle intégré

Plusieurs types d'actions et mesures existent afin de réduire la congestion. Ces dernières peuvent être utilisées séparément ou d'une façon conjointe. Dans le premier cas chaque action de contrôle réagit séparément sans prendre en considération les autres actions, dans le deuxième cas toutes les actions réagissent ensemble en coordination et en visant le même objectif, par exemple, la minimisation du TTP. L'expression *contrôle coordonné* désigne l'association de plusieurs actions de contrôle de même nature pour viser le même objectif. Ainsi, dans le paragraphe 1.5.3, nous avons présenté la *régulation d'accès coordonnée*. L'expression *contrôle intégré*

désigne quant à elle l'association d'actions de contrôle de différentes natures dans le but d'atteindre un objectif commun. Ces actions peuvent concerner les réseaux autoroutiers ainsi que les routes urbaines. AMOC et OASIS peuvent être utilisés comme des outils de contrôle intégré optimal s'ils considèrent différentes actions et mesures d'une façon simultanée. Par exemple, le contrôle intégré appliqué à l'autoroute M8EC à Glasgow (Ecosse) combine le contrôle d'accès, le contrôle de signaux (contrôle des feux du trafic urbain) et les systèmes de guidage (à l'aide de PMV). L'effet de ces stratégies est étudié dans [43]. Cette étude a indiqué que des effets positifs de ce contrôle intégré ont été réalisés : le contrôle d'accès permet d'éviter la saturation de l'autoroute, les PMV peuvent informer les conducteurs de l'état du trafic sur l'autoroute et proposer (directement ou indirectement) d'autres itinéraires. Dans [166], les auteurs proposent aussi une approche pour la conception des stratégies de contrôle intégré optimal incluant des autoroutes (contrôle d'accès, systèmes de guidage et les PMV) et des routes urbaines (signaux contrôlés) (voir aussi [121, 72, 74, 71, 186, 73, 53, 4, 105, 103, 76, 127, 21, 20, 236]). Il existe aussi le contrôle intégré autoroutier-urbain : il s'agit d'appliquer simultanément différentes mesures de contrôle concernant des réseaux métropolitains contenant des routes urbaines et des autoroutes, des mesures de contrôle telles que le contrôle de signaux, le contrôle d'accès, les panneaux à message variable et les systèmes de guidage sont utilisées [166, 43, 172].

## 1.7 Conclusion

Le contrôle d'accès est le moyen direct et efficace pour contrôler et améliorer les conditions de trafic des autoroutes. Nous pouvons remarquer, en nous basant sur les articles cités en référence, que les stratégies de contrôle d'accès qui emploient des algorithmes de contrôle optimal peuvent apporter une amélioration de 50% du TTP d'un large réseau autoroutier [120, 127]. Dans [147], les auteurs ont montré que le contrôle d'accès répartit dans le temps les pelotons de véhicules accédant à la chaussée principale et améliore ainsi l'insertion des véhicules aux intersections. Ceci peut avoir un effet positif sur la sécurité car le nombre d'accidents par collision arrière lié à un changement de voie s'en trouve réduit.

L'application d'une stratégie de contrôle d'accès efficace permet d'améliorer les conditions de trafic, non seulement au niveau de l'autoroute mais aussi sur le réseau secondaire adjacent [66]. En effet, la fluidification du trafic sur une autoroute attire le trafic des routes avoisinantes. Ainsi les résultats de l'étude d'évaluation menée par l'INRETS sur le boulevard périphérique de Paris montrent que la régulation des accès produit des effets bénéfiques sur la vitesse moyenne non seulement du boulevard périphérique mais aussi du boulevard des Maréchaux [174].

Par ailleurs, le contrôle d'accès est susceptible de créer une file d'attente au niveau des rampes d'entrée. Dans ces conditions, lorsque le temps d'attente dans une rampe devient trop important, une partie des conducteurs sera incitée à changer d'itinéraires afin de ne plus emprunter la bretelle d'accès. Cela peut entraîner un report de trafic sur d'autres routes et ainsi reporter les problèmes sur le réseau secondaire ou urbain. Ainsi, le contrôle d'accès a pour effet de modifier la répartition du trafic : l'autoroute plus fluide attire le trafic des routes avoisinantes alors que la file d'attente de la rampe a tendance à repousser le trafic vers le réseau secondaire.

Pour résumer, le contrôle d'accès présente différents effets positifs lorsqu'il est correctement mis en œuvre [174, 123, 168, 202] :

- Augmentation du débit d'écoulement de la voie rapide et de la vitesse moyenne ;
- Croissance du flux d'écoulement dû au déblocage des rampes de sortie ou des intersections autoroutières
- Réduction du TTP ;

- Report de trafic qui peut améliorer la répartition du trafic ;
- Amélioration de la sécurité;
- Réduction de la consommation d'énergie et des émissions de  $CO_2$ .  
Quelques effets négatifs peuvent également apparaître tels que [172]:
- Augmentation des temps d'attentes aux rampes d'accès ;
- Reports de trafic vers le réseau urbain.

Malgré quelques effets négatifs du contrôle d'accès, ce dernier présente globalement un bilan positif. Dans le domaine de la commande du flux de trafic et surtout pour ce qui concerne le contrôle d'accès, le champ des travaux est très vaste. Nous avons, dans ce chapitre, essayé de donner un aperçu aussi exhaustif que possible de la nombreuse littérature et des travaux qui ont été réalisés dans le domaine du contrôle d'accès.

Dans la suite de ce travail, nous proposons des stratégies de commande pour réguler le trafic routier dans le but d'éviter les congestions. Les stratégies de commande que nous avons développées nécessitent d'avoir recours à un modèle de trafic. L'objet du chapitre suivant est de présenter différents modèles existants dans la littérature.



# Chapitre 2

## Les modèles du flux de trafic

### Sommaire

---

|            |   |           |
|------------|---|-----------|
| <b>2.1</b> | <b>Introduction</b>   | <b>37</b> |
| <b>2.2</b> | <b>Classification des modèles de flux de trafic</b>                   | <b>39</b> |
| 2.2.1      | Interprétation physique   | 39        |
| 2.2.2      | Niveau de détail  | 40        |
| 2.2.3      | Échelle des variables indépendantes                                   | 42        |
| 2.2.4      | Types de représentation d'un processus de flux de trafic              | 43        |
| <b>2.3</b> | <b>Les modèles macroscopiques</b>                                     | <b>44</b> |
| 2.3.1      | Équation de conservation  | 44        |
| 2.3.2      | Les modèles du premier ordre de type Lighthill-Whitham-Richards (LWR) | 45        |
| 2.3.3      | Modèles du deuxième ordre : modèles de type Payne                     | 49        |
| <b>2.4</b> | <b>Le modèle METANET - modèle de simulation</b>                       | <b>51</b> |
| 2.4.1      | Représentation du réseau  | 51        |
| 2.4.2      | Discretisation spatiale et temporelle                                 | 52        |
| 2.4.3      | Discretisation du modèle de Payne                                     | 52        |
| 2.4.4      | Modélisation des effets de fusionnement                               | 55        |
| 2.4.5      | Modélisation de la diminution du nombre de voies                      | 55        |
| 2.4.6      | Densité et vitesse virtuelles et conditions aux limites               | 56        |
| 2.4.7      | Modélisation des files d'attente                                      | 59        |
| <b>2.5</b> | <b>Modèle METANET étendu</b>  | <b>61</b> |
| 2.5.1      | Contrôle d'accès  | 61        |
| 2.5.2      | Limitation variable de la vitesse                                     | 62        |
| 2.5.3      | Calcul du critère global de performance                               | 68        |
| <b>2.6</b> | <b>Conclusion</b>   | <b>69</b> |

---

Dans ce chapitre, nous considérons la modélisation du flux de trafic. Dans les deux sections 2.1 et 2.2, nous donnons un état de l'art sur les modèles de trafic et leurs classifications. La section 2.3 sera consacrée aux modèles macroscopiques les plus connus ; les deux sections 2.4 et 2.5 décrivent le simulateur macroscopique déterministe discret METANET utilisé dans les simulations [220, 128, 171, 127, 70, 21].

### 2.1 Introduction

Les phénomènes de congestion constituent l'essentiel des problèmes que l'on rencontre dans le cadre de l'étude des systèmes de trafic (cf. introduction générale). Gérer un système de trafic

exige d'avoir une bonne connaissance de son comportement, de pouvoir répondre à quelques questions simples comme : comment, quand et où apparaît une congestion ? Afin de pouvoir répondre à ces différentes questions et mieux maîtriser les congestions, plusieurs modèles mathématiques ont été proposés à partir desquels ont été développés différents simulateurs de trafic. Le système de trafic, composé de conducteurs, véhicules et routes présente un comportement extrêmement complexe dérivé et soumis à plusieurs contraintes : la nature hétérogène du comportement humain, l'état de la route, les conditions météorologiques et les mécanismes des véhicules, ... toutes ces contraintes font qu'il existe une grande variété de modèles mathématiques.

Ceux-ci ont été développés pour répondre à des besoins spécifiques comme : étudier l'effet d'une commande pour aider un exploitant à prendre une décision à un instant donné, concevoir et évaluer des stratégies de contrôle etc [85].

Aucun des modèles existants ne décrit parfaitement le comportement réel de trafic. Un modèle doit donc décrire les phénomènes les plus importants pour une application donnée [167]. Pour l'évaluation de stratégies de contrôle par exemple, le modèle doit être précis mais ne doit pas nécessairement répondre en temps réel. Par contre lorsqu'il s'agit de mettre en œuvre une stratégie de commande basée sur un modèle, celui-ci doit être assez rapide pour réagir en temps réel.

Nous présenterons donc dans la suite de ce chapitre les critères de choix les plus courants des modèles macroscopiques. De même lors de la mise en œuvre d'une commande basée sur un modèle nous présenterons le modèle de trafic METANET.

Les modèles de trafic sont classés de plusieurs façons en se basant aussi sur leurs propriétés. Dans cette optique, Hegyi dans sa thèse [70] a classé les modèles de trafic selon quatre critères, selon le point de vue de l'ingénierie de commande de trafic :

- Interprétation physique (domaine d'application)
- Niveau de détail (microscopiques, mésoscopiques, macroscopiques)
- Échelles des variables indépendantes (continu, discrète)
- Représentation du processus de trafic (déterministe, stochastique)

Hoogendoorn et ses collaborateurs [85] ont classé les modèles selon cinq critères :

- Niveau de détail (sub-microscopiques, microscopiques, mésoscopiques, macroscopiques)
- Échelles des variables indépendantes (continu, discrète, semi-discrète)
- Représentation du processus (déterministe, stochastique)
- Opérationnalisation (analytique, simulation)
- Échelle (ampleur) d'application (réseaux, sections, liens et interactions)

Les modèles décrits ici sont classés selon le niveau de détail avec lequel ils décrivent le flux de trafic. Deux approches ont dominé la recherche sur les systèmes de flux de trafic ces 60 dernières années.

Une première approche prend le point de vue microscopique, étudie les mouvements individuels des véhicules et les interactions entre chaque paire de véhicules (par exemple, véhicule-suiveur). Cette approche considère le comportement de la conduite et développe les dynamiques d'une paire de véhicules qui peut être étendu à la modélisation des dynamiques des flots de véhicules (approche micro-macro).

Une seconde approche, macroscopique, essaye d'éviter les complications de la modélisation des dynamiques des véhicules individuels en étudiant les effets collectifs des interactions de véhicules mesurés par des variables telles que le flux, la concentration (appelée également densité), et la vitesse moyenne. Toutes ces variables sont des fonctions du temps et de l'espace. À l'heure actuelle, les problèmes de trafic ont été traités par plusieurs modèles : véhicule-suiveur [195],

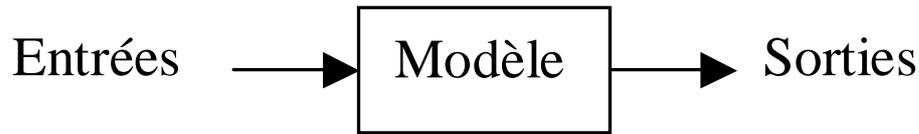


FIG. 2.1 – Schéma d'un modèle

les modèles des automates cellulaires [34], les modèles mésoscopiques [84] et les modèles macroscopiques continus [191]. Avec les modèles continus, on peut traiter le flux de trafic avec deux équations différentielles partielles couplées, plutôt que plusieurs équations différentielles ordinaires dans le cas de véhicule-suiveur. Les modèles du flux de trafic continus sont nécessaires pour la compréhension du comportement collectif des conducteurs, la conception des stratégies de commande et le développement des simulations de trafic macroscopiques, ...

## 2.2 Classification des modèles de flux de trafic

Comme cela a été évoqué précédemment, il existe plusieurs façons de classer les modèles de flux de trafic. La classification est faite selon plusieurs critères (interprétation physique, niveau de détail, échelles des variables indépendantes, représentation du processus de trafic). Nous allons présenter ci-dessous les différentes classes les plus courantes issues de la littérature en nous focalisant sur celles relatives à l'échelle de représentation.

### 2.2.1 Interprétation physique

Les modèles mathématiques des systèmes naturels ou construits par l'homme jouent un rôle essentiel dans la technologie et la science actuelles. Les applications des modèles varient de la simulation et la prédiction au contrôle et diagnostic dans les domaines hétérogènes tels que toutes les branches d'ingénierie, l'économie, la médecine, la physiologie, la géophysique et beaucoup d'autres domaines. Il est tout à fait naturel de demander d'où viennent les modèles mathématiques [40].

Si nous dessinons un modèle (cf. figure 2.1) comme une boîte contenant des lois mathématiques reliant les entrées (les causes) aux sorties (les effets), il existe selon la théorie des systèmes [139, 204], trois approches majeures de modélisation : la boîte blanche, la boîte noire et la boîte grise.

#### 2.2.1.1 La modélisation boîte blanche

La *modélisation boîte blanche* est appelée également *approche déductive*. Le modèle est directement donné par quelques premiers principes en tenant compte de la connexion entre les composantes du système. Dans l'approche déductive, les relations entre les différents états du système de trafic sont décrites par des équations physiques. Cette approche est pratique quand le système est simple et quand les équations d'état du système sont connues [38]. Par contre elle ne peut pas être utilisée lorsque le système est trop compliqué pour être mis en équations simples et même impossible à identifier. Des exemples typiques se trouvent dans les systèmes mécaniques et électriques, où des lois physiques ( $F = ma$ , par exemple) peuvent être utilisées pour prédire les effets à partir des causes. La relation entre les états du système est décrite par des propriétés qui peuvent être mesurées (la masse par exemple).

### 2.2.1.2 La modélisation boîte noire

Cette modélisation est également connue sous le nom d'*approche inductive*. Quand la structure interne du système n'est pas connue ou qu'il n'existe pas de principes premiers disponibles, la seule chance est de collecter des données et de les utiliser pour estimer les liens entre les entrées et les sorties, c'est une modélisation où les données d'entrées et de sorties du système sont enregistrées et un modèle générique paramétrique est ajusté à ces données. Pour le système de trafic, les données d'entrée/sortie se composent typiquement de l'évolution du flux de trafic, les densités et les vitesses mesurées durant le temps. Avec la méthode boîte noire, il n'y a en général pas de relation physique entre la situation de trafic modélisée et la structure du modèle. Un exemple de modélisation d'un système de trafic de type boîte noire reposant sur l'utilisation des réseaux de neurones permet de reproduire le comportement du système sans introduire de connaissance physique. Les paramètres du réseau de neurones sont ajustés par apprentissage du comportement du système réel observé au travers de ses entrées/sorties [83].

### 2.2.1.3 La modélisation boîte grise

Il s'agit d'une méthode intermédiaire entre la boîte noire et la boîte blanche. Parfois le modèle obtenu en invoquant les principes premiers est incomplet car la valeur de certains paramètres manque. Par exemple, une planète est soumise à la loi de gravitation, mais sa masse est inconnue. Dans ce cas, il est nécessaire de collecter des données expérimentales et de procéder à un réglage des paramètres inconnus jusqu'à ce que les résultats prédits par le modèle correspondent aux données observées. Dans la phase déductive, des équations paramétriques entre les états du système d'autoroute sont écrites. Durant la phase inductive, les paramètres du modèle sont réglés par ajustement de la relation entrée-sortie du modèle de trafic aux mesures entrée-sortie du système de trafic. Un exemple de cette approche intermédiaire, sont les modèles de trafic de [137, 201, 191]. Les équations de ces modèles ont une interprétation physique mais ils contiennent des paramètres qu'il est nécessaire d'ajuster en utilisant les données entrée-sortie de système de trafic.

Le développement et l'analyse des méthodes pour effectuer la modélisation boîte grise et noire est appelé *identification* [139, 210, 59, 100, 204].

## 2.2.2 Niveau de détail

Les modèles de trafic peuvent être classés selon le niveau de détail (ou l'échelle) avec lequel ils représentent le processus de trafic. Certains auteurs divisent les modèles en deux catégories : les modèles *microscopiques* d'une part et les modèles *macroscopiques* d'autre part [10]. D'autres auteurs rajoutent deux autres types de modèles, sub-microscopiques et mésoscopiques [85]. Le développement des modèles sub-microscopiques et microscopiques a commencé durant les années soixante avec les modèles de véhicule-suiveur.

### 2.2.2.1 Modèles de simulation sub-microscopiques

Les modèles de simulation sub-microscopiques décrivent les caractéristiques des véhicules individuels où le véhicule est divisé en plusieurs parties. Ces modèles permettent la description, à un niveau de détail élevé, du fonctionnement des unités spécifiques du véhicule et de leurs interactions. Ils permettent également de décrire de façon détaillée le comportement du véhicule (par exemple : freinage, changement de vitesse ...). Parmi ces modèles, nous pouvons citer le

modèle sub-microscopique SIMONE [154] et le modèle MIXIC [223]. Pour plus d'informations le lecteur pourra consulter [154].

### 2.2.2.2 Modèles de simulation microscopiques

Les modèles de simulation microscopiques décrivent le comportement des véhicules pris individuellement. Ces modèles incluent par exemple l'interaction entre les véhicules ou entre les véhicules et l'autoroute. Durant une simulation, tous les véhicules individuels et leurs interactions sont simulés en utilisant ces modèles. La combinaison de tous les résultats de toutes les simulations des modèles de véhicules conduit à obtenir une image de la situation du trafic.

Les deux types de modèles microscopiques les plus importants sont les modèles décrivant le comportement de *véhicule-suiveur* [195] et le comportement de *changement de voies* (dépassement) [234]. Les deux comportements sont généralement décrits comme une fonction de la distance et de la vitesse des véhicules proches, et la vitesse désirée du véhicule actuel. Comme les véhicules sont modélisés individuellement dans les modèles de trafic microscopiques, il est facile d'attribuer des caractéristiques différentes à chaque véhicule. Ces caractéristiques peuvent être liées au style de la conduite du conducteur (agressif, calme), au type de véhicule (voiture, camion), à sa destination et à la route choisie.

Il existe de nombreux simulateurs microscopiques. Pour la plupart, ils sont basés sur le concept de véhicule-suiveur et intègrent le changement de voies. On peut citer quelques exemples de simulateurs microscopiques : AIMSUN [14], Vissim [198], Paramics [200], FLEXYT-II [153] ...

- *Le modèle véhicule-suiveur* décrit le comportement d'un véhicule à partir du comportement de celui qui le précède estimé sur la base de l'espace ou du temps inter-véhiculaires. Ce modèle utilise les paramètres spécifiques des véhicules et de la route. La capacité d'accélération, l'agressivité du conducteur, la masse du véhicule sont des paramètres du véhicule qui peuvent être utilisés dans ce type de modèle. La vitesse limite maximale et le nombre de voies sont des paramètres spécifiques de l'autoroute. Ils influencent la façon par laquelle le véhicule suit ses prédécesseurs. Certains de ces modèles exploitent la distance de sécurité qui doit être maintenue avec le véhicule précédent [195]. D'autres modélisent la réaction d'un conducteur en réponse à un stimulus : par exemple, la décélération d'un véhicule peut être une fonction de sa vitesse relative par rapport à celui qui le précède [26].
- *Le modèle de dépassement* décrit comment le conducteur décide de dépasser ou pas son prédécesseur. Les propriétés du véhicule et du conducteur qui sont importantes dans le modèle de dépassement comme par exemple : la vitesse désirée du conducteur et la capacité d'accélération du véhicule. Le nombre de voies ainsi que l'interaction des véhicules sont des paramètres importants qui influencent le conducteur dans sa prise de décision de dépasser le véhicule qui le précède. La décision de dépasser dépend également de la différence de vitesse qui existe entre les différentes voies, mais aussi de l'existence d'un espace disponible sur la voie de destination.

D'autres types de modèles microscopiques existent comme par exemple les modèles des automates cellulaires [158, 159] et les modèles de particule [86]. Les modèles des automates cellulaires décrivent une route comme une succession de cellules connectées entre elles. La taille de chaque cellule correspond approximativement à la dimension des véhicules (typiquement 7,5 mètres). Un tel modèle microscopique décrit d'une façon discrète les mouvements des véhicules et suppose que soit ajouté à ces cellules un ensemble de règles régissant le passage des véhicules d'une cellule à une autre. Par exemple, les véhicules ne sautent pas dans les cellules occupées (une

cellule ne peut contenir qu'un seul véhicule). La taille des cellules est choisie telle qu'un véhicule, avec une vitesse égale à une unité, passe à la cellule suivante située en aval durant un seul pas de temps. Selon la vitesse du véhicule, celui-ci peut sauter plusieurs cellules à chaque pas de simulation. L'évolution de la vitesse du véhicule est décrite par deux processus déterministes : l'accélération vers la vitesse désirée et la décélération pour éviter la collision avec le véhicule qui le précède. Un processus probabiliste est généralement introduit dans ce type de modèle. Il concerne l'introduction d'une décélération aléatoire censée exprimer l'incapacité des conducteurs à maintenir une vitesse constante en l'absence d'un équipement de régulation de vitesse présent sur le véhicule. Bien que ce type de modèle soit simple et rapide, pouvant reproduire les ondes de choc et la méta-stabilité du flux de trafic, il est très difficile de le calibrer à partir des données de trafic [70].

### 2.2.2.3 Modèles mésoscopiques

Ces modèles ne s'intéressent pas aux véhicules pris individuellement mais plutôt à des groupes de véhicules (ils décrivent le trafic à un niveau intermédiaire entre les modèles microscopiques et les modèles macroscopiques) où leurs interactions est décrite à un faible niveau de détail. Dans les modèles mésoscopiques [80, 79], le trafic est représenté par des groupes de véhicules (entités de trafic) qui ont les mêmes caractéristiques, par exemple, la même origine, la même destination, la même vitesse désirée, ... Trois types de modèles mésoscopiques existent, les modèles de distribution inter-véhiculaires [19, 18], les modèles de groupes (clusters) [16] et quelques modèles mésoscopiques qui reposent sur la théorie de la cinétique des gaz [190]. Le lecteur trouvera un état de l'art dans [85].

### 2.2.2.4 Modèles macroscopiques

Les modèles macroscopiques [136, 201, 191] sont basés sur l'analogie entre le flux de trafic et le flux (liquide ou gaz) circulant dans un canal. Ce sont des modèles qui utilisent des variables agrégées (qui contiennent des informations issues de plusieurs véhicules) pour décrire les situations de trafic sans distinguer les parties qui le constituent. Dans ces modèles, les manœuvres individuelles, comme le changement de voies, ne sont pas considérées. Typiquement, le modèle macroscopique définit la relation entre trois variables agrégées : la densité de trafic  $\rho$ , la vitesse moyenne  $v$  et le flux (le débit) de trafic  $q$ . La densité de trafic est définie comme le nombre de véhicules par unité de distance et par voie (exprimée en général en véh/km/voie), alors que le flux de trafic ou l'intensité (le volume) de trafic est défini comme le nombre de véhicules qui passent en un point par unité de temps (exprimé en général en véh/h). Les modèles macroscopiques peuvent être classés selon le nombre d'équations différentielles partielles qui les constituent (le nombre de variables d'états indépendantes).

## 2.2.3 Échelle des variables indépendantes

Un système de trafic est un système dynamique. Les modèles de trafic décrivent l'évolution des variables d'état de trafic dans le temps et l'espace qui sont deux variables indépendantes. Ces deux variables indépendantes ainsi que les variables d'états (vitesse, densité, ...) peuvent aussi être décrites de manière discrète ou continue. Il est possible de classer les modèles suivant ce critère.

Plusieurs modèles continus en temps et en espace ont été développés : le modèle LWR [137, 201], le modèle de Payne [191, 85] ... Ces modèles sont régis par des équations aux dérivées partielles. Excepté le modèle LWR, les modèles continus sont difficiles à résoudre analytiquement

car les équations qui les décrivent ne sont pas linéaires. On procède donc, en général, à une discrétisation dans le temps et dans l'espace afin de les résoudre numériquement [133]. Par exemple, le modèle METANET [171] est basé sur la discrétisation du modèle de Payne dans l'espace (selon des sections de 500 m de longueur) et dans le temps (selon des intervalles de temps de 15 s).

D'autres modèles ont été développés reposant sur une représentation discrète d'un réseau routier dans le temps et l'espace : le Cell-Transmission Model (CTM) [34, 35] et le modèle des automates cellulaires [81, 235]. Des modèles mixtes ont été également proposés. Par exemple, Smulders [208] introduit un modèle, continu dans le temps et discret dans l'espace, basé sur le modèle de Payne [191].

#### 2.2.4 Types de représentation d'un processus de flux de trafic

Un processus de flux de trafic peut être représenté de façon déterministe ou de façon stochastique.

Dans les modèles déterministes, il y a une relation déterministe entre les états d'entrée et de sortie du modèle qui décrivent le comportement moyen de trafic. En effet, une simulation d'un système de trafic doit donner les mêmes résultats lorsque celui-ci est soumis aux mêmes conditions initiales, aux mêmes conditions aux limites et aux mêmes entrées. Le modèle de simulation de Payne est un exemple de modèle de trafic déterministe.

Les modèles de trafic stochastiques décrivent le comportement de trafic en termes de relations entre les variables aléatoires, par exemple selon le temps de réaction des conducteurs, la relation d'équilibre vitesse-densité aléatoire, le choix de la route, ... Chaque variable stochastique est caractérisée par une fonction de distribution ou un histogramme [10]. Le modèle microscopique véhicule-suiveur peut être exprimé avec une relation déterministe ou stochastique en définissant le temps de réaction du conducteur comme une constante ou une variable aléatoire.

Un modèle de trafic stochastique contient au moins une variable stochastique. Cela implique que deux simulations du même modèle avec les mêmes conditions initiales, les mêmes conditions aux limites et les mêmes entrées peuvent donner des résultats différents, qui dépendent de la valeur de la variable stochastique dans chaque simulation. Nous aurons donc des fluctuations aléatoires du modèle. Il est donc nécessaire de simuler les modèles stochastiques plusieurs fois et de prendre la moyenne pour pouvoir tirer des conclusions des résultats obtenus. Ces modèles nécessitent d'effectuer un nombre important de calculs permettant ainsi d'explorer les variations significatives des paramètres soumis aux phénomènes aléatoires. Il s'agit là d'un défaut majeur de ces modèles.

Dans ce mémoire, nous nous intéressons à la régulation des réseaux autoroutiers péri-urbains ou interurbains. Le nombre important de véhicules en interaction dans ces zones de circulation, ne nous permet pas d'utiliser avec efficacité un modèle microscopique afin d'en tirer des lois de commande. En effet, le grand nombre de variables conduirait à une complexité qui rendrait impossible l'exploitation de données.

Par contre, il a été montré dans [121, 10] que pour pouvoir proposer des solutions efficaces, génériques et systématiques aux problèmes de contrôle de trafic, les modèles de trafic macroscopiques sont les plus appropriés. Ces modèles permettent en effet également d'exploiter efficacement des stratégies de contrôle, notamment du fait de la rapidité avec laquelle il est possible d'obtenir des résultats de simulation. Comme ils sont utilisés dans la conception et l'exploitation des techniques de régulation du fait qu'ils reproduisent correctement les phénomènes les plus importants, ils sont les plus appropriés pour développer des lois de commande [121]. Le modèle METANET est l'un de ces modèles, couramment utilisé, notamment du fait qu'il

présente l'avantage de reproduire assez bien le phénomène de chute de capacité. Le reste de ce chapitre est donc dédié aux modèles de trafic macroscopiques.

## 2.3 Les modèles macroscopiques

Le principe général des modèles macroscopiques est de représenter l'interaction entre les véhicules d'une manière globale [17]. Les modèles macroscopiques reposent sur l'idée d'assimiler le trafic à un fluide (ou à un gaz) qui s'écoule à l'intérieur d'un canal [28]. Ces modèles utilisent un nombre limité d'équations qui sont relativement simples à traiter reposant pour l'essentiel sur le principe de conservation de la masse. Les modèles macroscopiques décrivent la dynamique de variables macroscopiques en fonction du temps  $t$  et de l'espace  $x$  (le réseau routier étant supposé unidimensionnel). Le comportement des véhicules est abordé d'une manière moyenne. La plupart des modèles utilisent les variables agrégées suivantes :

- la *densité*  $\rho(x,t)$ , appelée également la *concentration*, est le nombre de véhicules sur la portion de route entre  $x$  et  $x + \Delta x$  par unité de longueur et par voie à l'instant  $t$  ;
- le flux  $q(x,t)$  est le nombre de véhicules passant en  $x$  durant l'intervalle  $[t, t + \Delta t]$  par unité de temps ;
- la vitesse moyenne est définie par  $v(x,t) = \frac{q(x,t)}{\lambda\rho(x,t)}$  où  $\lambda$  est le nombre de voies.

La modélisation macroscopique consiste à définir des relations entre ces trois variables de trafic. Une première relation relie le flux, la vitesse et la densité selon l'expression donnée par l'équation (2.1) :

$$q(x,t) = \lambda\rho(x,t)v(x,t) \quad (2.1)$$

La deuxième relation exprime la conservation de la masse (cf. équation (2.3) du paragraphe 2.3.1) et la troisième équation représente le comportement des conducteurs (cf. équation (2.4) du paragraphe 2.3.2.1). C'est entre autres cette dernière équation qui entraîne une grande variété de modèles dans la littérature. Les deux seules lois physiques exactes dans la théorie de trafic sont l'équation (2.1) et la loi de conservation des véhicules (cf. équation (2.3)), les autres équations sont des approximations.

D'autres modèles utilisent en plus des trois variables que nous avons citées, d'autres grandeurs macroscopiques comme la variance de la vitesse  $\theta(x,t)$  et la pression  $P(x,t)$ . Nous ne développons pas ici ces modèles.

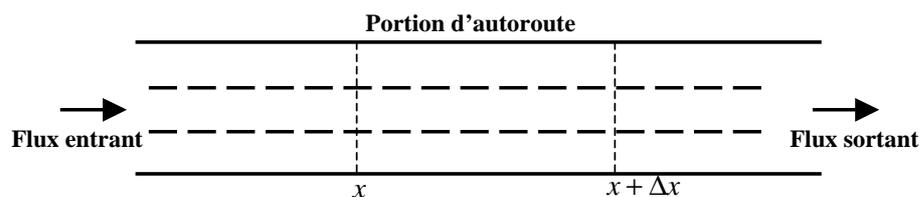
### 2.3.1 Équation de conservation

Plaçons-nous sur une route ne comportant ni rampe d'entrée, ni rampe de sortie. Sur cette route, considérons la portion qui se trouve entre les positions  $x$  et  $x + \Delta x$  (figure 2.2). La variation du nombre de véhicules entre les instants  $t$  et  $t + \Delta t$  dans cette portion de route est donnée par l'expression  $(\lambda\rho(x,t + \Delta t) - \lambda\rho(x,t))\Delta x$ . Cette variation est également obtenue en effectuant le bilan entre les flux entrant et sortant  $(q(x,t) - q(x + \Delta x,t))\Delta t$ , ce qui donne la relation suivante :

$$(\lambda\rho(x,t + \Delta t) - \lambda\rho(x,t))\Delta x = (q(x,t) - q(x + \Delta x,t))\Delta t \quad (2.2)$$

D'où l'équation (2.3), qui n'est autre que l'équation de conservation de la masse qui est une relation hyperbolique non linéaire

$$\partial_t(\lambda\rho) + \partial_x q = 0 \quad (2.3)$$

FIG. 2.2 – Découpage d'une route en tronçons de longueur  $\Delta x$ 

Dans l'équation (2.3), le terme  $\partial_t \rho$  désigne la dérivée partielle par rapport au temps  $t$  de la fonction  $\rho$ , tandis que  $\partial_x q$  désigne la dérivée partielle par rapport à l'espace  $x$  du flux  $q = \rho v$ . La modélisation macroscopique consiste à considérer les véhicules comme des particules se déplaçant sur de grandes distances par rapport à leur longueur caractéristique (ce qui justifie l'introduction d'une densité et d'une vitesse ponctuelles). On peut remarquer que l'équation (2.3) suppose que le milieu soit continu, autrement dit que la longueur de la route considérée soit suffisamment grande devant la longueur des véhicules. Sur des portions de route de quelques centaines de mètres (comme en ville par exemple), il n'est clairement pas possible de parler de densité de véhicules en un point, et on serait plutôt amené à adopter une modélisation microscopique.

Les équations (2.1) et (2.3) dépendent de trois variables : la densité, la vitesse et le flux. Il n'est donc possible de résoudre ce système d'équations que si l'on ajoute une troisième équation aux deux premières. Ce système de trois équations, éventuellement complété de termes supplémentaires, voire d'une quatrième équation permet de proposer une classification des systèmes macroscopiques [85] :

1. Les modèles du premier ordre, dits *modèles de type-Lighthill-Whitham-Richards* (LWR) : aux équations (2.1) et (2.3) est ajoutée une relation empirique, de nature statique, liant les deux variables  $\rho, v$ .
2. Les modèles du deuxième ordre, dits *modèles de type-Payne* : la troisième équation est une équation aux dérivées partielles décrivant la dynamique de la vitesse  $v$ .
3. Les modèles d'ordre supérieur, dits *modèles de type-Helbing* : une autre équation décrivant les dynamiques de la variance de vitesse  $\Theta$  est ajoutée au modèle du second ordre.

### 2.3.2 Les modèles du premier ordre de type Lighthill-Whitham-Richards (LWR)

L'étude des modèles macroscopiques continus a débuté au milieu des années cinquante (en 1955). Cette période marque le premier développement significatif de l'approche macroscopique, développée indépendamment par Lighthill et Whitham [137] d'une part et une année plus tard par Richards [201] d'autre part. Ces modèles sont dits de *type LWR* en référence aux trois auteurs Lighthill, Whitham et Richards. Ils sont connus comme les plus simples des modèles continus. Ils peuvent être représentés à l'aide d'une seule variable d'état, généralement prise comme étant la densité du trafic. C'est la raison pour laquelle ces modèles sont dits du premier ordre. Depuis ces travaux sur les ondes cinématiques du flux de trafic, un grand nombre de modèles continus a été développé sur cette base.

### 2.3.2.1 Diagramme fondamental

Pour Lighthill, Whitham et Richards, l'équation manquante qui complète les équations (2.1) et (2.3) est la *relation fondamentale*. Cette relation décrit l'état du trafic à l'équilibre (Lighthill, Whitham, et Richards supposent que le système est en permanence à l'équilibre), ce qui se traduit par la plus simple approche qui suppose que la vitesse  $v$  peut être décrite comme une fonction de la densité  $\rho$  comme l'indique l'équation (2.4) :

$$v(x,t) = V_e(\rho(x,t)) \quad (2.4)$$

où  $V_e(\rho)$  est la vitesse d'équilibre. Cette relation est souvent dénommée *relation d'équilibre vitesse-densité* déterminée en général de manière empirique (fonction phénoménologique).

Il existe de nombreuses expressions possibles de cette vitesse d'équilibre [146]. Les différentes expressions mathématiques permettant de représenter cette relation fondamentale distinguent les différents types de modèles macroscopiques du premier ordre. Toutefois elles doivent respecter quelques points importants :

- La vitesse d'équilibre est une fonction décroissante de la densité : en effet, plus la distance avec le véhicule de front est petite, plus les conducteurs réduisent leur vitesse.
- Pour les très faibles densités, les interactions entre les conducteurs sont négligeables. Les conducteurs roulent donc sans être gênés par la circulation : la vitesse moyenne correspondant à ce cas de figure est appelée *vitesse libre* et est notée  $v_f$ .

En utilisant l'équation (2.1), la relation fondamentale (2.4) peut s'écrire dans le plan  $(q, \rho)$  :

$$q(x,t) = \lambda Q_e(\rho(x,t)) \quad \text{avec } Q_e(\rho) = \rho \cdot V_e(\rho) \quad (2.5)$$

La représentation graphique de la fonction  $Q_e$  est appelée *diagramme fondamental*. Pour les très faibles valeurs de  $\rho$ , la vitesse d'équilibre  $V_e(\rho)$  est à peu près constante et le flux  $Q_e(\rho)$  est une fonction croissante de  $\rho$  presque linéaire.

En fonction de la loi de la vitesse d'équilibre, nous pouvons avoir plusieurs formes de diagramme fondamental. En tant qu'équation phénoménologique, le diagramme fondamental essaie de reproduire les situations d'équilibre caractérisant un site donné. Les observations de trafic sur une autoroute permettent de préciser les grands principes permettant la construction d'un tel diagramme (figure 2.3) :

- Pour une densité de trafic nulle (pas de véhicules sur l'autoroute), le flux de trafic est évidemment nul.
- Lorsque le nombre de véhicules est très faible, la vitesse des véhicules est à peu près constante égale à la vitesse libre  $v_f$ . Le flux augmente donc linéairement selon la densité.
- Lorsque la densité augmente, les interactions s'amplifient, ce qui entraîne une diminution de la vitesse moyenne  $V_e(\rho)$ . Par conséquent, le flux  $Q_e(\rho)$  continue d'augmenter mais moins vite.
- Lorsque la densité atteint une certaine valeur, appelée *densité critique* et notée  $\rho_{crit}$ , le flux  $Q_e(\rho)$  atteint son maximum et la vitesse est égale à la *vitesse critique* notée  $v_{crit}$ .
- Au-delà de la densité critique, le flux décroît.
- Lorsque la densité atteint la densité maximale (notée  $\rho_{max}$ ), les véhicules ne peuvent plus bouger : la vitesse d'équilibre  $V_e$  et le flux  $Q_e$  sont alors nuls

Le diagramme fondamental (cf. figure 2.3) est caractérisé par un état dit critique caractérisé par un débit maximum qui sépare deux régimes d'écoulement : fluide en deçà de la densité critique et congestionné au-delà [57].

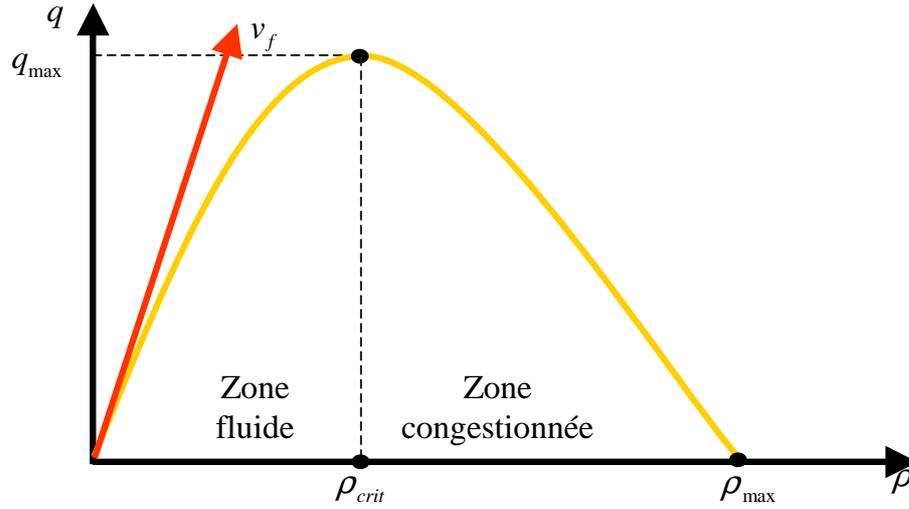


FIG. 2.3 – Diagramme fondamental

La première forme de diagramme fondamental suivant ces principes a été proposée par Green-shields suite à des mesures expérimentales [57]. La loi de la vitesse connue aussi sous le nom de modèle vitesse-densité est choisie la plus simple possible :

$$V_e(\rho) = v_f \left( 1 - \frac{\rho}{\rho_{\max}} \right) \quad (2.6)$$

Il s'agit d'une relation affine reliant la vitesse à la densité, qui se traduit par une relation parabolique entre le débit et cette même densité d'après l'équation (2.5). Le principal reproche fait à ce diagramme est qu'il impose une valeur de densité critique nécessairement égale à la moitié de la densité maximale. Or, l'analyse des données expérimentales montre que la densité critique est nettement inférieure à cette valeur (elle est généralement comprise entre  $0.2\rho_{\max}$  et  $0.3\rho_{\max}$ ). C'est pourquoi d'autres types de diagrammes ont été proposés depuis (des diagrammes bi-paraboliques) afin d'ajuster au mieux le diagramme aux données expérimentales (grâce à un plus grand nombre de degrés de liberté) [17].

Par exemple, l'équation logarithmique (2.7) a été proposée par Greenberg [56].

$$V_e(\rho) = c \log \frac{\rho}{\rho_{\max}}, \quad (2.7)$$

où  $c$  est une constante négative. Cependant, les données utilisées par Greenberg pour justifier cette relation logarithmique sont contestables. En effet, bien que cette relation semble avoir une allure raisonnable, celle-ci repose sur des moyennes obtenues à partir de groupes de véhicules ayant circulé sur des routes et dans des conditions différentes.

Garber et Hoel [52] ont pu valider le modèle qu'a proposé Greenberg en utilisant des données expérimentales. Ce modèle ne satisfait cependant pas toutes les conditions aux limites. S'il donne des résultats satisfaisants lorsque la densité maximale  $\rho_{\max}$  est atteinte, ce n'est pas le cas lorsque la densité est nulle. Selon Khisty et Lall [117] cette limite ne peut en effet être atteinte qu'en présence de vitesses infiniment élevées. Certains auteurs [199] ont amélioré le modèle de Greenberg en développant l'expression de la fonction logarithmique en ne considérant que les termes linéaires. Tous les modèles cités ci-dessus ont fait l'objet d'études comparatives. On peut citer à ce sujet les travaux de [46, 44, 196, 155, 39].

Les modèles proposés par [57] et [56] ont été utilisés très longtemps. Ces modèles peuvent être considérés comme des modèles classiques. La conclusion que l'on peut tirer de ces travaux est qu'il est très difficile de déterminer a priori la forme la plus appropriée de diagramme fondamental permettant de rendre compte de la situation réelle observée sur un tronçon de route. Cela peut provenir des erreurs de mesure mais aussi de l'écart entre le modèle mathématique continu retenu et la nature discrète des mesures effectuées sur le terrain. De plus il apparaît difficile d'observer des états proches de la densité maximale. Il conviendra, pour chaque application du modèle, de calibrer la relation fondamentale grâce à des données relevées sur le site d'étude afin de déterminer la forme la plus adaptée. De nombreux autres modèles ont été proposés aussi par la suite pour essayer de trouver celui qui représente mieux le comportement réel du trafic. Ils sont résumés dans les travaux de [45] dont l'objectif était de comparer ces modèles en les calibrant à l'aide de banques de mesures très fiables (vis-à-vis des standards modernes) issues d'une voie rapide à six voies dans les environs de Chicago. Le modèle le plus fiable et le plus abouti s'avéra être celui d'Edie [47], qui présentait le plus petit coefficient d'erreur standard, et l'un des plus grands coefficients de corrélation. Alors que les autres modèles étaient incapables de reproduire le fonctionnement au voisinage de la densité critique (à laquelle on obtient la capacité), et sous-estimaient généralement (parfois trop) les flux maximaux, les discontinuités du modèle d'Edie le permettaient. Il a peut être été le premier à suggérer que de nombreuses discontinuités apparaissent au voisinage de la densité critique.

Une expression générale empirique satisfaisant les conditions aux limites est proposée dans la littérature [146] :

$$V_e(\rho(x,t)) = v_f \left[ 1 - \left[ \frac{\rho(x,t)}{\rho_{max}} \right]^\alpha \right]^\beta \quad (2.8)$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont deux paramètres réels strictement positifs avec  $\beta > \alpha$ . Plusieurs formules  $V_e(\rho)$  proposées dans la littérature peuvent être considérées comme un cas particulier de l'équation (2.8) par un choix approprié des deux paramètres  $\alpha$  et  $\beta$ .

Tous ces modèles sont de type LWR qui constituent la première classe de Zhang [248]. Ils associent une loi de conservation hyperbolique scalaire à une équation d'état. Cette loi permet de représenter de nombreux phénomènes tels que les ondes de choc et de raréfaction. La cohérence et l'existence de solutions dites faibles ou solutions généralisées<sup>3</sup> de telles lois de conservation ont été étudiées par [249, 131]. En d'autres termes, l'équation (2.3) permet d'obtenir des solutions dans le sens faible, et génère des chocs quand la discontinuité apparaît. La solution dite faible satisfait la forme intégrale de l'équation de conservation à partir de laquelle l'équation (2.3) est obtenue :

$$\frac{d}{dt} \int_x^{x+\Delta x} \rho(t,y) dy = q(t,x) - q(t,x + \Delta x), \quad (2.9)$$

L'inconvénient du modèle LWR est qu'il ne produit pas une unique solution continue mais plusieurs solutions généralisées admissibles [133]. En utilisant le modèle continu simple, une variété de problèmes de flux de trafic simples peuvent être résolus analytiquement par la méthode des caractéristiques [136] et numériquement par la méthode des différences finies [151].

### 2.3.2.2 Critique des modèles de type LWR

Le modèle LWR a quelque défauts, [138, 167, 85] :

- La relation d'équilibre vitesse-densité (2.4) implique que la vitesse moyenne s'adapte ins-

---

3. Il s'agit de solutions contenant des discontinuités en  $x$ .

tantanément à la densité de trafic sans aucun délai (même dans le cas de discontinuité dans la densité). Ainsi, puisque le modèle LWR ne permet pas des fluctuations de la vitesse autour de la relation d'équilibre vitesse-densité, il ne décrit pas les dynamiques du flux de trafic à l'état de non-équilibre [138].

- La théorie LWR n'est pas capable de décrire les ondes régulières stop-and-go qui sont observées dans le trafic réel [226].
- Dans le cas de discontinuités dans la densité, le modèle LWR montre la formation d'onde de choc par une accélération infinie
- Le phénomène d'hystérésis, suivant lequel les distances inter-véhiculaires moyennes des véhicules qui s'approchent d'un bouchon sont plus petites que celles des véhicules roulant en dehors (en aval) du bouchon a été observé dans la réalité [222]. Ce phénomène d'hystérésis n'est pas décrit par les modèles LWR.
- Les modèles LWR ne sont pas capables de prédire l'apparition des congestions fantômes dues à l'amplification des petites perturbations dans le trafic dense.
- Le modèle LWR ne permet pas de décrire le phénomène de chute de capacité<sup>4</sup> : dans le modèle LWR, le flux au niveau de l'onde de choc dans une congestion est égal à la capacité, ce qui n'est pas réel. Cette propriété met ce modèle en cause pour son utilisation pour la commande du flux de trafic puisque la chute de capacité est une des principales raisons de dégradation des performances des autoroutes.
- Selon le modèle LWR, les voitures se déplaçant dans une zone de faible densité en amont de l'onde de choc ont une grande vitesse moyenne par rapport à celles qui se situent dans une zone de forte densité, au cœur de l'onde de choc. Cette situation a pour conséquence que les véhicules situés en arrière rattrapent le corps de l'onde choc et provoquent un changement brusque des conditions de circulation en arrière de l'onde de choc, ce qui ne correspond pas à la réalité que l'on peut observer.

Des améliorations des modèles LWR ont été proposées par divers auteurs [36, 133]. Ces inconvénients sont résolus par les modèles d'ordre plus élevés qui sont capables de prédire des phénomènes plus complexes que l'on rencontre lors des situations de trafic en congestion telles que les ondes de chocs, le stop-and-go et la chute de capacité, [160, 84].

### 2.3.3 Modèles du deuxième ordre : modèles de type Payne

Payne a proposé le premier modèle continu du second ordre du flux de trafic reposant sur un système de deux équations différentielles partielles [191]. L'ensemble des deux équations (2.1) et (2.3) est complété par une troisième équation aux dérivées partielles décrivant les dynamiques de la vitesse  $v$ . Le modèle de Payne est dérivé d'une loi de véhicule-suiveur. L'équation décrivant les dynamiques de la vitesse est la suivante (2.10) :

$$\partial_t v + \overbrace{v \partial_x v}^{\text{convection}} = \frac{1}{\tau} \left( \overbrace{(V_e(\rho) - v)}^{\text{relaxation}} \right) - \overbrace{\left( \frac{c_0^2}{\rho} \right) \partial_x \rho}^{\text{anticipation}} \quad (2.10)$$

où,  $c_0^2 = -\frac{dV_e(\rho)}{\tau d\rho}$  est le terme d'anticipation et  $\tau$  est le temps de relaxation. Le modèle donné par [191] est du deuxième ordre puisqu'il comporte deux variables d'état : la densité de trafic et

4. cf. l'introduction générale page 4.

la vitesse moyenne. Ces modèles décrivent les dynamiques de vitesse comme un résultat de trois termes :

- le terme de relaxation : la tendance des conducteurs à accélérer ou décélérer vers leur vitesse désirée  $V_e(\rho)$  ;
- le terme de convection : l'évolution de la vitesse est déterminée par la vitesse des véhicules en amont allant vers l'aval ;
- le terme d'anticipation : les conducteurs ajustent leurs vitesses selon l'état de trafic en aval. Les conducteurs décèlent (respectivement accélèrent) quand la densité croît (respectivement décroît) en aval.

Le modèle de Payne a été critiqué par Daganzo [37]. Ces critiques viennent de la similitude faite entre le flux de trafic et le flux des molécules dans un fluide liquide ou gazeux. En effet, on considère généralement les fluides comme étant des milieux isotropes, ce qui signifie que leurs propriétés physiques ne changent pas en fonction de la direction considérée. Par contre, le flux de trafic a un caractère anisotrope. En effet, les véhicules ne répondent qu'à des stimulus provenant de l'aval par rapport à leur sens de déplacement. De plus, les vitesses des véhicules lents ne sont pas influencées par les véhicules rapides, au contraire des particules des fluides. Enfin, chaque conducteur a sa personnalité propre (timide, agressif, ...).

Une autre critique importante a été émise par Daganzo [37]. Il a en effet montré que les modèles de Payne présentent des vitesses négatives juste en amont des congestions (à cause du terme d'anticipation), ce qui est contraire à la réalité. De plus, il a également montré que l'information se propage plus rapidement que la vitesse du flux. Papageorgiou dans [167], répond à ces critiques en imposant une vitesse nulle quand le modèle prédit des vitesses négatives. Il affirme aussi qu'il y a des véhicules qui roulent plus vite que la vitesse moyenne et que ces véhicules représentent l'information rapide. [79] a proposé un modèle macroscopique de trafic de troisième ordre avec les variables d'état suivantes : la densité, la vitesse moyenne et la variance de la vitesse.

Une forme générale des modèles de type Payne est donnée dans [85] :

$$\partial_t v + \overbrace{v \partial_x v}^{\text{convection}} = \frac{1}{\tau} \overbrace{(V_e(\rho) - v)}^{\text{relaxation}} - \overbrace{\left( \frac{1}{\rho} \right) \partial_x P + \left( \frac{\eta}{\rho} \partial_x^2 v \right)}^{\text{anticipation}} \quad (2.11)$$

où  $P$  est la pression de trafic et  $\eta$  est la viscosité de trafic. Pour le modèle original de Payne,  $P = \rho \cdot c_0^2$  et  $\eta = 0$ .

Les modèles du second ordre sont capables de reproduire les phénomènes complexes du flux de trafic tels que les ondes stop-and-go aux goulots d'étranglement [85].

Face à toutes les critiques que l'on peut formuler envers les modèles macroscopiques, il est important de préciser qu'ils présentent aussi des avantages. Tous ces modèles utilisent des variables agrégées et ne représentent que le comportement global des systèmes. Étant donné que les modèles macroscopiques ont moins de paramètres à estimer que les modèles microscopiques, ils sont faciles à identifier et calibrer et sont moins gourmands en calcul que les modèles microscopiques. Ces modèles sont de ce fait adaptés à la réalisation de simulations rapides de réseaux d'autoroutes et il est ainsi permis d'envisager de mettre en œuvre des commandes à partir de ces modèles.

Cependant la nature non-linéaire des équations aux dérivées partielles de ces modèles empêche toute résolution analytique. Il est donc nécessaire d'avoir recours à une discrétisation de ces modèles. Nous allons présenter dans le paragraphe suivant le modèle METANET : il s'agit d'un modèle discrétisé du second ordre couramment utilisé.

## 2.4 Le modèle METANET - modèle de simulation

Le modèle de trafic METANET qui a été utilisé dans nos expérimentations et simulations est un modèle déterministe [220], discret et macroscopique, ce qui le rend approprié pour le contrôle basé sur le modèle. Il est basé sur le modèle de second ordre de Payne [191]. Le temps et l'espace sont discrets. Les variables macroscopiques sont données sur un horizon de temps long (plusieurs minutes ou heures), alors que l'intervalle de temps de simulation est de 5 à 20 secondes. Par ailleurs, les routes sont discrétisées en segments d'une longueur de quelques centaines de mètres. Le pas de simulation et le pas de discrétisation spatial permettent au modèle METANET d'associer rapidité de simulation et précision [125]. De plus, le petit nombre de paramètres intervenant dans la définition du modèle le rend facile à calibrer. Ce modèle est validé avec des données réelles dans plusieurs cas [170, 126]. Il est capable de reproduire avec précision les conditions de trafic réelles (trafic fluide, critique, congestionné) ainsi que les phénomènes de chute de capacité aux rampes d'entrée et les ondes de choc. La précision des résultats de simulations a été examinée en se basant sur des mesures réelles d'un exemple de réseau dans le sud de Paris [148].

Le modèle METANET peut être utilisé selon deux modes : le mode dépendant de la destination et le mode indépendant de la destination. Le premier mode est utilisé pour les réseaux avec plusieurs destinations dans le cas de possibilité de choix de routes (itinéraires). Dans ce paragraphe nous décrivons le modèle METANET, sans traiter le mode dépendant de la destination. Des extensions du modèle original seront présentées au paragraphe 2.5. Pour une description plus complète du modèle, le lecteur pourra consulter [220] et [127, 128, 171].

### 2.4.1 Représentation du réseau

Dans le modèle de simulation METANET, le réseau autoroutier est représenté par un graphe orienté. Les liens du graphe correspondent aux sections de l'autoroute. Chaque lien est une section de l'autoroute, sans rampe d'entrée ou de sortie, ayant des caractéristiques homogènes (même nombre de voies, pas de changement majeur dans la géométrie, ...). Ainsi, une section d'autoroute non homogène est représentée par différents liens séparés par des nœuds où les changements apparaissent. Les directions opposées d'une route seront modélisées par des liens séparés.

Le flux de trafic entre dans le réseau simulé par des nœuds qui sont appelés *origines*. En amont de chacune des origines, on ajoute un lien appelé *lien virtuel d'origine* : ces liens, de longueur nulle servent à transmettre le flux au réseau. De même, le flux de trafic sort du réseau par des nœuds appelés *destination* en aval desquels on ajoute un lien *virtuel de destination* de longueur nulle. Ces liens permettent de transférer au réseau l'impact des conditions de trafic en aval du réseau (propagation de la congestion). Pour effectuer la simulation, les demandes ou les flux d'entrée aux origines sont nécessaires. Ces données peuvent être des mesures ou des données hypothétiques. un exemple de réseau modélisé en utilisant METANET est donné par la figure 2.4. Ce réseau contient :

- sept nœuds dont trois origines ( $o1$ ,  $o2$  et  $o3$ ) et deux destinations ( $d1$  et  $d2$ );
- six liens ;
- cinq liens virtuels de longueur nulle : trois liens virtuels d'origine en amont des trois origines et deux liens virtuels de destination en aval des deux destinations.

Nous pouvons remarquer que les origines ou les destinations ne se trouvent pas forcément aux extrémités du réseau.

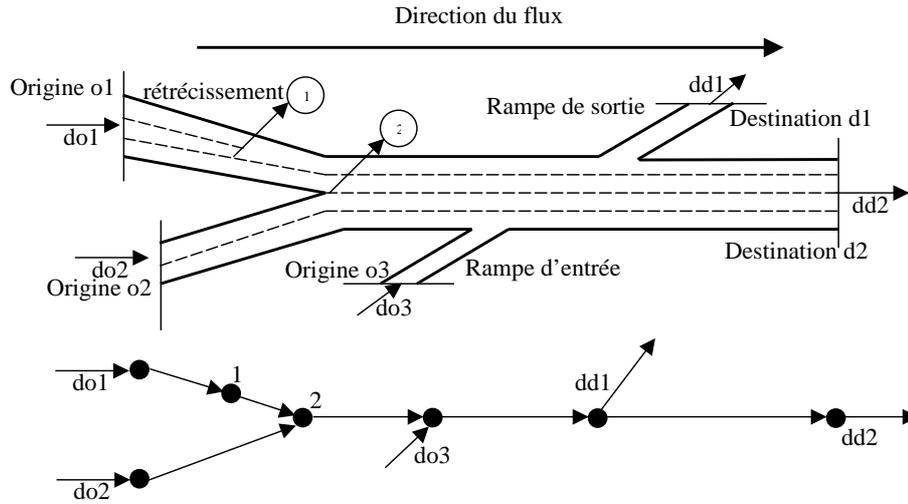


FIG. 2.4 – Exemple de réseau modélisé par METANET

### 2.4.2 Discrétisation spatiale et temporelle

**Segmentation des liens** Au niveau spatial, le réseau est décomposé en segments. Plus précisément, chaque lien  $m$  est divisé en  $N_m$  segments de longueur  $L_m$ .

La discrétisation est heuristique. Cependant, afin d'assurer une stabilité numérique des calculs lors du lancement des simulations, le pas de temps de simulation et la longueur des segments doivent respecter certaines contraintes. La longueur  $L_m$  d'un segment d'un lien  $m$  doit être suffisamment grande pour qu'aucun véhicule ne puisse traverser le segment complet en un seul pas de temps même en roulant à la vitesse libre  $v_{f,m}$ . Cela se traduit par la contrainte (2.12).

$$L_m > v_{f,m} \cdot T \quad (2.12)$$

où le pas de temps utilisé pour la simulation du flux de trafic est noté  $T$ ,  $v_{f,m}$  est la vitesse libre du lien  $m$ , c'est-à-dire la vitesse à laquelle roulent les véhicules lorsqu'ils ne sont pas gênés par la circulation dans les conditions de trafic fluide.

Selon l'équation (2.12), avec un pas de temps de simulation de 10s, qui est une valeur appropriée pour considérer les dynamiques du trafic avec une précision suffisante, et une vitesse libre comprise entre 100 et 120 km/h, la longueur d'un segment doit être supérieure à 300 m. Si la longueur d'un lien est trop petite, le pas de temps de simulation doit être réduit. Une discrétisation spatiale trop grossière ne permet pas d'obtenir des résultats de simulation d'une précision suffisante. La longueur d'un segment ne doit pas excéder la valeur de 800 m selon [220].

### 2.4.3 Discrétisation du modèle de Payne

Comme indiqué sur la figure 2.5, chaque segment  $i$  d'un lien  $m$  est caractérisé par trois variables agrégées : la densité de trafic  $\rho_{m,i}(k)$  en véh/km/voie, la vitesse moyenne  $v_{m,i}(k)$  en km/h et le flux de sortie  $q_{m,i}(k)$  en véh/h, où  $k$  est l'indice du temps discret (il correspond au temps  $t = kT$ ). Le nombre de voies d'un lien  $m$  est noté  $\lambda_m$ .

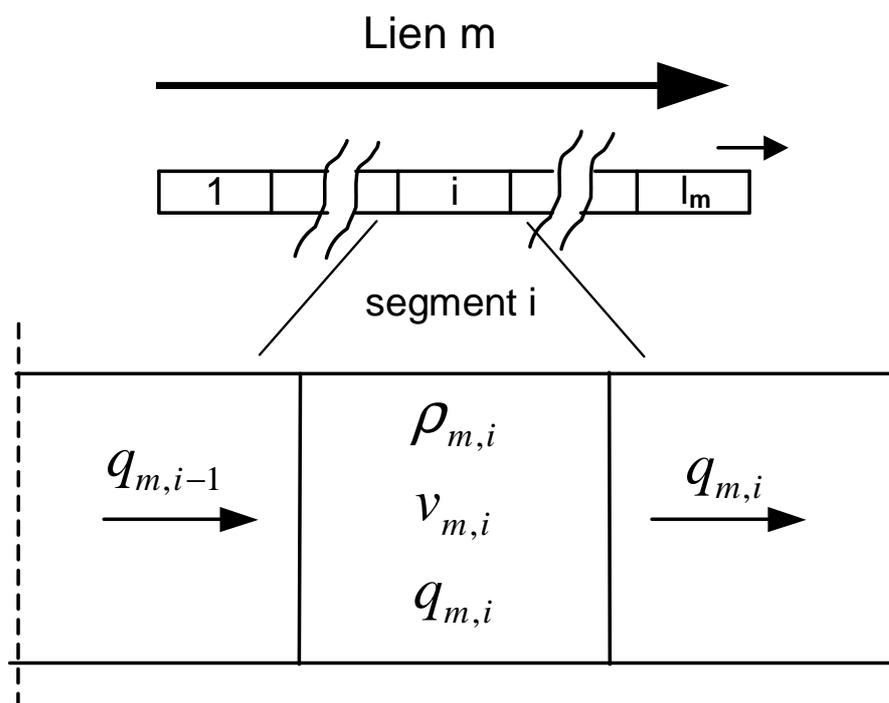


FIG. 2.5 – Discrétisation spatiale du réseau

### 2.4.3.1 Modélisation des nœuds du réseau

Dans le cas général, un nœud est lié à plusieurs liens en entrée et plusieurs liens en sortie. L'ensemble des liens d'entrée (respectivement de sortie) d'un nœud est noté  $I_n$  (respectivement  $O_n$ ) comme indiqué sur la figure 2.6. Chaque nœud  $n$  est traversé à l'instant  $k$  par un flux noté  $Q_n(k)$ , le flux qu'il reçoit en entrée et qu'il fournit en sortie. Ce flux  $Q_n(k)$  est défini par l'équation (2.13).

$$Q_n(k) = \sum_{\mu \in I_n} q_{\mu, N_n}(k) \quad (2.13)$$

Dans le cas où le nœud  $n$  est une origine, on ajoute au membre de droite de l'équation (2.13)

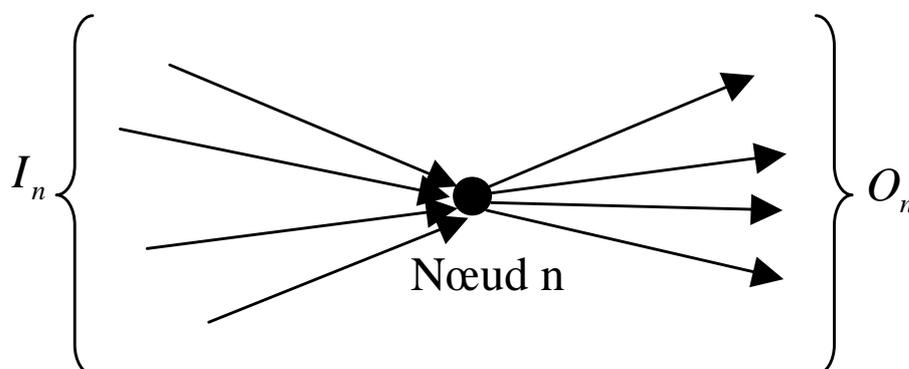


FIG. 2.6 – Modélisation des nœuds

la demande (provenant du lien virtuel) qui entre dans le réseau par ce nœud.

Ainsi, le flux traversant le nœud  $n$  est distribué sur les liens qui se trouvent en aval suivant des proportions prédéfinies. Le flux qui quitte le nœud  $n$  par un lien  $m$  (un des liens de sortie de  $n$  de l'ensemble  $O_n$ ) sera noté  $q_{m,0}$  et est défini par l'équation (2.14).

$$q_{m,0} = \beta_{n,m}(k) \cdot Q_n(k) \quad (2.14)$$

où  $m$  est un lien de sortie du nœud  $n$  et  $\beta_{n,m}(k)$  est la part du flux arrivant sur le nœud  $n$  et qui le quitte via le lien  $m$ .

### 2.4.3.2 Les équations de base

L'évolution, à chaque pas de temps de simulation  $T$ , de chaque variable de trafic macroscopique dans chaque segment  $i$  est calculée par le moyen de différentes équations non-linéaires et des relations algébriques [170] :

La discrétisation de l'équation (2.1) donne le flux de sortie de chaque segment qui est égal à la densité multipliée par la vitesse moyenne et le nombre de voies du segment lui même noté  $\lambda_m$ :

$$q_{m,i}(k) = \lambda_m \rho_{m,i}(k) v_{m,i}(k) \quad (2.15)$$

L'équation (2.16) traduit l'équation de conservation (2.3). La variable de la densité d'un segment correspond à la différence des flux entrant et sortant de ce segment :

$$\rho_{m,i}(k+1) = \rho_{m,i}(k) + \frac{T}{L_m \lambda_m} \cdot [q_{m,i-1}(k) - q_{m,i}(k)], \quad (2.16)$$

Les équations (2.15) et (2.16) reposent sur des principes physiques et sont exactes, alors que les équations qui décrivent les dynamiques de la vitesse et la relation entre la densité et la vitesse désirée reposent sur des heuristiques. L'équation de la vitesse (2.17) qui décrit le comportement des véhicules dans le réseau routier est tirée de l'équation (2.10).

$$v_{m,i}(k+1) = v_{m,i}(k) + \frac{T}{\tau} (V_e(\rho_{m,i}(k)) - v_{m,i}(k)) + \frac{T}{L_m} v_{m,i}(k) (v_{m,i-1}(k) - v_{m,i}(k)) - \frac{\nu T}{\tau L_m} \frac{\rho_{m,i+1}(k) - \rho_{m,i}(k)}{\rho_{m,i}(k) + \kappa}, \quad (2.17)$$

avec:

$$V_e(\rho_{m,i}(k)) = v_{f,m} \cdot \exp\left[-\frac{1}{a_m} \left(\frac{\rho_{m,i}(k)}{\rho_{crit,m}}\right)^{a_m}\right], \quad (2.18)$$

où  $\tau$ ,  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $a_m$  sont des paramètres,  $v_{f,m}$  est la vitesse libre du lien  $m$ ,  $\rho_{crit,m}$  est la densité critique du lien  $m$  (la densité critique à laquelle le flux est maximal dans une autoroute homogène). Les trois premiers paramètres sont identiques pour tout le réseau alors que les trois derniers paramètres dépendent du lien  $m$ . Le terme  $\kappa$  a été ajouté au dénominateur du terme d'anticipation pour éviter l'annulation du dénominateur dans le cas où  $\rho_{m,i}(k)$  est nulle.

Les équations (2.15), (2.16) et (2.17) ne concernent que les liens normaux et non pas les liens virtuels. Le modèle METANET apporte également d'autres améliorations par rapport au modèle de Payne : il tient compte des ralentissements générés par une diminution du nombre de voies de circulation, une rampe d'entrée, ...

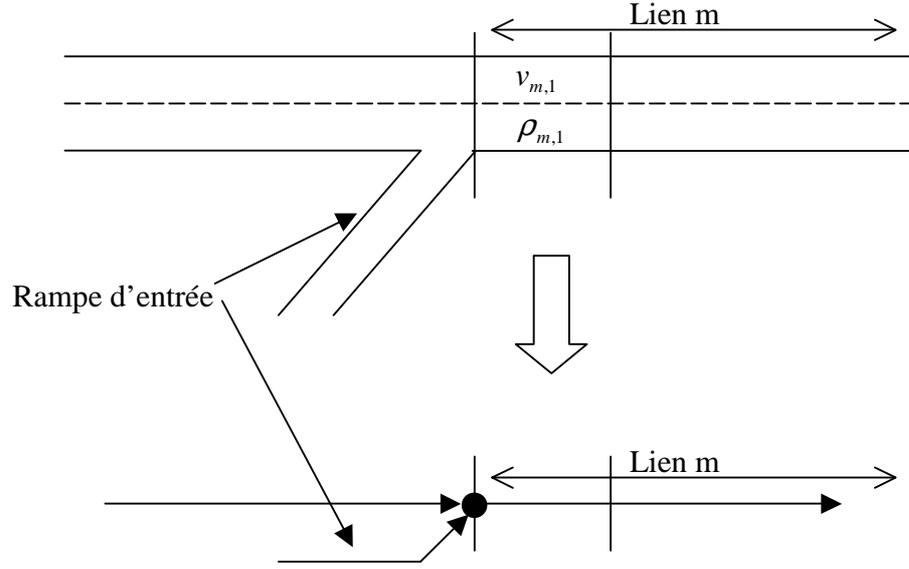


FIG. 2.7 – Fusionnement de plusieurs routes

#### 2.4.4 Modélisation des effets de fusionnement

Lorsque plusieurs liens entrent dans un même nœud  $n$ , il y a fusionnement de plusieurs routes, ce qui se produit à une jonction ou une entrée d'autoroute (cf. figure 2.7). Dans ce cas, si les liens de sorties de ce même nœud  $n$  n'ont pas de voies dédiées pour le flux de la rampe d'entrée ou de la jonction autoroute, la fusion des routes entraînent un ralentissement du flux de trafic. Le modèle METANET tient compte de cet effet en ajoutant, à l'équation de la vitesse (2.17), le terme de l'équation (2.19) pour le premier segment du lien sortant de  $n$ .

$$-\frac{\delta T q_o(k) v_{m,1}(k)}{L_m \lambda_m (\rho_{m,1}(k) + \kappa)} \quad (2.19)$$

où  $\delta$  est un paramètre du modèle et  $q_o(k)$  est le flux de sortie du nœud origine  $o$  qui représente la rampe d'entrée et  $m$  est le lien où la rampe est connectée, voir figure 2.7.

#### 2.4.5 Modélisation de la diminution du nombre de voies

Considérons deux liens successifs, séparés par un nœud  $n$ , les liens entrant  $m$  et sortant  $m'$  ayant les mêmes caractéristiques géométriques si ce n'est le nombre de voies : entre le lien  $m$  et le lien  $m'$ , une ou plusieurs voies de circulations sont supprimées (cf. figure 2.8). Suite à ce rétrécissement de la route, une décélération se produit. Le modèle METANET représente ce phénomène en ajoutant le terme de l'équation (2.20) à l'équation de vitesse (2.17) pour le dernier segment du lien  $m$ .

$$-\frac{\phi T \Delta \lambda_m \rho_{m,N_m}(k) v_{m,N_m}^2(k)}{L_m \lambda_m \rho_{crit,m}(k)} \quad (2.20)$$

où  $\phi$  est un paramètre du modèle,  $\Delta \lambda_m = \lambda_m - \lambda_{m'}$  est le nombre de voies supprimées entre les liens  $m$  et  $m'$ , voir figure 2.8.

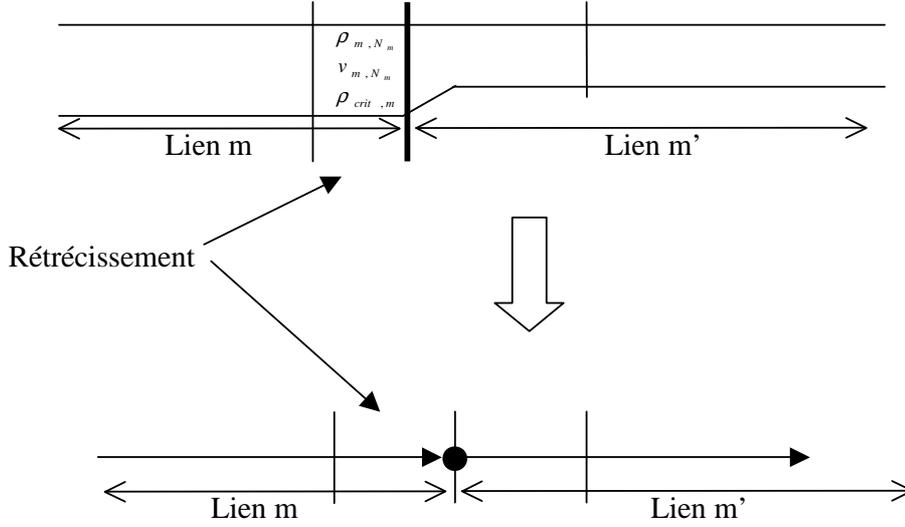


FIG. 2.8 – Diminution du nombre de voies

## 2.4.6 Densité et vitesse virtuelles et conditions aux limites

Selon l'équation de la vitesse (2.17), l'évolution dynamique de la vitesse moyenne (et par conséquent également des autres variables) dans chaque segment est influencée par la densité du segment en aval adjacent ( $\rho_{m,i+1}$  du terme d'anticipation) et par la vitesse moyenne du segment adjacent en amont ( $v_{m,i-1}$  du terme de convection). En particulier, pour chaque lien  $m$ , le calcul de la vitesse moyenne  $v_{m,1}(k)$  (respectivement  $v_{m,N_m}(k)$ ) nécessite de définir  $v_{m,0}(k)$  (respectivement  $\rho_{m,N_m+1}(k)$ ). La vitesse  $v_{m,0}(k)$  est appelée *vitesse virtuelle*. En effet, elle peut être considérée comme étant la vitesse d'un segment virtuel qui se trouve en amont du lien  $m$ . De même, la densité  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  est appelée *densité virtuelle*. Selon l'emplacement des nœuds, la densité et la vitesse virtuelles se calculent soit à partir de la densité ou de la vitesse des segments adjacents soit à partir des conditions aux limites.

### 2.4.6.1 Densité virtuelle

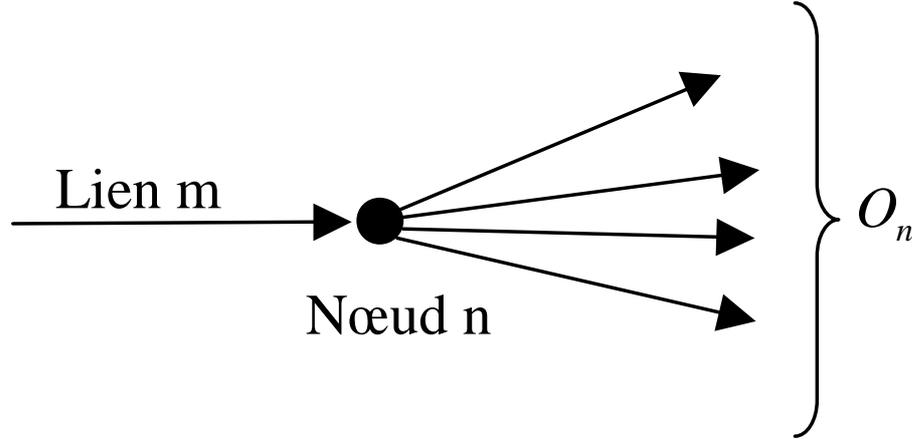
Considérons un lien  $m$  connecté en aval à un nœud  $n$ . Nous distinguons deux cas :

- le nœud  $n$  n'est pas un nœud qui est à la fois une destination et une extrémité du réseau ;
- le nœud  $n$  est à la fois une destination et une des extrémités du réseau.

Dans le premier cas, soit le nœud  $n$  n'est pas une destination, soit (comme le nœud  $d1$  de la figure 2.4) c'est une destination qui n'est pas une extrémité. En d'autres termes, il existe des liens en aval du nœud  $n$  (cf. figure 2.9). La densité virtuelle  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  est alors déterminée par la densité du premier segment de chaque lien qui se trouve juste en aval suivant l'équation (2.21).

$$\rho_{m,N_m+1}(k) = \frac{\sum_{\mu \in O_n} \rho_{\mu,1}^2(k)}{\sum_{\mu \in O_n} \rho_{\mu,1}(k)}, \quad (2.21)$$

Ainsi, la densité virtuelle  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  dépend de la densité de tous les segments adjacents en aval du lien  $m$ . En particulier, si en aval du lien  $m$ , il n'y a qu'un seul lien alors  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  correspond à la densité dans le segment adjacent en aval du lien  $m$ . Dans le cas général, la densité virtuelle n'est pas une simple moyenne des densités des segments en aval mais une moyenne de ces densités pondérées par ces mêmes densités. En d'autres termes, les sections lourdement


 FIG. 2.9 – *Densité virtuelle*

chargées contribuent beaucoup plus que les autres à la propagation de la congestion en arrière. Dans certains cas, il suffit qu'un seul lien de sortie d'un nœud  $n$  se congestionne pour que la congestion se propage dans le réseau.

Dans le cas où le nœud  $n$  est une destination qui se trouve à une extrémité du réseau, la densité virtuelle  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  est déterminée par les conditions aux limites. Ce cas est développé au paragraphe suivant.

### Les conditions aux limites - densité virtuelle

Les conditions aux limites peuvent être spécifiées par l'utilisateur au début des simulations (sinon, des valeurs par défaut sont considérées). Nous donnons les conditions aux limites aux destinations pour les densités en aval.

Pour cela, nous nous plaçons dans le cas d'un nœud  $n$  de destination connecté en aval à un lien virtuel de destination<sup>5</sup>  $\mu$  et en amont au lien  $m$ . La densité virtuelle  $\rho_{m,N_m+1}(k)$  est alors à définir. Cette densité correspond à la densité du lien de destination  $\rho_\mu(k)$ . L'utilisateur peut spécifier un scénario de densité de destination  $\rho_\mu(k)$ . Pour cela, un flux limite  $q_{limite,\mu}$  peut être défini, et la densité virtuelle est calculée comme suit :

$$\rho_\mu(k+1) = \begin{cases} \rho_{m,N_m}(k) & \text{Si } q_\mu < q_{limite,\mu}(k) \text{ et } \rho_{m,N_m}(k) < \rho_{crit,m}, \\ \rho_\mu(k) + C_\mu(q_\mu - q_{limite,\mu}) & \text{Sinon,} \end{cases} \quad (2.22)$$

où  $\rho_{m,N_m}(k)$  est la densité du dernier segment du lien amont,  $C_\mu$  est un paramètre.

Si  $\rho_\mu(k)$  et  $q_{limite,\mu}(k)$  ne sont pas définis, alors

$$\rho_\mu(k) = \rho_{m,N_m}(k)$$

Certains auteurs ont apporté des modifications par rapport au modèle METANET original. Nous présentons ici celles apportées par [70] car ce sont celles qui seront utilisées dans ce mémoire. Deux cas de conditions aux limites sont à considérer : le cas où la sortie correspond à une destination fluide, considérée dans cette thèse, ou pas. Une sortie fluide ou libre signifie que le

5. Nous rappelons qu'un lien virtuel de destination est un lien de taille nulle qui se trouve en aval d'un nœud destination et qui permet de transmettre au réseau routier l'impact des conditions de circulation en aval du réseau (cf. paragraphe 2.4.1).

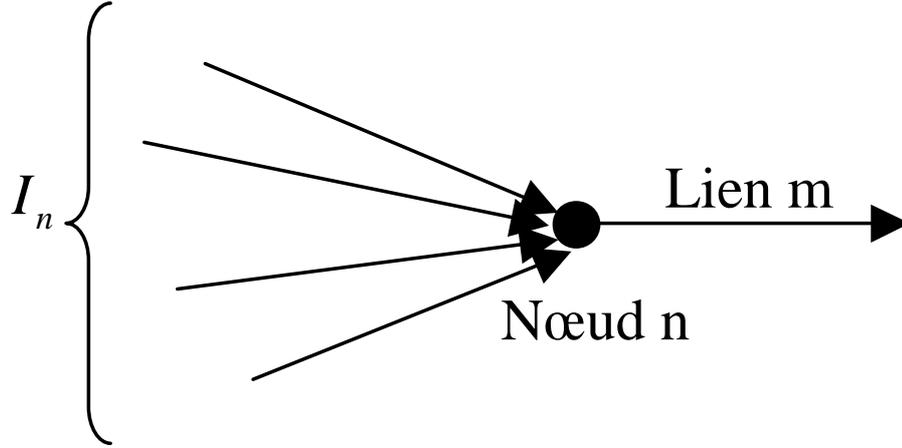


FIG. 2.10 – Vitesse virtuelle

trafic n'y est pas congestionné. La densité d'un tel lien de destination correspond à celle du segment précédent sans toutefois excéder la densité critique comme l'indique la relation (2.23):

$$\rho_{m,N_{m+1}}(k) = \min(\rho_{m,N_m}(k), \rho_{crit,m}) \quad (2.23)$$

Par contre, si la sortie du lien  $m$  n'est pas libre, une congestion en aval peut avoir une influence sur le flux de trafic dans le réseau. Dans ce cas, il est nécessaire de disposer d'un scénario de densité  $\rho_d(k)$  du lien virtuel de destination en aval de  $m$ . La densité virtuelle  $\rho_{m,N_{m+1}}$  est alors définie par l'équation (2.24) : le réseau se comporte alors comme si la sortie était libre sauf pour les valeurs élevées de la densité  $\rho_d(k)$  qui s'imposent alors.

$$\rho_{m,N_{m+1}}(k) = \max(\rho_d(k), \min(\rho_{m,N_m}(k), \rho_{crit,m})) \quad (2.24)$$

#### 2.4.6.2 Vitesse virtuelle

Considérons le nœud  $n$  qui se trouve en amont du lien  $m$ .

Comme pour le paragraphe précédent, nous distinguons deux cas : le cas où le nœud  $n$  n'est pas une origine qui se trouve à une extrémité d'un réseau et le cas où le nœud est à la fois une origine et une extrémité du réseau.

Dans le premier cas, il existe un ou plusieurs liens en amont de ce nœud (cf. figure 2.10). La vitesse virtuelle  $v_{m,0}(k)$  est alors la moyenne des vitesses  $v_{\mu,N_\mu}$  des derniers segments des liens en amont de  $\mu$  pondérée par le flux  $q_{\mu,N_\mu}$  de ces segments (cf. équation (2.25)).

$$v_{m,0}(k) = \frac{\sum_{\mu \in I_n} q_{\mu,N_\mu}(k) v_{\mu,N_\mu}(k)}{\sum_{\mu \in I_n} q_{\mu,N_\mu}(k)} \quad (2.25)$$

Dans le cas où le nœud  $n$  est une extrémité origine, la vitesse virtuelle  $v_{m,0}(k)$  est déterminée par les conditions aux limites.

#### Les conditions aux limites - vitesse virtuelle

La vitesse virtuelle  $v_{m,0}(k)$  correspond alors à la vitesse  $v_\mu(k)$  du lien virtuel d'origine  $\mu$  en amont du nœud  $n$ . Si cette vitesse n'est pas spécifiée, la vitesse virtuelle  $v_{m,0}(k)$  est égale à celle

du premier segment du lien sortant  $m$  de nœud  $n$  (cf. équation (2.26)).

$$v_\mu(k) = v_{m,1}(k) \quad (2.26)$$

### 2.4.7 Modélisation des files d'attentes

Les liens d'origine reçoivent une demande pour la transmettre au réseau, en partie ou en totalité, en passant par un nœud  $n$ . En effet, le flux transmis au réseau ne correspond toujours pas à la totalité de la demande car il peut être limité, en particulier par les conditions de trafic sur le réseau routier. Cette limitation est causée par la capacité du lien et/ou la congestion en aval et/ou les signaux de trafic (dans le cas d'une rampe dont l'accès est contrôlé par des feux). Ainsi, si la demande n'est pas totalement satisfaite, la part non transmise de cette demande est modélisée sous forme de file d'attente. L'évolution de la longueur de la file d'attente au niveau d'une origine  $o$  est donnée par l'équation (2.27).

$$\omega_o(k+1) = \omega_o(k) + T \cdot (d_o(k) - q_o(k)) \quad (2.27)$$

où  $\omega_o(k)$  est la longueur de la file d'attente à l'origine  $o$ ,  $d_o(k)$  est la demande arrivant à l'origine  $o$  et  $q_o(k)$  est le flux transmis au réseau par l'origine  $o$ .

Comme nous venons de le voir, le flux  $q_o(k)$  transmis au réseau par le nœud  $o$  ne correspond pas forcément à la demande  $d_o(k)$  qui arrive sur ce nœud. Le flux  $q_o(k)$  est limité par deux grandeurs (l'offre et la demande totale) :

- la demande totale correspond au flux de trafic disponible à l'instant  $k$  (la demande instantanée  $d_o(k)$  à laquelle est ajouté le flux  $\omega_o(k)/T$  provenant de la file d'attente) ;
- l'offre est la *capacité courante* d'accueil du lien qui reçoit le flux, c'est à dire le flux maximal que peut accueillir le lien en aval de l'origine  $o$ , compte tenu des conditions de trafic sur la chaussée principale.

En résumé, le flux de sortie  $q_o$  d'une origine  $o$  est modélisé par:

$$q_o(k) = \min(d_o(k) + \omega_o(k)/T, q_{cap,o}(k))$$

où  $d_o$  est la demande de l'origine  $o$ ,  $\omega_o$  est la longueur (en nombre de véhicules) de la file d'attente à l'origine  $o$ ,  $q_{cap,o}$  est la capacité courante du lien en aval de l'origine.

Sous des conditions d'un trafic fluide (en deçà de la densité critique), la capacité courante  $q_{cap,o}$  est égale à  $\lambda_o Q_{cap}^o$  (capacité du lien en aval de l'origine), voir figure 4.8. Par contre, si le trafic est congestionné, c'est-à-dire la densité  $\rho_{\mu,1}$  du lien en aval de l'origine est supérieure à la densité critique  $\rho_{crit,\mu}$ , la capacité courante décroît linéairement avec la densité  $\rho_{\mu,1}$  :

$$q_{cap,o} = \begin{cases} \lambda_o \cdot Q_{cap}^o & \text{Si } \rho_{\mu,1} \leq \rho_{crit}, \\ \lambda_o \cdot Q_{cap}^o \cdot \left(1 - \frac{\rho_{\mu,1} - \rho_{crit,\mu}}{\rho_{max,\mu} - \rho_{crit,\mu}}\right) & \text{Sinon} \end{cases} \quad (2.28)$$

où  $\mu$  est le lien en aval connecté à l'origine  $o$ ,  $\rho_{max,\mu}$  est la densité maximale par voie du lien  $\mu$  et  $Q_{cap}^o$ <sup>6</sup> est la capacité par voie du lien  $\mu$  définie par  $Q_{cap}^o = \rho_{crit,\mu} V_e(\rho_{crit,\mu})$  et  $\lambda_o$  est le nombre de voies du lien  $\mu$ .

Finalement, le flux transmis  $q_o(k)$  par l'origine  $o$  est donné par l'équation (2.29) :

$$q_o(k) = \min \left( d_o(k) + \omega_o(k)/T, \lambda_o \cdot Q_{cap}^o, \lambda_o \cdot Q_{cap}^o \left( \frac{\rho_{max,\mu} - \rho_{\mu,1}(k)}{\rho_{max,\mu} - \rho_{crit,\mu}} \right) \right) \quad (2.29)$$

6. Elle représente aussi la capacité par voie de l'origine  $o$  qui se trouve en amont du lien  $\mu$ .

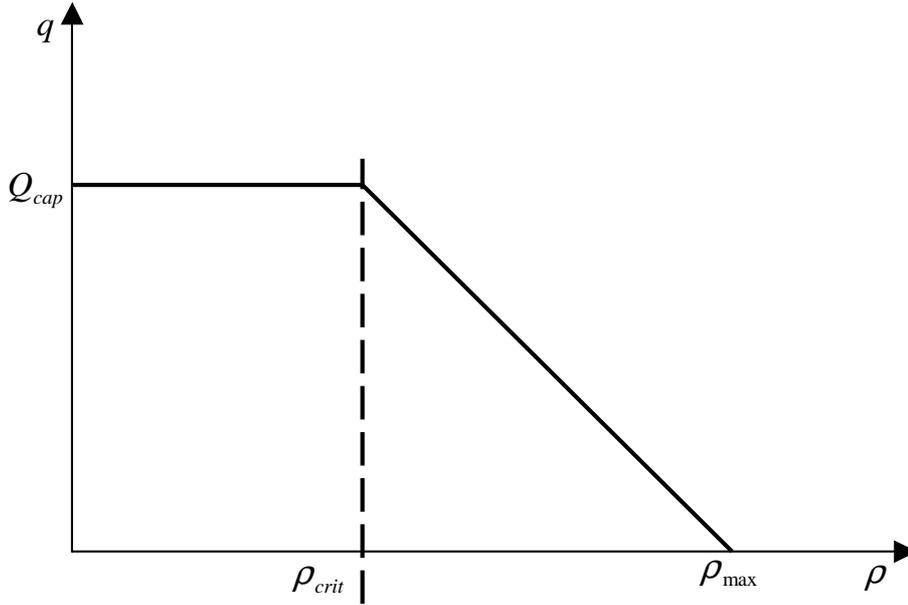


FIG. 2.11 – Capacité courante d'accueil

Le modèle METANET original ne distingue pas les origines qui se trouvent aux extrémités du réseau routier des autres qui sont au milieu comme une rampe d'entrée. Les premières correspondent à des demandes de flux provenant en amont du réseau : la file d'attente à l'origine d'une section principale est une abstraction des sections en amont de l'origine. Quant aux origines du second type, elles transmettent le flux provenant d'une rampe d'entrée. Certains auteurs modélisent différemment ces deux types d'origine. Par exemple, pour le premier type, on trouve dans la littérature [70], une variante de la capacité courante d'accueil notée  $q_{lim,\mu,1}(k)$  définie par :

$$q_{lim,\mu,1}(k) = \begin{cases} \lambda_{\mu} v_{lim,\mu,1}(k) \rho_{crit,\mu} \left[ -a_{\mu} \ln \left( \frac{v_{lim,\mu,1}(k)}{v_{f,\mu}} \right) \right] \frac{1}{a_{\mu}} & \text{Si } v_{lim,\mu,1}(k) < V_e(\rho_{crit,\mu}) \\ \lambda_{\mu} Q_{cap}^o & \text{Si } v_{lim,\mu,1}(k) \geq V_e(\rho_{crit,\mu}) \end{cases} \quad (2.30)$$

où  $\mu$  est le lien auquel l'origine  $o$  est connectée, et  $v_{lim,\mu,1}(k)$  est le minimum entre la vitesse dans le premier segment de  $\mu$  et une éventuelle limitation de vitesse. Ainsi, la capacité courante d'accueil dépend non pas de la densité dans le premier segment en aval de l'origine mais de la vitesse dans ce segment (ou de la limitation dynamique de la vitesse le cas échéant). L'équation (2.30) peut être représentée dans le plan  $(\rho, q)$  : en effet, puisque  $q = \rho v$ , la vitesse d'un point  $M$  dans le repère  $(O; \rho, q)$  est la pente de la droite  $(OM)$  avec l'axe des abscisses. La grandeur

$\rho_{crit,\mu} \left[ -a_{\mu} \ln \left( \frac{v_{lim,\mu,1}(k)}{v_{f,\mu}} \right) \right] \frac{1}{a_{\mu}}$  correspond à  $V_e^{-1}(v_{lim,\mu,1})$ . Ainsi, le diagramme fondamental et la représentation dans le plan  $(\rho, q)$  de la capacité courante d'accueil en fonction de la vitesse coïncident dans la partie congestionnée (figure 2.12).

Nous venons de présenter deux modifications apportées par [70] : la première concerne les conditions aux limites à la sortie du réseau (paragraphe 2.4.6) et la deuxième concerne la modification des origines autre que la rampe d'entrée (paragraphe 2.4.7). Dans le paragraphe suivant, il est question d'extensions du modèle METANET pour représenter l'effet sur le réseau des actions

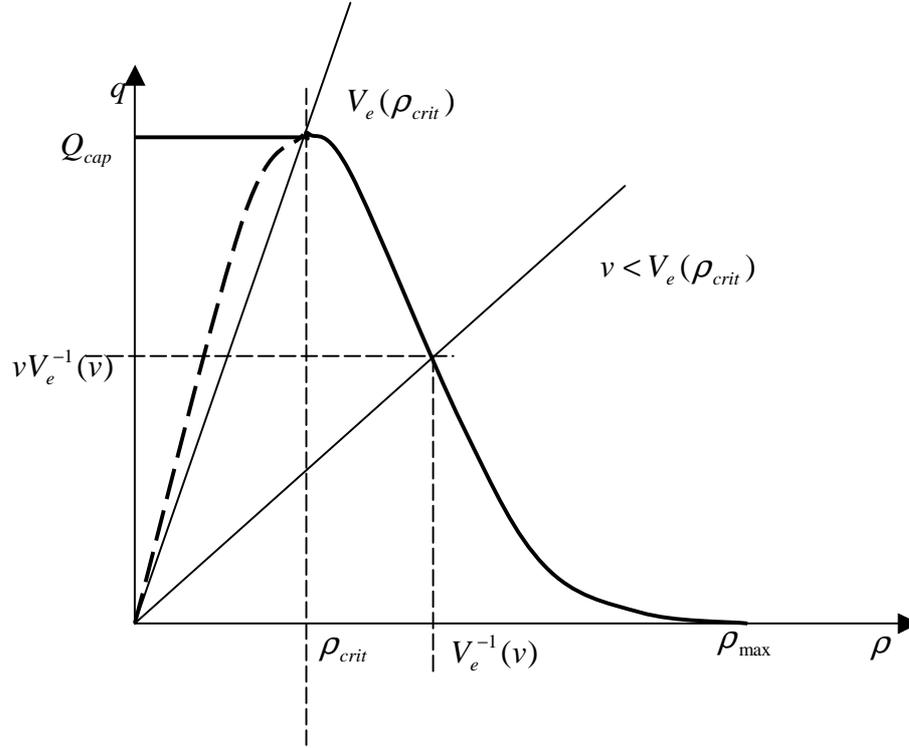


FIG. 2.12 – Variante de la capacité courante d'accueil par Hegyi

de contrôle.

## 2.5 Modèle METANET étendu

Le modèle METANET original a fait l'objet d'extensions [70, 21] pour prendre en considération l'impact qu'ont certains systèmes de contrôle sur le réseau. Nous allons nous intéresser en particulier au contrôle d'accès et à la limitation dynamique de la vitesse.

### 2.5.1 Contrôle d'accès

Le contrôle d'accès consiste à agir sur la demande au niveau de l'origine de la rampe pour limiter le débit d'accès qui provient de la rampe. Le contrôle d'accès influe sur le flux transmis au réseau routier à partir de la rampe. Il s'agit donc de remplacer l'équation (2.29) par une autre qui tient compte du contrôle d'accès. Nous avons vu que le flux transmis  $q_o(k)$  était limité par la demande disponible et la capacité courante d'accueil : il faut également tenir compte de la limitation de flux imposée par le contrôle d'accès.

Plusieurs variantes existent. En particulier dans [128], une première variante est donnée par l'équation (2.31) :

$$q_o(k) = \min \left[ d_o(k) + \frac{\omega_o(k)}{T}, Q_{cap}^o \min \left( r_o(k), \frac{\rho_{max,\mu} - \rho_{\mu,1}(k)}{\rho_{max,\mu} - \rho_{crit,\mu}} \right) \right] \quad (2.31)$$

où  $Q_{cap}^o$  est la capacité de l'origine  $o$  en (véh/h) sous les conditions fluides, le lien  $\mu$  est celui où l'origine est connectée et  $r_o(k)$  est le taux d'accès : il s'agit d'une valeur réelle comprise entre 0

(rampe totalement fermée) et 1 (rampe complètement ouverte).

Dans la deuxième variante [129, 220] le flux de la rampe  $q_o(k)$  est égal au taux d'accès  $\tilde{r}_o(k)$  multiplié par le minimum de trois grandeurs : le trafic disponible au pas de simulation  $k$  (file d'attente plus la demande), la capacité de l'origine et le flux maximal qui peut entrer dans l'autoroute grâce aux conditions de la chaussée principale :

$$q_o(k) = \tilde{r}_o(k) \min \left[ d_o(k) + \frac{\omega_o(k)}{T}, Q_{cap}^o \min \left( 1, \frac{\rho_{max,m} - \rho_{m,1}(k)}{\rho_{max,m} - \rho_{crit,m}} \right) \right] \quad (2.32)$$

où  $\tilde{r}_o(k) \in [0,1]$  est également un taux d'accès. Il ne s'interprète cependant pas de la même manière que le taux  $r_o(k)$  de l'équation (2.31). En effet, le taux  $r_o(k)$  est un facteur limitant simplement la capacité de la rampe alors que  $\tilde{r}_o(k)$  est un facteur limitant le flux issu de la rampe : le taux  $r_o(k)$  correspond au flux autorisé à sortir de la rampe alors que l'interprétation de  $\tilde{r}_o(k)$  est lié au signal du débit d'accès.

Dans les simulations qui font l'objet des chapitres suivants, nous avons utilisé l'équation (2.31), parce qu'il y a un taux d'accès constant correspondant au flux maximum constant autorisé à entrer dans l'autoroute. C'est un avantage quand le taux d'accès est limité et les limites inférieure et supérieure correspondent à un certain flux (en pratique déterminé par les limites du cycle ou le temps du vert et rouge). L'avantage de la deuxième formulation est que le taux d'accès  $\tilde{r}_o(k) < 1$  correspond aux situations où le contrôle d'accès est le facteur limitant le flux de la rampe (et non pas la capacité de la rampe ou les conditions de trafic sur l'autoroute), qui peut être un avantage dans l'interprétation du signal du contrôle d'accès.

### 2.5.2 Limitation variable de la vitesse

La limitation de la vitesse est une mesure de contrôle de trafic autoroutier (variable speed limits (VSL) en anglais). Elle peut être fixe ou dynamique et fait partie de la commande par lien. Une limitation dynamique de vitesse (LDV) est communiquée aux conducteurs à l'aide des PMV. Dans la suite de ce mémoire, nous allons utiliser la notation LDV chaque fois que l'on fera référence à une limitation dynamique de vitesse. Bien qu'affichées sur des panneaux à message variable (PMV), les LDV ont, pour le code de la route, le même statut que les limitations de vitesse fixes imposées par les panneaux de signalisation classique : dans les deux cas, il est strictement interdit de dépasser la vitesse affichée.

Les installations de LDV ont été introduites d'abord en Allemagne il y a trois décennies. Aujourd'hui plusieurs pays européens ont installé des LDV (plus de 800 km de route ont été équipés de LDV en Allemagne), aux États-Unis, etc ... [21]. Le principal effet d'une installation de LDV est l'amélioration de la sécurité. Des études d'évaluation de l'effet de la LDV sur la sécurité ont indiqué une réduction du nombre des accidents de 20 à 30% après avoir mis en œuvre une telle installation. Cet impact positif sur la sécurité est dû aux réductions des vitesses et à l'homogénéisation des vitesses individuelles et des vitesses moyennes entre les voies de l'autoroute qui évitent les changements de voies dangereux. Pour cette raison, le choix des portions d'autoroutes où sont installées les LDV, est guidée dans plusieurs pays, par l'apparition des accidents.

Plusieurs tests sur le terrain ont été effectués en France et ailleurs dans le monde, correspondant à des vitesses maximales ou à des vitesses conseillées. En France, sur les autoroutes (A6, A7, A10...), des régulations ont permis de diminuer la vitesse moyenne ainsi que l'écart de vitesse moyenne entre deux voies consécutives. On a pu constater également que dans ces situations, la voie lente était mieux exploitée. Le système Marius (MARseille Information USagers)

est installé définitivement sur l'axe Aix-Marseille (autoroute A7) et l'axe Aubagne-Marseille (autoroute A50) [90].

D'autres pays européens ont effectué des évaluations de cette stratégie de régulation des vitesses limites sur les autoroutes comme l'Allemagne (A3, A5, A8...), l'Angleterre (M1, M25), Pays-Bas (A2, A16), en Finlande, en Suède, en Suisse (Coppet, Brugg...), aux États-Unis et en Australie.

L'idée d'utiliser la LDV a parfois été évoquée pour la fluidification de trafic. En effet, la LDV présente des similitudes avec le contrôle d'accès: celui-ci "stocke" les véhicules dans la rampe alors que la LDV revient à les "stocker" sur la chaussée principale [21]. Le problème est de décider quand cette signalisation sera appliquée. [208, 5] proposent, pour allumer et éteindre les panneaux, d'utiliser la valeur de la densité: la solution du problème de contrôle consiste à choisir deux seuils bas et haut pour la commutation, ces deux seuils peuvent être déterminés par la maximisation du flux. Cependant, les installations courantes de LDV emploient des stratégies de contrôle basées sur des règles simples pour leur déclenchement. Les décisions d'affichage en temps réel se basent sur des seuils pré-sélectionnés des flux, de l'occupation ou de la vitesse. Pour ces seuils nous n'avons pas forcément une amélioration du flux de trafic d'après [21].

Pour réaliser une amélioration de flux, il est nécessaire d'étudier l'impact de la LDV sur le comportement macroscopique de trafic et en particulier sur le diagramme fondamental. Cet effet n'a pas été suffisamment étudié avec des données réelles [175]. En effet de telles études permettent une compréhension des impacts qualitatifs et quantitatifs de la LDV: cette compréhension est à la base de l'évaluation ou de l'amélioration des stratégies de contrôle existantes ou du développement de nouvelles stratégies de contrôle qui peuvent améliorer le flux de trafic.

Les premières études dans [243, 245] étaient basées sur des données de trafic réelles d'une autoroute allemande de deux voies avec et sans LDV, elles sont résumées dans [244]. Les résultats issus de ces études indiquent un effet d'homogénéisation de la vitesse (petites différences de vitesse) entre les véhicules individuels ainsi qu'entre les voies de l'autoroute sous l'impact de la LDV. Ces résultats sont utilisés pour une meilleure compréhension de l'impact de la LDV sur la distribution des vitesses des véhicules individuels, mais ne révèlent pas l'impact de la LDV sur le comportement de trafic macroscopique. Celui-ci n'a été étudié que d'une façon qualitative par [244]: l'auteur n'a pas commenté la possibilité d'augmenter l'occupation critique sous l'influence de la LDV. Parmi les études sur l'impact de la LDV sur le diagramme fondamental, nous pouvons citer les travaux de Cremer, ceux de Heygi et ceux de Papageorgiou que nous allons exposer ci-dessous.

### 2.5.2.1 Modèles de Cremer

Les premiers modèles macroscopiques de LDV sont les deux modèles proposés par Cremer [33]. Ils se sont basés sur les observations faites par Zakor [243, 245].

Les deux modèles sont donnés par les équations:

$$V_e(\rho, u) = v_f u \exp\left(-\frac{(1+u)}{4} \left(\frac{\rho}{\rho_{crit}}\right)^2\right), \quad (2.33)$$

$$V_e(\rho, u) = v_f u \exp\left(1 - \left(\frac{\rho}{\rho_{max}}\right)^{(l-1)(3-2u)}\right)^{\frac{1}{1-m}}, \quad (2.34)$$

où,  $V_e(\rho, u)$  est la vitesse à la densité  $\rho$ ,  $l$  et  $m$  sont des paramètres, tels que  $0 < m < 1$  et  $l > 1$ . La vitesse de contrôle est liée au paramètre  $u$  ( $0.6 \leq u \leq 1$ ) selon le tableau 2.1.

TAB. 2.1 – Correspondance entre la limitation de vitesse et le paramètre  $u$  (pour  $v_f = 125$  km/h)

| $u$  | Limitation de vitesse (km/h) |
|------|------------------------------|
| 1    | aucune limitation            |
| 0.84 | 105                          |
| 0.72 | 90                           |
| 0.6  | 75                           |

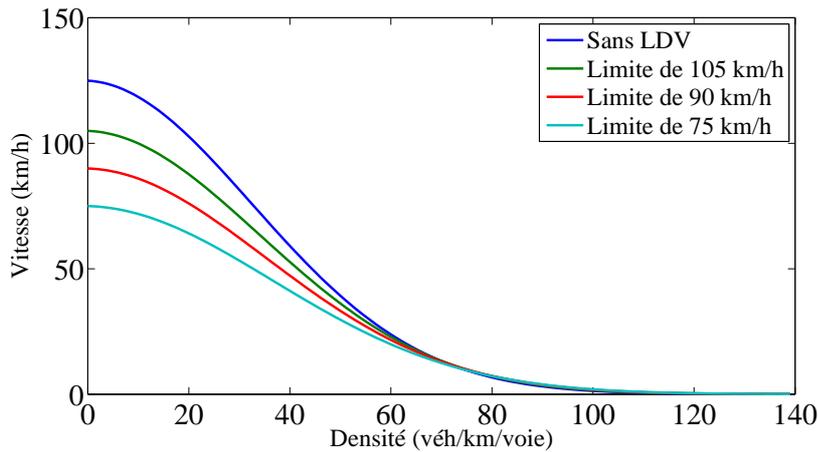


FIG. 2.13 – Premier modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre ( $v_f = 125$  km/h,  $\rho_{crit} = 33.5$  véh/km/voie)

Les courbes vitesse-densité, et flux-densité sont données sur les figures suivantes, figure 2.13, figure 2.14 pour le premier modèle et figure 2.15, figure 2.16 pour le deuxième modèle.

Ces deux modèles qualitatifs proposent un changement du diagramme fondamental dû à la LDV, avec une augmentation exagérée de la capacité du deuxième modèle. Les dernières études néerlandaises ne présentent aucune augmentation de la capacité qui peut être attribuée à la LDV [208], même sous une LDV conseillée non obligatoire. Ces modèles de LDV sont incorporés dans un modèle dynamique général conduisant à une formulation de contrôle optimal [33, 5]. Cependant, une loi de contrôle heuristique a été utilisée à cause de la taille du problème et ses paramètres sont optimisés.

Les inconvénients de ces deux modèles sont donnés dans la thèse de Heygi [70] : pour le premier modèle, les conducteurs diminuent leurs vitesses même si la limitation de vitesse est grande (ils peuvent rouler à une vitesse moyenne plus importante), ainsi les deux courbes vitesse-densité et flux-densité sont affectées. Pour le deuxième modèle, deux comportements différents, pour les densités moyennes (autour de la densité critique) et les hautes densités, sont décrits. Pour les hautes densités, la vitesse d'équilibre croît pour une faible limitation de vitesse. Pour les moyennes densités, la capacité augmente du fait de l'observation de vitesses individuelles des véhicules très proches les unes des autres. Dans la théorie cette explication est possible [208], mais quelques expérimentations montrent que cet effet est négligeable [209, 225]. La plupart des modèles trouvés dans la littérature sont basés sur les deux modèles de Cremer [5, 6, 134].

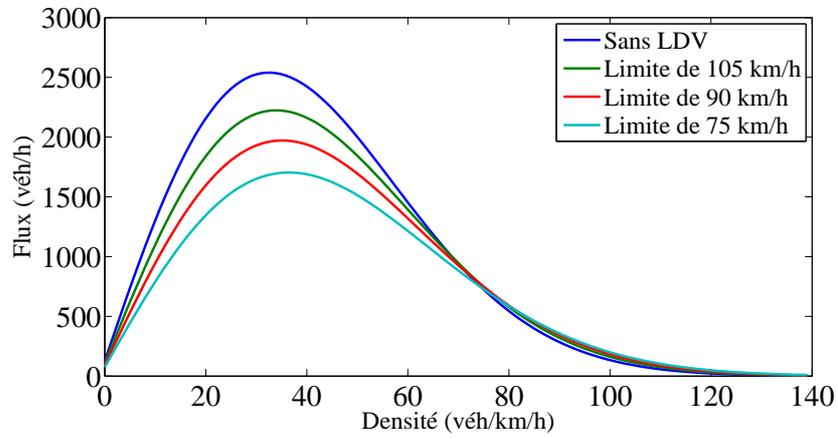


FIG. 2.14 – *Premier modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ ,  $\rho_{crit} = 33.5 \text{ véh/km/voie}$ )*

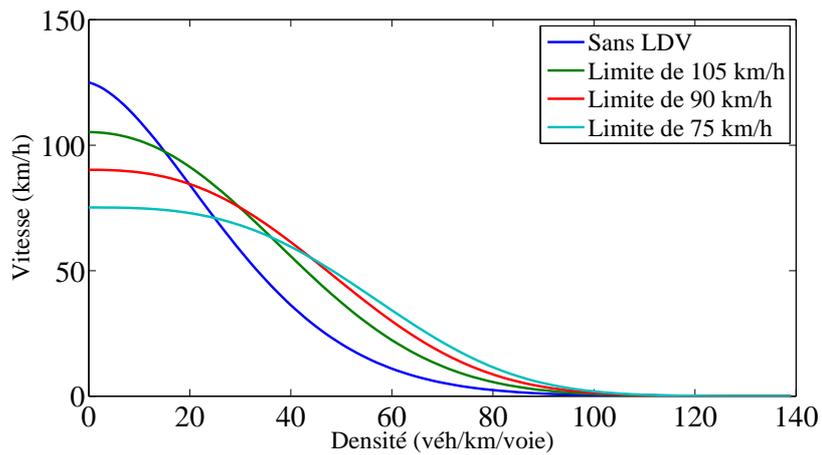


FIG. 2.15 – *Deuxième modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ ,  $\rho_{max} = 140 \text{ véh/km/voie}$ ,  $m = 0.9$ ,  $l = 2.7$ )*

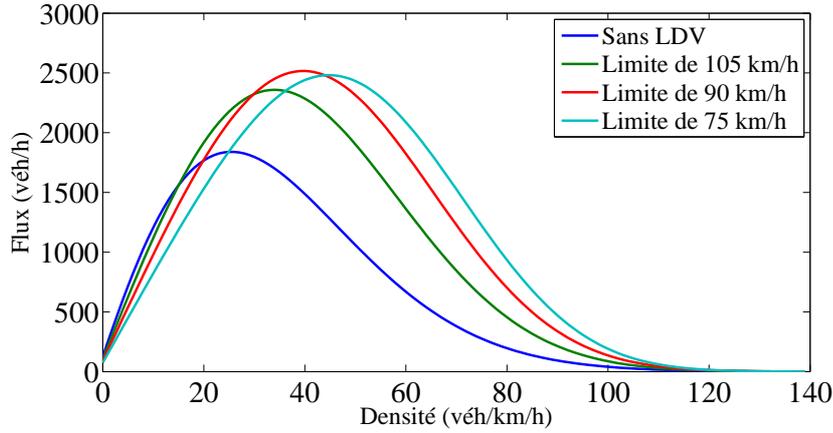


FIG. 2.16 – Deuxième modèle de Cremer : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental ( $v_f = 125 \text{ km/h}$ ,  $\rho_{max} = 140 \text{ véh/km/voie}$ ,  $m = 0.9$ ,  $l = 2.7$ )

### 2.5.2.2 Modèle de Heygi

Hegy dans [70], a présenté un autre modèle pour supprimer les inconvénients des modèles définis ci-dessus. L'approche est similaire à celle utilisée par Hoogendoorn [84]. Pour chaque segment de route pour laquelle la vitesse est limitée, la vitesse d'équilibre est modifiée et est donnée par l'équation (2.35) :

$$V_e(\rho_{m,i}(k)) = \min\left(v_{f,m} \cdot \exp\left[-\frac{1}{a_m} \left(\frac{\rho_{m,i}(k)}{\rho_{crit,m}}\right)^{a_m}\right], (1 + \alpha)v_{control,m,i}(k)\right), \quad (2.35)$$

où  $v_{control,m,i}(k)$  est la vitesse limite imposée dans le segment  $i$  du lien  $m$ , au pas de simulation  $k$  et  $(1 + \alpha)$  est le facteur de non conformité. Une valeur positive de  $\alpha$  (en général  $\alpha \approx 0.1$ ) modélise le fait que les automobilistes ne respectent pas, en moyenne, tout à fait la limitation de vitesse affichée. Par contre, une valeur négative de  $\alpha$  (par exemple  $\alpha = -0.1$ ) représente une limitation de vitesse renforcée par la présence d'un radar ou d'un agent des forces de l'ordre. Dans ce cas, les conducteurs respectent la limitation de vitesse en adoptant une marge de sécurité par peur de se faire verbaliser. Le renforcement joue un rôle important dans la conformité [70].

La figure 2.17, donne l'allure de la vitesse d'équilibre pour différentes limitations de vitesse. Pour les faibles densités, la vitesse d'équilibre (vitesse à laquelle roulent les véhicules en régime stationnaire) correspond à la limitation de vitesse (au facteur de non-conformité près). Par contre, pour les fortes densités, la limitation de vitesse n'a aucun effet car, dans ce cas, la vitesse d'équilibre est déterminée par les conditions de trafic. Sur le diagramme fondamental, cela se traduit par le fait que la partie gauche du diagramme est remplacée par une droite dont la pente correspond à la limitation de vitesse (figure 2.18) [70].

Ainsi, une limitation de vitesse a pour effet de diminuer la capacité de la route mais d'augmenter la densité critique.

### 2.5.2.3 Modèle de Papageorgiou

Récemment, l'effet de la LDV sur le comportement de trafic agrégé (diagramme flux-densité) a été étudié [179, 175] en se basant sur les données de trafic d'une autoroute européenne où un algorithme de contrôle LDV basé sur un seuil flux/vitesse est utilisé. Le travail consiste

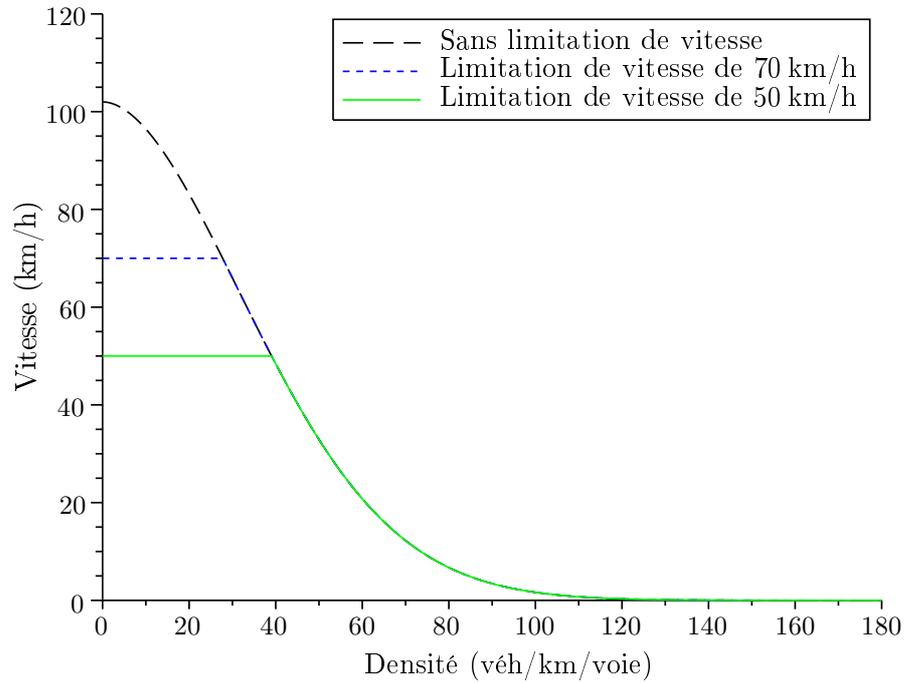


FIG. 2.17 – Modèle de Hegyi : effet de la limitation de vitesse sur la vitesse d'équilibre

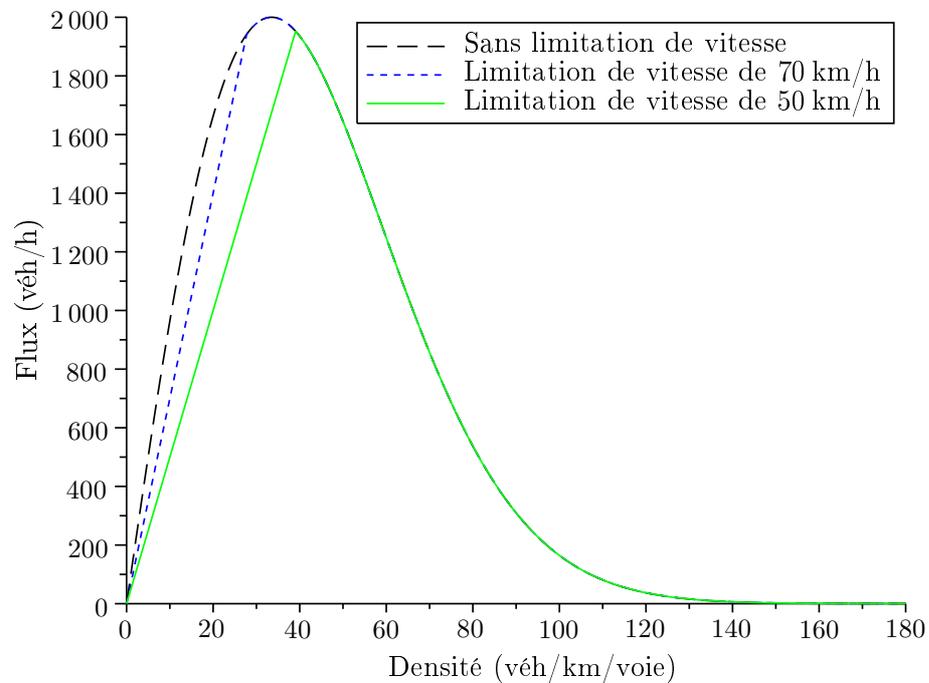


FIG. 2.18 – Modèle de Hegyi : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental

principalement à vérifier quelques importantes conjectures concernant l'impact de la LDV sur la courbe flux-densité. Quelques résultats des études sont résumés dans [21]. Cet impact de la LDV sur le comportement macroscopique de trafic est reflété par un modèle quantitatif proposé dans [175].

Papageorgiou, comme un bon nombre d'autres chercheurs, a essayé d'intégrer l'impact de la LDV dans le modèle original METANET. Ce modèle contient trois paramètres constants spécifiques aux liens dans le diagramme fondamental : la vitesse libre  $v_{f,m}$ , la densité critique  $\rho_{crit,m}$  et le paramètre  $a_m$ . La relation flux-densité qui décrit le diagramme fondamental pour chaque lien peut être étendue pour intégrer l'effet de la limitation de vitesse LDV sur le comportement du flux de trafic sous l'hypothèse qu'une seule valeur de vitesse limite est affichée dans chacun des liens (en utilisant des PMV). Dans le modèle de Papageorgiou, il est nécessaire de définir des variables  $b_m(k)$  durant l'intervalle de temps  $[kT, (k+1)T]$  pour un lien spécifique  $m$ . Ces variables sont considérées comme étant des variables de contrôle et sont appelés des taux LDV. Chaque valeur de taux LDV reflète une valeur de LDV avec  $b_m(k) \in [b_{min,m}, 1]$  où  $b_{min} \in (0,1)$  est la plus petite limite admissible pour le taux LDV. Ces variables de contrôle sont intégrées dans le diagramme fondamental comme dans les anciens travaux [33, 5, 70, 189]. Ceci est possible en rendant les trois paramètres du diagramme fondamental dépendants de  $b_m$  en se basant sur des données réelles de [179, 175, 112] ce qui donne les fonctions linéaires suivantes :

$$v_{f,m}[b_m(k)] = v_{f,m}^* b_m(k) \quad (2.36)$$

$$\rho_{crit,m}[b_m(k)] = \rho_{crit,m}^* (1 + A_m[1 - b_m(k)]) \quad (2.37)$$

$$a_m[b_m(k)] = a_m^* [E_m - (E_m - 1)b_m(k)] \quad (2.38)$$

Où  $v_{f,m}^*$ ,  $\rho_{crit,m}^*$ ,  $a_m^*$  représentent les valeurs spécifiques sans LDV et  $A_m$ ,  $E_m$  sont des paramètres constants positifs devant être estimés en se basant sur des données réelles.

D'après l'équation (2.36), le taux  $b_m$  est égal au rapport entre la vitesse libre  $v_{f,m}$  avec LDV et la vitesse libre  $v_{f,m}^*$  sans LDV : autrement dit, le quotient de la LDV affichée divisée par la vitesse moyenne sans LDV. Donc, si  $b_m(k) = 1$  alors aucune LDV n'est appliquée et les paramètres  $v_{f,m}$ ,  $\rho_{crit,m}$  et  $a_m$ , dans les équations (2.36), (2.37) et (2.38), atteignent leur valeur sans LDV, c'est à dire  $v_{f,m}^*$ ,  $\rho_{crit,m}^*$  et  $a_m^*$ . Puisque les paramètres  $A_m$  et  $E_m$  sont positifs, d'après les équations (2.37), (2.38), la densité critique  $\rho_{crit,m}$  et le paramètre  $a_m$  décroissent linéairement lorsque la limitation de la vitesse décroît (lorsque  $b_m$  décroît à partir de 1). Comme le montre la figure 2.19, à chaque limitation de vitesse correspond un diagramme fondamental.

Étant donné que les courbes se croisent, il est possible dans certains cas d'avoir, pour une même densité, un flux d'équilibre plus important lorsqu'une limitation de vitesse est appliquée.

### 2.5.3 Calcul du critère global de performance

Pour évaluer et comparer l'efficacité de différentes mesures de contrôle et/ou des stratégies de contrôle, des critères de performance globaux sont calculés sur un horizon de temps de simulation :

Temps Total de Trajet (TTT) :

$$TTT = T \sum_k \sum_m L_m \lambda_m \sum_i \rho_{m,i}(k)$$

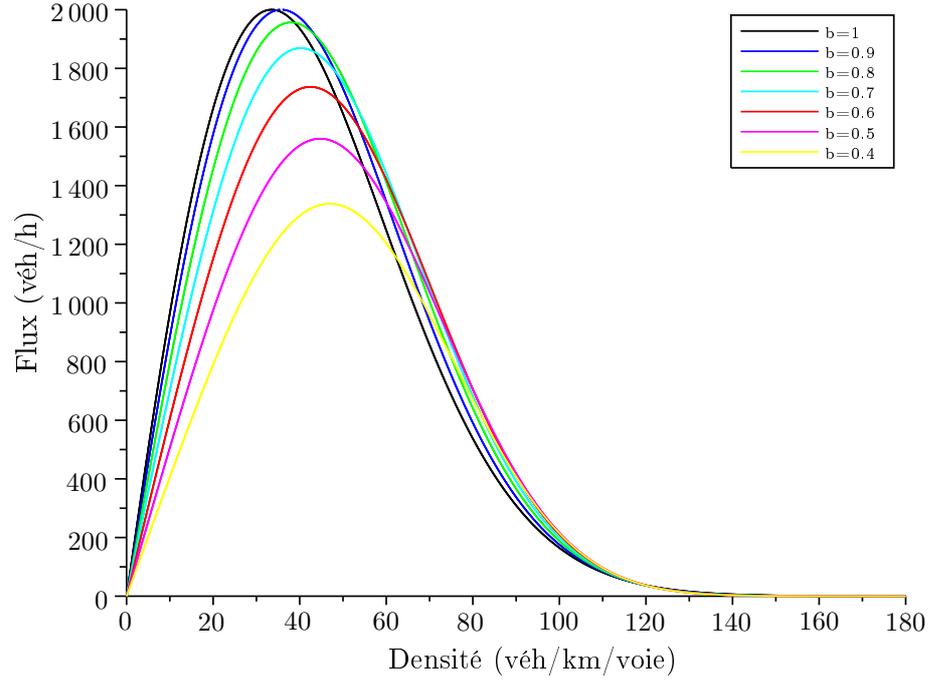


FIG. 2.19 – *Modèle de Papageorgiou : effet de la limitation de vitesse sur le diagramme fondamental* ( $v_{f,m}^* = 102 \text{ km/h}$ ,  $\rho_{crit,m}^* = 33.5 \text{ véh/km/voie}$ ,  $a_m^* = 1.867$ ,  $A_m = 0.67$ ,  $E_m = 1.82$ )

Temps Total d'Attente aux origines (TTA) :

$$TTA = T \sum_k \sum_{o=1}^O \omega_o(k)$$

où  $O$  est le nombre total d'origines du réseau. Ce critère représente les temps d'attente à toutes les origines pendant l'horizon du temps de simulation.

Un temps d'attente à une origine apparaît suite à l'existence d'une file d'attente. Une file d'attente est créée à cause de la limitation de la capacité et/ou de la propagation de la congestion en amont et/ou des mesures du contrôle d'accès, qui réduit le flux d'entrée du réseau à des valeurs au dessous de la demande de cette origine.

Le Temps Total Passé par les conducteurs (TTP) est la somme du TTT et du TTA :

$$TTP = TTT + TTA$$

La Distance Totale de Trajet (DTT) (en véh-km) représente la distance totale de trajet effectuée par tous les véhicules dans le réseau durant l'horizon du temps de simulation :

$$DTT = \sum_k T \sum_m \sum_i q_{m,i}(k) \cdot L_m$$

## 2.6 Conclusion

Ce chapitre est consacré aux modèles de trafic. Après un aperçu des différents types de modèles existants, nous nous sommes intéressés principalement aux modèles macroscopiques car

ils sont les plus appropriés pour la commande de trafic. En particulier, nous avons développé en détail le modèle macroscopique *METANET*.

*METANET* est un outil de simulation dynamique des problèmes d'ingénierie de trafic des réseaux autoroutiers. Il peut être appliqué à des réseaux autoroutiers, multi-origines, multi-destinations, multi-route avec des caractéristiques géométriques incluant des bifurcations, des jonctions, des rampes d'entrée et des rampes de sortie. *METANET* permet la simulation de tout genre de conditions de trafic (fluide, congestionné) et reproduit le phénomène de la chute de capacité, le phénomène qui aggrave la congestion et l'amplifie. Pour résoudre un problème de congestion il faut que le modèle de simulation soit capable de reproduire ce phénomène.

En plus du contrôle d'accès (ainsi que l'accès autoroute-autoroute) et de la limitation de la vitesse, *METANET* considère l'application des mesures de contrôle de trafic, telles que le guidage de route. Plusieurs options sont offertes pour décrire, lorsque plusieurs itinéraires peuvent être empruntés par un conducteur, comment le choix est effectué. Les considérations de guidage de route dans *METANET* sont basées sur la notion des pourcentages directionnels par destination aux nœuds de bifurcations. Cette approche permet aussi la considération de guidage de route pour une partie du réseau (plutôt que tout le réseau). Des indices d'évaluation globale sont ainsi calculés tels que : le Temps Total Passé par les conducteurs dans le réseau, la Distance Totale Parcourue, la consommation totale du fuel et le Temps Total d'Attente aux origines. Le modèle *METANET* de Papageorgiou a été aussi critiqué dans [113] puisqu'il présente plusieurs phénomènes non réels. Cependant, Karaaslan, Varaiya et Walrand dans [113] ont proposé un modèle pour éliminer ces phénomènes non réels.

Nous avons pu mettre en évidence dans ce chapitre les avantages du modèle *METANET* devant d'autres modèles macroscopiques tirés de la littérature. Nous pouvons les résumer rapidement et citer entre autres, sa facilité d'utilisation, sa rapidité d'exécution, la fidélité avec laquelle il permet de reproduire divers phénomènes notamment la chute de capacité. Compte tenu de ces remarques, nous avons donc reposé l'ensemble de notre étude sur ce modèle. Il nous a permis de tester plusieurs algorithmes de régulation dont ceux que nous proposons et qui seront présentés dans les chapitres suivants.

En particulier, dans le chapitre suivant, nous présentons une nouvelle stratégie de contrôle d'accès. Cette stratégie sera testée à l'aide de simulations et comparée aux stratégies *ALINEA* et une de ses variantes.

## Chapitre 3

# Nouvelle stratégie de contrôle d'accès réactive locale

### Sommaire

---

|            |   |            |
|------------|---|------------|
| <b>3.1</b> | <b>Introduction</b>   | <b>71</b>  |
| <b>3.2</b> | <b>Développement et principe de la nouvelle stratégie de contrôle d'accès DFC</b> | <b>72</b>  |
| 3.2.1      | Contrôle d'accès avec ou sans gestion de la file d'attente                        | 73         |
| 3.2.2      | Contrôle d'accès avec deux stations de mesures sur la route principale            | 74         |
| 3.2.3      | Contrôle d'accès avec une seule station de mesures sur la route principale        | 76         |
| <b>3.3</b> | <b>Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée</b>                     | <b>78</b>  |
| 3.3.1      | Description du réseau simulé  | 78         |
| 3.3.2      | Scénario des demandes   | 79         |
| 3.3.3      | Détermination de la capacité et de la densité critique factuelles                 | 80         |
| 3.3.4      | Résultats de simulation du contrôle d'accès avec gestion de la file d'attente     | 82         |
| 3.3.5      | Résultats de simulations du contrôle d'accès sans gestion de la file d'attente    | 90         |
| <b>3.4</b> | <b>Exemple d'application dans un cas d'une rampe et un rétrécissement</b>         | <b>97</b>  |
| 3.4.1      | Le réseau routier étudié  | 97         |
| 3.4.2      | Scénario des demandes   | 99         |
| 3.4.3      | Détermination de la densité critique et de la capacité factuelles                 | 99         |
| 3.4.4      | Résultats des simulations   | 100        |
| <b>3.5</b> | <b>Conclusion</b>   | <b>112</b> |

---

### 3.1 Introduction

Les problèmes auxquels nous allons nous intéresser sont les congestions qui peuvent survenir, aux heures de pointe, dans les goulots d'étranglement tels que les rampes d'entrée ou les rétrécissements de la chaussée. Pour résoudre ce genre de problèmes, plusieurs actions et mesures de contrôle peuvent être appliquées, et en particulier celles développées dans ce mémoire : un contrôle d'accès basé sur l'équation de conservation fera l'objet de ce chapitre [104]. Des résultats de simulation seront donnés pour des scénarios.

Les approches de commande des systèmes de flux de trafic routier présentés dans ce chapitre sont en continuité avec les travaux entrepris dans l'équipe Modélisation et Commande des Systèmes Complexes du laboratoire de génie informatique et d'automatique de l'Artois (LGI2A) depuis de nombreuses années [3, 4] sur l'utilisation de la commande plate dans le cadre du contrôle d'accès. Il s'agissait alors de décrire l'évolution du système sous forme d'équation d'état et de définir une *sortie plate* [49, 50]. Cette sortie plate avec un ensemble fini de ses dérivées successives permet de paramétrer tout le comportement de notre système. Ceci permet alors, en définissant une trajectoire désirée pour la sortie plate, d'obtenir la commande. C'est ainsi que nous avons utilisé la commande plate pour un modèle de trafic du premier ordre [103] : la sortie plate était la densité sur la chaussée principale au niveau de la rampe. Par contre, la recherche d'une sortie plate a été un point délicat dans le cas du modèle METANET car il n'a pas été possible de rendre plat le système de trafic. Cependant, l'idée générale de la commande plate a été reprise : en effet, même si le système n'est pas plat au sens strict du terme, il a été possible de déterminer une commande qui permet d'obtenir la trajectoire souhaitée pour le système<sup>7</sup>.

Ce chapitre est organisé de la façon suivante. Dans la section 3.2, nous présentons la nouvelle stratégie de contrôle d'accès avec son principe de fonctionnement. La section 3.3 présente des résultats de simulations concernant la nouvelle stratégie de contrôle d'accès et la section 3.4 présente des comparaisons de la nouvelle stratégie avec deux stratégies de contrôle d'accès : ALINEA et PI-ALINEA. À la fin du chapitre des conclusions vont être tirées dans la section 3.5.

## 3.2 Développement et principe de la nouvelle stratégie de contrôle d'accès DFC

Par définition, le contrôle d'accès réactif local, mis en œuvre à l'aide des feux de signalisation, cherche à déterminer en temps réel le débit  $Q_r$  autorisé à accéder à la chaussée principale à partir de la rampe d'entrée. Ce débit est calculé en utilisant des mesures proches<sup>8</sup> de la rampe avec pour objectif de garder la densité en aval de la rampe d'entrée, proche d'une certaine valeur de densité (occupation) appelée *densité désirée* ou *densité cible*. Cette densité cible doit correspondre à la capacité de la route principale  $Q_{cap}$  (diagramme fondamental). Le débit  $Q_r$  est calculé, en général, selon la stratégie, en fonction du débit  $q_{in}$  en amont de la rampe, du débit  $q_{out}$  et de la densité  $\rho_{out}$  (qui est directement liée à l'occupation  $O_{out}$ ) en aval de la rampe (figure 3.1). Ces trois grandeurs peuvent être mesurées ou estimées.

Dans cette section, deux stratégies de contrôle d'accès vont être définies, le cas idéal qui sera traité dans le paragraphe 3.2.2 est celui où deux stations de mesures sont installées en amont et en aval de la rampe (figure 3.2(a)) [110]. Le deuxième cas est celui où nous ne disposons que d'une seule station de mesures située en aval de la rampe (figure 3.2(b)) : dans ce cas le débit  $q_{in}$  doit nécessairement être estimé. Ce deuxième cas sera étudié dans le paragraphe 3.2.3.

La valeur de la densité cible, notée  $\rho_T$ , est choisie de manière à maximiser le flux en aval de la rampe, à l'endroit où la congestion est susceptible de prendre naissance, afin de réduire l'effet de la chute de capacité (cf. paragraphe ). Le choix de la valeur de la densité cible sera traité au paragraphe 3.2.2 de la page 75. Or, selon le diagramme fondamental, la densité critique  $\rho_{crit}$  correspond à la capacité. Donc, la densité cible  $\rho_T$  est choisie proche de la densité critique  $\rho_{crit}$  pour permettre une maximisation du flux en aval de la rampe.

Le contrôle d'accès consiste à calculer le flux  $Q_r$  qui accède à la section principale à partir de

---

7. Dans ce chapitre, nous spécifions une consigne constante en guise de trajectoire.

8. Mesures d'occupation.

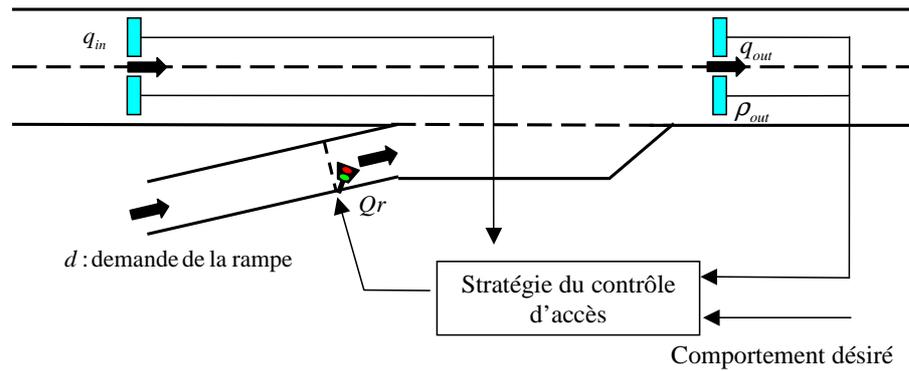


FIG. 3.1 – Principe du contrôle d'accès

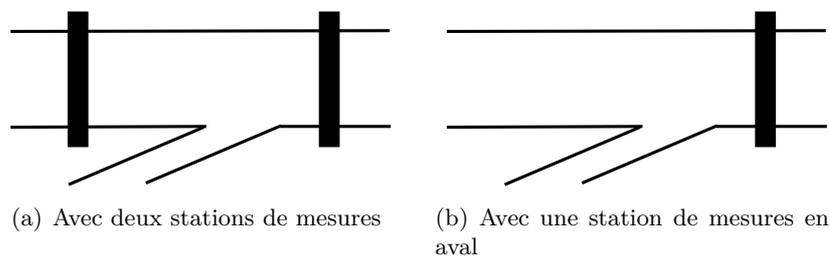


FIG. 3.2 – Position des capteurs d'un contrôle d'accès

la rampe d'entrée. Ainsi, une demande très importante au niveau de la rampe risquera de créer une file d'attente. Sans gestion de la file d'attente ceci peut avoir des effets néfastes sur le réseau adjacent. En d'autres termes, celui-ci peut à son tour être atteint par la congestion. Nous allons maintenant spécifier comment intégrer la gestion de la file d'attente dans les contrôles d'accès.

### 3.2.1 Contrôle d'accès avec ou sans gestion de la file d'attente

La stratégie qui ne prend pas en considération la gestion de la file d'attente suppose qu'il n'y a pas de contraintes sur la longueur de cette dernière. Elle consiste à basculer entre deux états : pour chaque état, on applique une loi de commande spécifique (figure 3.3) :

- état 1 : il est activé quand  $\rho_{out}$  est inférieur à  $\rho_T$
- état 2 : il est activé quand  $\rho_{out}$  atteint  $\rho_T$

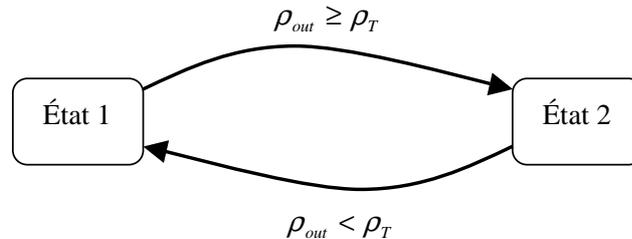


FIG. 3.3 – Stratégie sans gestion de la file d'attente

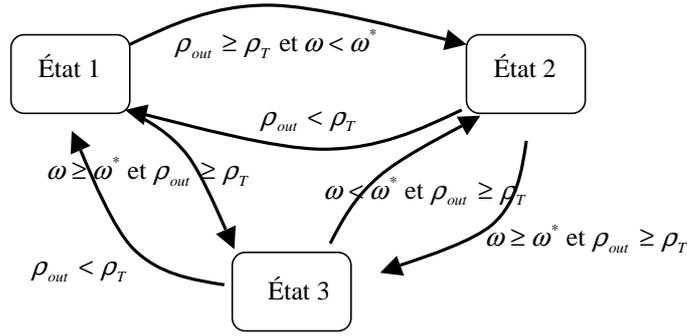


FIG. 3.4 – Stratégie avec gestion de la file d'attente

Nous avons vu que la stratégie qui ne prend pas en considération la gestion de la file d'attente pouvait engendrer une congestion sur le réseau adjacent lorsque la file d'attente au niveau de la rampe atteint ce réseau adjacent. Cet effet négatif peut être évité en assurant un contrôle d'accès moins restrictif : le flux accédant à la route principale à partir de la rampe sera plus élevé afin que la longueur de la file d'attente, notée dans ce mémoire  $\omega$ , n'excède pas une valeur maximale notée  $\omega^*$ . Cela est appliqué quand la file d'attente atteint sa limite  $\omega^*$ . Cette valeur maximale correspond à la taille de stockage de la rampe en termes de nombre de voitures. Pour s'assurer que la longueur de la file d'attente ne dépasse pas cette limite, il est nécessaire de disposer d'un capteur à l'entrée de la rampe. La gestion de la file d'attente nécessite donc d'ajouter un troisième état par rapport à la figure 3.3. Ce troisième état est atteint lorsque la longueur de la file d'attente atteint la valeur limite  $\omega^*$  (cf. figure 3.4).

Dans les deux cas du contrôle d'accès, la commande  $r(k)$  est exprimée en termes de taux d'accès : une valeur comprise théoriquement entre 0 et 1 dont les valeurs extrêmes correspondent respectivement à la fermeture totale et à l'ouverture totale de la rampe (en pratique, la commande  $r(k)$  ne descend pas en-dessous d'une valeur limite  $r_{min}$  pour assurer un service minimum). Le flux de véhicules  $Q_r(k)$  autorisés à rentrer dans la route principale est donc  $r(k) \cdot Q_{cap}^r$  où  $Q_{cap}^r$  est la capacité d'écoulement de la rampe. Ainsi, la loi de commande associée à l'état 1 est évidemment  $r(k) = 1$ . Quant à l'état 3, la loi qui lui est associée est  $r(k) = \frac{d(k)}{Q_{cap}^r}$  où  $d(k)$  est la demande de la rampe, appliquée dans le cas où la demande  $d(k)$  est inférieure au flux de saturation de la rampe  $Q_{cap}^r$ . Cette loi peut être trouvée dans la littérature dans [205]. Il reste donc à définir une loi associée à l'état 2 : c'est l'objet des paragraphes suivants.

### 3.2.2 Contrôle d'accès avec deux stations de mesures sur la route principale

Dans ce paragraphe, nous considérons le cas idéal où nous disposons d'une station de mesures en aval de la rampe ainsi qu'une autre en amont. Le principe de la stratégie de contrôle d'accès présentée ici est le même que la stratégie demande-capacité : ajouter un flux de rampe  $Q_r$  au flux de la section principale  $q_{in}$  pour obtenir le comportement désiré. Pour la stratégie demande-capacité, le comportement désiré est d'atteindre le flux maximal  $Q_{cap}$ . Dans notre cas, il s'agit d'atteindre la densité désirée  $\rho_T$ . La stratégie de contrôle est issue de la loi de conservation discrétisée appliquée sur une petite section de route. Cette loi de conservation est présentée, pour la figure 3.5, par l'équation (3.1) :

$$\frac{\rho_{out}(k+1) - \rho_{out}(k)}{\beta} = \frac{1}{L\lambda} (q_{in}(k) - q_{out}(k) + q_o(k)), \quad (3.1)$$

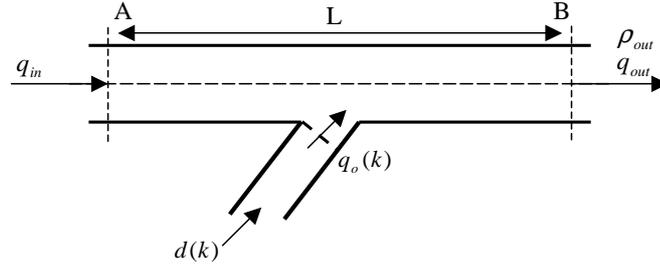


FIG. 3.5 – Stratégie de contrôle d'accès définie

où  $q_{in}$  et  $q_{out}$  sont les flux traversant respectivement les points A et B,  $q_o$  selon le modèle METANET est le flux entrant dans la route principale en provenance de la rampe,  $\rho_{out}$  est la densité moyenne par voie de la portion de route entre les points A et B,  $L$  est la distance entre les points A et B,  $\lambda$  est le nombre de voies de la route principale et  $\beta$  est l'intervalle de temps de discrétisation.

Lorsque la commande est active, le flux de véhicules  $Q_r(k) = r(k) \cdot Q_{cap}^r$  autorisés à entrer dans la route principale ne correspond pas forcément au flux de véhicules  $q_o(k)$  qui y entrent effectivement. En effet, ce dernier peut par exemple être limité par la demande de la rampe ou par les conditions de circulation de la route principale. Dans ce cas, la commande n'a aucune incidence sur le trafic. Ainsi, si la commande que l'on cherche à imposer existe, elle doit nécessairement vérifier  $q_o(k) = Q_r(k) = Q_{cap}^r \cdot r(k)$ . Sous cette hypothèse, étant donné qu'on cherche la commande  $r(k)$  telle que  $\rho_{out}(k+1) = \rho_T$ , l'équation (3.1) peut être réécrite de la façon suivante :

$$Q_r(k) = L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{out}(k)}{\beta} - q_{in}(k) + q_{out}(k). \quad (3.2)$$

Si l'on tient compte du fait que le taux d'accès  $r(k)$  doit être compris entre  $r_{min}$  et 1 pour éviter la fermeture totale de la rampe,  $r(k)$  doit prendre l'expression suivante (l'équation (3.3)) :

$$r(k) = \max\left(r_{min}, \min\left(1, \frac{1}{Q_{cap}^r} \cdot \left(L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{out}(k)}{\beta} - q_{in}(k) + q_{out}(k)\right)\right)\right). \quad (3.3)$$

Cette stratégie de contrôle d'accès définie ci-dessus sera nommée : stratégie de Différence de Flux Caractérisée par une densité désirée (acronyme : DFC).

Elle nécessite de fixer la valeur de la densité cible  $\rho_T$  qui peut être sélectionnée parmi plusieurs valeurs. Pour le premier cas et comme cela a été précisé précédemment, la valeur de la densité cible sera choisie de façon à maximiser le flux en aval de la rampe. Selon le diagramme fondamental, la capacité est le flux maximum que peut accepter la route en régime permanent et la densité critique est la densité correspondant à cette capacité : mais ceci n'est vrai que dans le cas idéal d'une route infinie sans rampe d'entrée ou de sortie. La présence d'une rampe et la modification des caractéristiques de la route représente des perturbations qui peuvent modifier légèrement ces deux paramètres : nous parlons alors de *densité critique factuelle* et de *capacité factuelle*. Nous choisissons donc d'attribuer à la densité cible  $\rho_T$  la valeur de la densité critique factuelle. Pour déterminer cette dernière, nous avons recours à un modèle (le modèle METANET) en procédant de la manière suivante. Une série de simulations est lancée avec pour chacune d'elles une demande en entrée constante. Pour chaque simulation, nous relevons la densité et le flux à l'équilibre. La capacité factuelle est le plus grand flux obtenu et la densité critique factuelle est la densité correspondante. Plus de détails sont données dans le paragraphe 3.3.3.

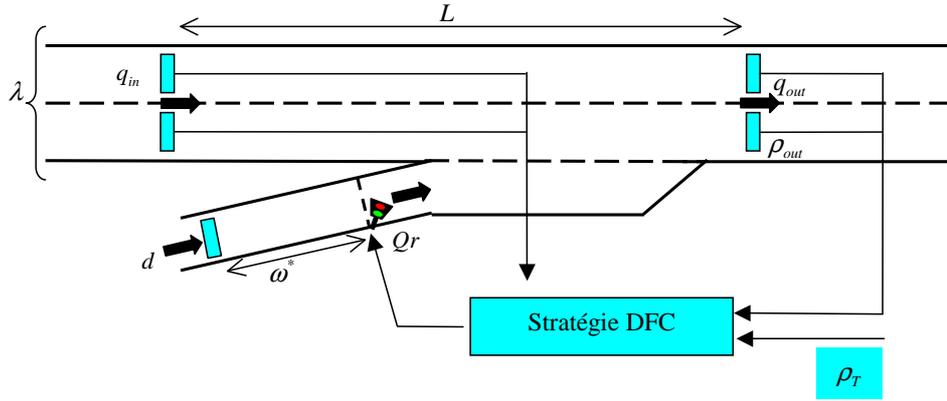


FIG. 3.6 – Principe de la stratégie du contrôle d'accès DFC

La figure 3.6 montre la stratégie définie ci-dessus avec une gestion de la file d'attente dans sa forme finale. Pour calculer  $r(k)$ , le contrôleur a besoin de  $\rho_{out}(k)$ ,  $q_{in}(k)$  et  $q_{out}(k)$ . L'approche que nous venons de présenter suppose que soient installées deux stations de mesures sur la route principale. L'intervalle de temps de contrôle  $\beta$  est compris entre 10 et 60 s. Durant l'intervalle de temps  $[(k-1)\beta, k\beta]$  la mise en œuvre de la stratégie DFC permet de calculer un débit d'accès  $Q_r(k)$ , appliqué à l'instant  $k\beta$  selon l'expression (3.4) :

$$Q_r(k) = \begin{cases} Q_{cap}^r & \text{Si } \rho_{out} < \rho_T \\ L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{out}(k)}{\beta} - q_{in}(k) + q_{out}(k) & \text{Si } \rho_{out} \geq \rho_T \text{ et } \omega < \omega^* \\ d(k) & \text{Si } \omega \geq \omega^* \text{ et } \rho_{out} \geq \rho_T \end{cases} \quad (3.4)$$

Le flux ainsi calculé est tronqué dans un intervalle  $[Q_{min}^r, Q_{max}^r]$ .

Si en appliquant la stratégie DFC,  $\rho_{out} = \rho_T$ , alors  $q_{out} \approx Q_{cap}$ , donc la stratégie donne :

$$Q_r(k) \approx -q_{in}(k) + Q_{cap} \quad (3.5)$$

Ainsi, l'équation (3.5) montre la stratégie DFC que nous proposons a un comportement qui se rapproche de la stratégie demande-capacité (cf. équation (1.2) de la page 18). Toutefois, elle n'utilise pas explicitement la capacité dont on a vu que c'était une grandeur qui fluctuait fortement avec les conditions de trafic (cf. paragraphe 1.5.2.1 page 18).

La stratégie que nous venons de développer utilise une station de mesures en amont de la rampe et une autre en aval. Le paragraphe suivant traite le cas où nous ne disposons pas de stations de mesures en amont.

### 3.2.3 Contrôle d'accès avec une seule station de mesures sur la route principale

Il se peut qu'il n'existe pas de capteur en amont de la rampe. Les raisons peuvent en être multiples, il peut s'agir d'une ancienne installation d'ALINEA, un capteur peut être en panne, ... Nous allons donc développer dans ce paragraphe un contrôle d'accès qui n'utilise, au niveau de la route principale, qu'un seul capteur en aval de la rampe. Cette stratégie, comme celle à deux capteurs que nous avons développée, est fondée sur la loi de conservation. Cette loi met en relation la densité de sortie  $\rho_{out}$ , le flux de sortie  $q_{out}$  et le flux d'entrée  $q_{in}$ . Dans la stratégie

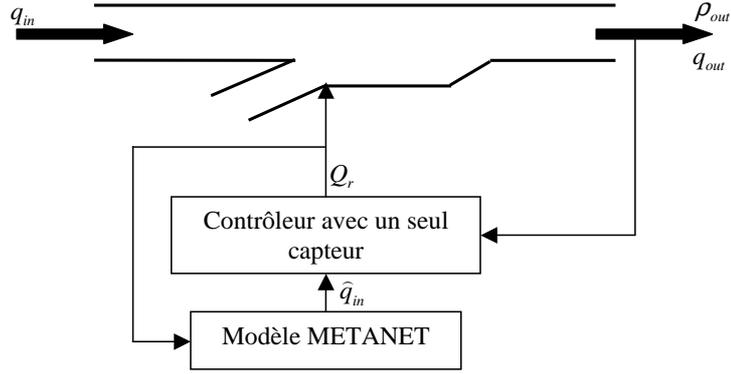


FIG. 3.7 – Stratégie du contrôle d'accès DFC avec un seul capteur en aval

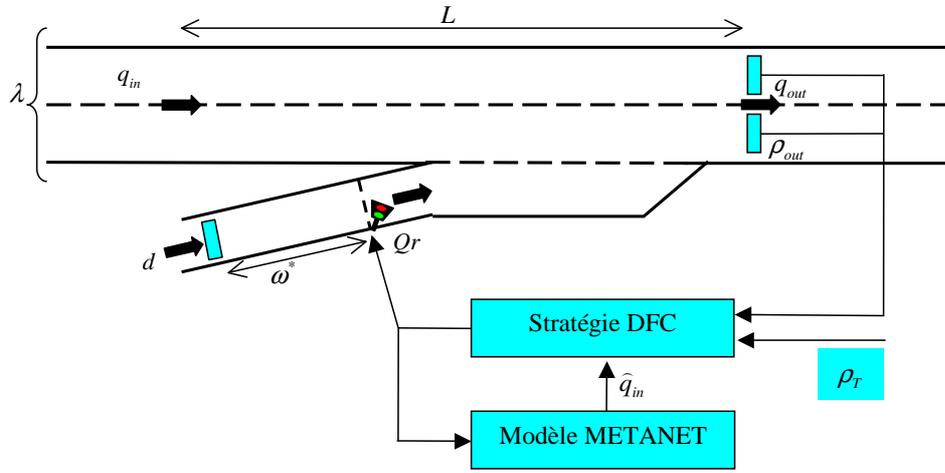


FIG. 3.8 – Principe de la stratégie du contrôle d'accès DFC avec un seul capteur en aval

à un capteur, les deux premières grandeurs sont fournies par la station de mesures alors que le flux d'entrée fait l'objet d'une estimation  $\hat{q}_{in}$  par le modèle METANET (cf. figure 3.2(b)).

D'après l'équation (3.2) du contrôle d'accès avec deux capteurs et si  $q_o = r(k) \cdot Q_{cap}^r$ , le taux d'accès  $r(k)$  est donné par l'équation (3.6)

$$r(k) = \frac{1}{Q_{cap}^r} \cdot \left( L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{out}(k)}{\beta} - q_{in}(k) + q_{out}(k) \right) \quad (3.6)$$

Comme la valeur de  $q_{in}(k)$  ne peut être obtenue à l'aide d'une mesure, il convient donc de l'estimer à partir de l'expression (3.7) :

$$q_{in}(k) = \hat{q}_{in}(k) + \varepsilon(k) \quad (3.7)$$

où  $\varepsilon(k) = q_{in}(k) - \hat{q}_{in}(k)$  est l'erreur entre le flux d'entrée  $q_{in}$  et son estimation.

Si nous supposons que  $\varepsilon(k) \approx \varepsilon(k-1)$ , alors l'équation (3.7) prend l'expression (3.8) :

$$q_{in}(k) \approx q_{in}(k-1) - \hat{q}_{in}(k-1) + \hat{q}_{in}(k) \quad (3.8)$$

et (3.6) s'écrit alors :

$$Q_{cap}^r \cdot r(k) = L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{out}(k)}{\beta} - q_{in}(k-1) + \hat{q}_{in}(k-1) - \hat{q}_{in}(k) + q_{out}(k) \quad (3.9)$$

Le flux  $q_{in}(k-1)$  peut être obtenu de (3.1) :

$$\rho_{out}(k) = \rho_{out}(k-1) + \frac{\beta}{L\lambda} \cdot [q_{in}(k-1) + q_o(k-1) - q_{out}(k-1)] \quad (3.10)$$

Puisque nous avons supposé que  $q_o(k-1) = Q_{cap}^r \cdot r(k-1)$ , nous avons :

$$Q_{cap}^r \cdot r(k-1) = \frac{L\lambda}{\beta} \cdot (\rho_{out}(k) - \rho_{out}(k-1)) + q_{out}(k-1) - q_{in}(k-1) \quad (3.11)$$

La différence (3.9)-(3.11) nous donne :

$$Q_{cap}^r \cdot (r(k) - r(k-1)) = \frac{L\lambda}{\beta} \cdot (\rho_T - 2\rho_{out}(k) + \rho_{out}(k-1)) + q_{out}(k) - q_{out}(k-1) + \widehat{q}_{in}(k-1) - \widehat{q}_{in}(k) \quad (3.12)$$

Finalement, considérant la contrainte  $r(k) \in [r_{min}, 1]$ , le taux d'accès  $r(k)$  est donné par :

$$r(k) = \max\left(r_{min}, \min\left(1, r(k-1) + \frac{L\lambda}{\beta \cdot Q_{cap}^r} \cdot (\rho_T - 2\rho_{out}(k) + \rho_{out}(k-1)) + \frac{q_{out}(k) - q_{out}(k-1) + \widehat{q}_{in}(k-1) - \widehat{q}_{in}(k)}{Q_{cap}^r}\right)\right) \quad (3.13)$$

### 3.3 Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée

Dans cette section nous présentons les résultats de différentes simulations de contrôle d'accès utilisant les stratégies DFC et ALINEA [107, 106]. Leur comparaison permettra de mettre en évidence les avantages et les inconvénients de ces stratégies. La section 3.4 présentera une comparaison de notre stratégie avec les deux stratégies ALINEA et PI-ALINEA appliquées sur un réseau contenant une rampe et un rétrécissement [238]. L'application de cette stratégie sera faite sur un réseau autoroutier simple en utilisant le modèle METANET avec différentes demandes et différents intervalles de temps de contrôle  $\beta$ .

#### 3.3.1 Description du réseau simulé

Le réseau routier à partir duquel toutes les simulations ont été réalisées est schématisé sur la figure 3.9. Il s'agit d'un réseau routier identique à celui proposé dans un article de la littérature [73]. Le réseau contient une rampe d'entrée connectée à une autoroute à deux voies de circulation. Il a une longueur de 6 km (4 km en amont de la rampe et 2 km en aval).

Selon le modèle METANET (figure 3.10), le réseau considéré est constitué de deux origines (l'origine de la section principale  $o1$  et l'origine de la rampe  $o2$ ), deux liens correspondants aux sections de l'autoroute et une destination  $d1$ . L'origine  $o1$  a une capacité  $Q_{cap}^{o1}$  de 2000 véh/h pour chaque voie,  $o2$  est une origine avec une seule voie et une capacité  $Q_{cap}^{o2}$  de 2000 véh/h. Le nombre de voies de circulation des liens  $L1$  et  $L2$  est  $\lambda = 2$ , ce qui fait que ces liens ont une capacité de 4000 véh/h chacun.

Les longueurs respectives de ces liens sont de 4 km et de 2 km. Ces liens sont décomposés en segments dont la longueur est  $L = 1$  km. La destination  $d1$  a un flux non limité (la sortie du réseau est totalement libre). Les liens  $L1$  et  $L2$  sont supposés avoir les mêmes caractéristiques :

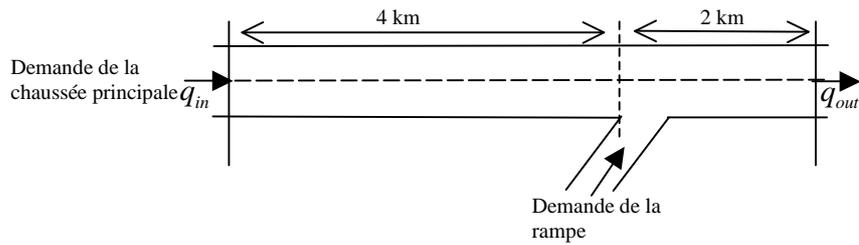


FIG. 3.9 – Réseau autoroutier contenant une rampe d'entrée

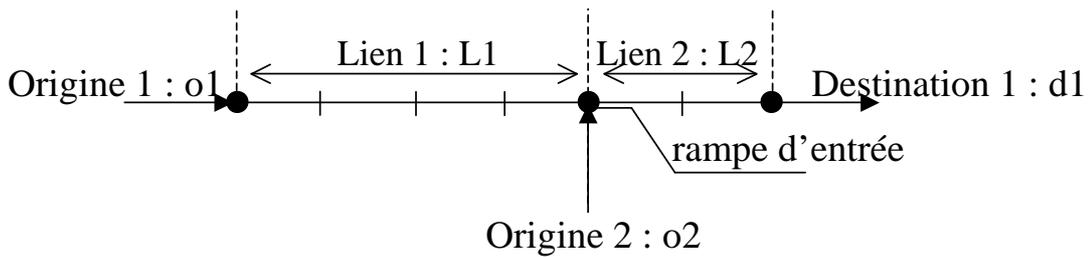


FIG. 3.10 – L'autoroute selon METANET

les paramètres du modèle METANET sont les mêmes pour les deux liens. La valeur nominale de tous les paramètres a été prise dans [128]:  $\tau = 18$  s,  $\kappa = 40$  véh/km/voie,  $\nu = 60$  km<sup>2</sup>/h,  $\rho_{max} = 180$  véh/km/voie,  $\delta = 0.0122$ ,  $a = 1.867$ ,  $\rho_{crit} = 33.5$  véh/km/voie,  $v_f = 102$  km/h.

Ce modèle METANET est utilisé par le contrôleur pour estimer le flux d'entrée. Le contrôleur peut agir directement sur le système (le réseau routier), cependant, pour les simulations, le système est remplacé par un autre modèle METANET : il s'agit d'un modèle stochastique dont les valeurs numériques des paramètres varient à chaque période de temps de simulations de manière aléatoire autour de leur valeur nominale : l'amplitude des variations est de  $\pm 5\%$ .

Les équations qui régissent l'évolution de ce système peuvent être obtenues en consultant le chapitre 2. En effet, celui-ci décrit d'une manière très précise le modèle METANET (ou plus exactement une de ses extensions) d'un réseau routier soumis à un contrôle d'accès.

### 3.3.2 Scénario des demandes

Comme mentionné ci-dessus, nous considérons le réseau autoroutier de la figure 3.9. Le scénario des demandes est représenté sur la figure 3.11 : la demande de la section principale augmente linéairement de 1 000 véh/h à 3 500 véh/h pendant cinquante minutes puis elle reste constante sur une durée d'une heure. Elle diminue ensuite linéairement pendant quinze minutes jusqu'à atteindre la valeur de 1 000 véh/h. La demande de la rampe d'entrée a une valeur constante de 500 véh/h pendant 33 minutes puis elle augmente linéairement pour atteindre la valeur de 1 500 véh/h en 27 minutes. Elle reste alors constante pendant 15 minutes. Enfin, elle diminue linéairement pendant 10 minutes jusqu'à atteindre la valeur de 500 véh/h. Les demandes et les résultats de simulation sont donnés sur un horizon de temps de trois heures.

L'approche proposée dans ce mémoire nécessite de déterminer la densité critique factuelle qui va servir de densité cible. C'est l'objet du paragraphe suivant.

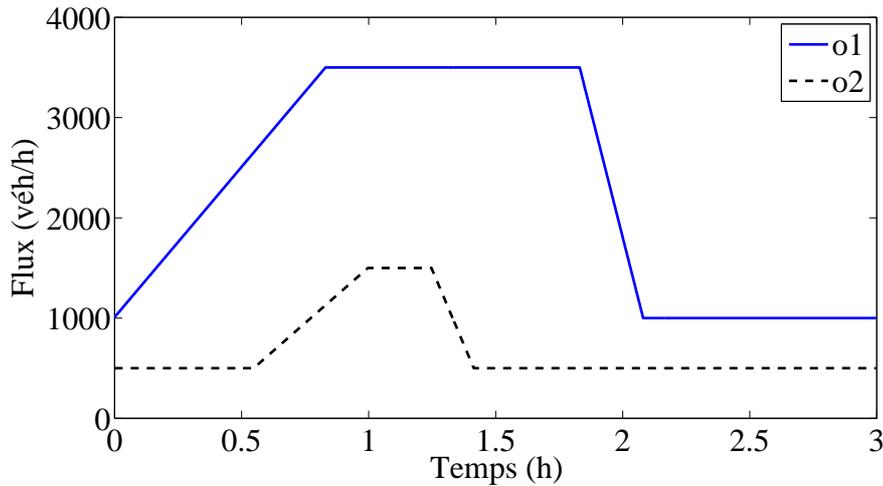


FIG. 3.11 – Scénario de la demande

### 3.3.3 Détermination de la capacité et de la densité critique factuelles

La détermination de la densité critique factuelle et la capacité factuelle passe par l'exploitation des caractéristiques du modèle METANET dont les paramètres ont été fixés ci-avant. Lorsqu'une congestion se forme, celle-ci prend naissance au niveau du segment de la rampe d'entrée. Cela se produit lorsque la densité de ce segment atteint une valeur critique à la suite, par exemple, d'une demande excessive. L'apparition de la congestion s'accompagne à ce moment d'une chute de capacité du tronçon routier. La mesure de la densité et du flux au niveau de ce segment permet alors d'évaluer la capacité factuelle et la densité critique factuelle de ce tronçon de route.

La figure 3.12 montre le résultat d'une simulation qui permet de déterminer ces deux paramètres. Nous avons procédé de la manière suivante. Nous effectuons plusieurs essais : à chaque essai, nous appliquons en entrée une demande constante et relevons en sortie le flux du segment connecté à la rampe. Dès que ce flux atteint un maximum nous retenons la capacité factuelle et sa densité critique factuelle correspondante. Une fois la capacité atteinte, un sur-plus de la demande entraînera une chute de capacité sur laquelle le flux de sortie va se stabiliser même en augmentant la demande en entrée. Nous avons sélectionné plusieurs valeurs pour la demande en entrée du réseau, alors que la demande de la rampe a été fixée à une valeur de 2000 véh/h. Sur la figure 3.12, la demande en entrée désigne le flux d'entrée du réseau en amont de la rampe.

D'après cette figure, quand la demande d'entrée du réseau commence à augmenter le flux de sortie du segment 5, où la congestion apparaît en premier, augmente aussi. Dès que la demande atteint une valeur de 2250 véh/h, le flux de sortie atteint son maximum et se stabilise à 4250 véh/h : c'est la capacité factuelle, différente de la capacité nominale donnée par le diagramme fondamental. Tant que la demande continue à augmenter, le flux de sortie du segment 5 commence à diminuer, c'est la formation de congestion. Ce flux se stabilise à une valeur de 3828 véh/h avec une chute de capacité de 422 véh/h. La densité critique factuelle est tirée de la courbe de la figure 3.13 qui représente le flux de sortie du segment 5 relevé à chaque essai en fonction de la densité dans ce même segment. La densité critique factuelle correspond à l'essai où la capacité factuelle est atteinte. Dans le cas présent, la valeur de la densité critique factuelle est de 40 véh/km/voie. Nous remarquons qu'elle est différente de la densité critique fournie par le diagramme fondamental.

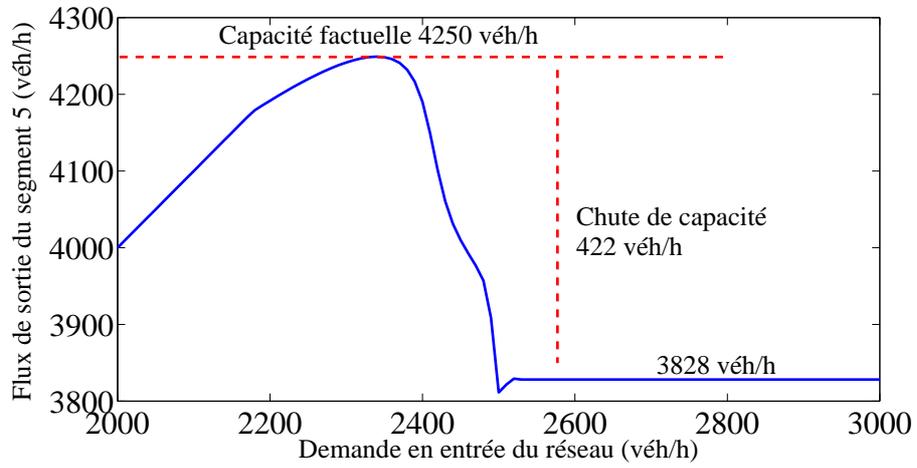


FIG. 3.12 – Détermination de la capacité factuelle et la chute de capacité

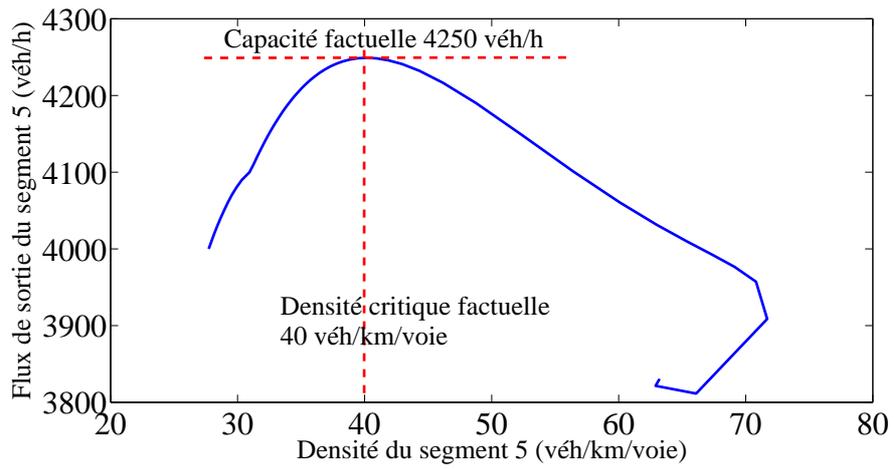


FIG. 3.13 – Détermination de la densité critique factuelle

Pour avoir un flux maximum en appliquant un contrôle d'accès selon la stratégie DFC, la densité désirée  $\rho_T$  est choisie égale à la densité critique factuelle de 40 véh/km/voie.

### 3.3.4 Résultats de simulation du contrôle d'accès avec gestion de la file d'attente

Ce paragraphe présente les résultats de plusieurs simulations du réseau routier précédent soumis à la demande définie au paragraphe 3.3.2. La première simulation concerne le cas sans commande, c'est à dire le cas où aucune action corrective n'est appliquée. Cette première simulation constitue une référence qui sera utilisée pour apprécier l'apport des deux contrôles d'accès que nous proposons. Ces deux contrôles d'accès sont finalement comparés entre eux d'une part et avec ALINEA ensuite.

Comme nous l'avons déjà précisé dans le paragraphe 3.3.1, le réseau routier est représenté par un modèle stochastique. Pour avoir des résultats significatifs, les données extraites des simulations (telles que le TTP, la consommation, la durée moyenne de congestion, ...) sont obtenues en effectuant une moyenne sur trente essais. Chacun de ces trente essais correspond à un modèle METANET dont les paramètres varient à chaque période de temps de simulation. Le même jeu de trente essais a été utilisé pour les quatre simulations : cas sans commande, les deux approches DFC et ALINEA.

Avant de présenter les résultats des simulations dans le cas où un contrôle d'accès est mis en œuvre, nous allons présenter le cas sans commande. Ce dernier cas sera comparé avec les deux cas de contrôle d'accès, avec et sans gestion de la file d'attente. En réalité, l'espace de stockage au niveau de la rampe est limité, pour cette raison nous avons commencé par le contrôle d'accès avec gestion de la file d'attente de la rampe.

#### 3.3.4.1 Cas sans commande

Les résultats du cas sans commande sont montrés par la figure 3.14. Comme le montre la figure 3.11, la demande totale entrant dans le segment 1 du lien  $L2$  (la somme de la demande de la rampe et celle de la section principale) durant la période de pointe, dépasse la capacité factuelle de 4250 véh/h du lien  $L2$ . Quand la demande de la rampe croît, la densité dans la zone de la rampe (segment 1 du lien  $L2$ ) augmente et elle atteint la valeur critique factuelle<sup>9</sup> de 40 véh/km/voie à l'instant  $t=54.5$  mn. À ce moment là, le flux du segment 5 (segment 1 du lien  $L2$ ) atteint sa valeur maximale. La demande de la rampe continue à augmenter et par conséquent la densité continue à augmenter et crée une congestion qui se propage à travers les segments du réseau en amont; cette congestion n'atteint donc pas le segment 2 du lien  $L2$ . Dès que la congestion atteint l'origine  $o1$ , une file d'attente en amont du segment 1 du lien  $L1$  d'approximativement 250 véhicules se crée. Une conséquence de la congestion est la chute de capacité de 284 véh/h qui sera marquée par la diminution du flux du segment 5, ainsi que les flux des segments du reste du réseau : le réseau ne fait écouler qu'un flux moyen d'approximativement 3966 véh/h pendant la congestion. Quand la demande de la rampe diminue à 500 véh/h, les densités du segment 1 du lien  $L2$  jusqu'au segment 1 du lien  $L1$  décroissent jusqu'à atteindre une valeur, encore relativement grande, d'approximativement 47 véh/km/voie et la file d'attente atteint une valeur maximale de 250 véhicules. Enfin, quand la demande au niveau de la section principale commence à diminuer, la file d'attente sur la section principale diminue également jusqu'à disparaître. Lorsque cette file d'attente a complètement disparu, la congestion disparaît

---

9. On considère alors que la congestion débute.

à son tour à l'instant  $t=131$  mn<sup>10</sup>. L'état du réseau se stabilise à partir de cet instant. Le TTP calculé dans le cadre de cette simulation est de 1 052 h-véh.

### 3.3.4.2 Contrôle d'accès avec deux capteurs : stratégie DFC

Le choix des paramètres évoqués précédemment nous ont conduit à retenir une densité cible  $\rho_T = 40$  véh/km/voie de façon à avoir la possibilité d'atteindre un flux maximal en aval de la rampe d'accès. La figure 3.15 représente les résultats de simulations correspondant au cas de contrôle d'accès en utilisant la stratégie DFC avec deux capteurs. Dans ce cas de contrôle d'accès, nous avons pris en compte la limite maximale de la file d'attente au niveau de l'accès de 150 véhicules (origine  $o2$ ). L'intervalle de temps de contrôle  $\beta$  est choisi égal au pas de temps de simulation  $T$  du modèle METANET qui est de 10 secondes.

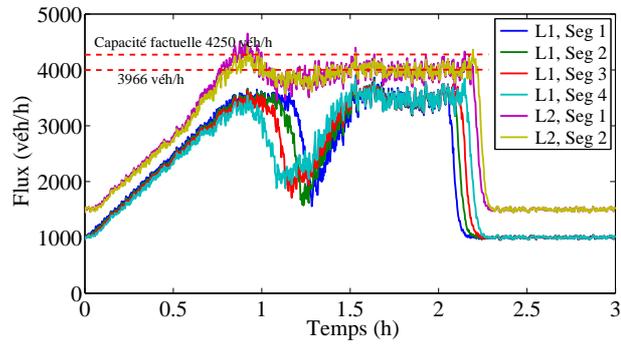
La figure 3.15 montre que le contrôle d'accès résout en partie le problème de la congestion. Les évolutions des densités sont les mêmes que dans le cas sans contrôle jusqu'à ce que la densité du segment 5 atteigne la densité critique factuelle. À partir de cet instant, qui correspond au début de la période de pointe, la commande réagit pour maintenir le flux à sa valeur maximale. Le flux sortant du réseau à partir du lien  $L2$  est important d'une valeur approximative de 4 180 véh/h et la densité est maintenue aux alentours de 40 véh/km/voie. Ceci permet d'évacuer un grand nombre de véhicules et ainsi de retarder l'apparition de la congestion. En effet, la congestion ne débute que lorsque la taille de la file d'attente de la rampe atteint le maximum de 150 véhicules. À cet instant, la stratégie de commande bascule dans l'état 3 (figure 3.4) qui consiste à éviter que la taille de cette file d'attente n'augmente. Le réseau est à nouveau congestionné mais de façon moins importante que dans le cas sans commande. La congestion ne débute donc qu'à l'instant  $t = 67$  mn contre l'instant  $t = 54.5$  mn dans le cas sans contrôle. Lorsque la congestion atteint l'entrée du réseau, ce qui se produit à l'instant  $t = 87.5$  mn, une file d'attente se crée à l'origine  $o1$ . Cependant, cette file d'attente ne dépasse pas les 40 véhicules contre les 250 véhicules pour le cas sans contrôle. Par ailleurs, pendant la période de pointe le flux de sortie du segment 5 est de 4 180 véh/h contre 3 966 véh/h dans le cas sans contrôle pendant l'activation de la commande et de 3 985 véh/h ailleurs. Ainsi la chute de capacité a été réduite. Quand la demande au niveau de la rampe diminue à 500 véh/h les densités diminuent et se stabilisent. Quand la demande de la section principale diminue à 1 000 véh/h la file d'attente à l'origine  $o2$  commence à diminuer jusqu'à sa disparition. Ce qui permet au réseau d'écouler un flux plus important au niveau de la rampe. Le TTP est de 982.7 h-véh avec une amélioration de 6.6 % par rapport au cas sans contrôle.

### 3.3.4.3 Contrôle d'accès avec un seul capteur en aval : stratégie DFC

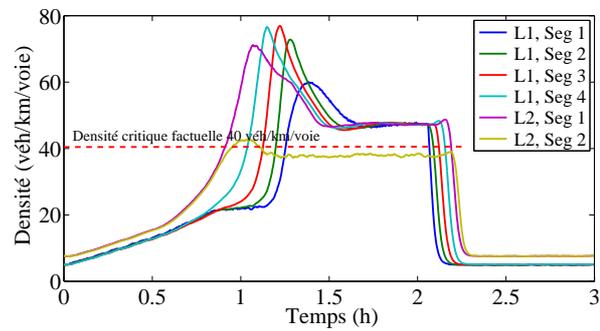
La figure 3.16 présente les résultats de simulations dans le cas d'un contrôle d'accès avec un seul capteur en aval selon la stratégie DFC. Ces résultats sont identiques à ceux obtenus dans le cas où l'on dispose de deux capteurs. Cela est dû à la grande similitude des modèles. Ce contrôle d'accès permet aussi d'atteindre le comportement désiré.

Le TTP pour une densité cible de  $\rho_T = 40$  véh/km/voie est de 982.67 h-véh avec une amélioration de 6.6% comparé au cas sans contrôle.

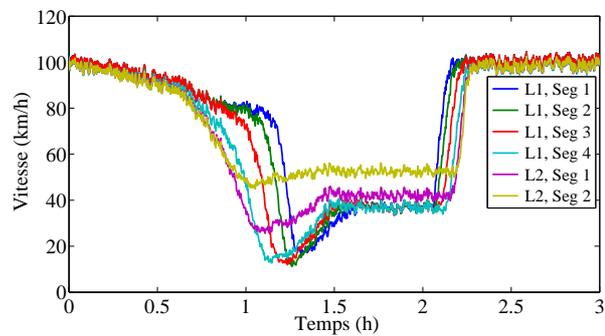
10. C'est l'instant où la densité du segment 5 devient inférieure à la densité critique factuelle.



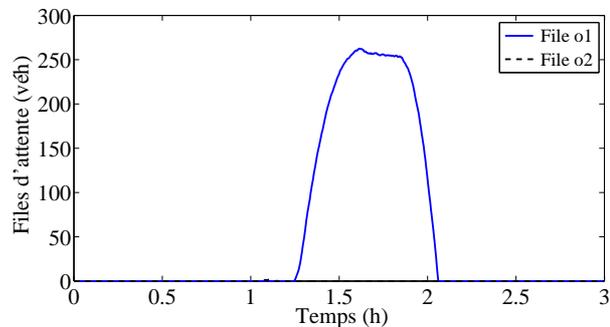
(a) Flux dans les segments du réseau



(b) Densités dans les segments du réseau



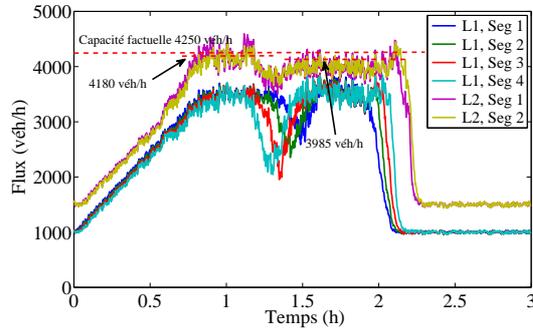
(c) Vitesses dans les segments du réseau



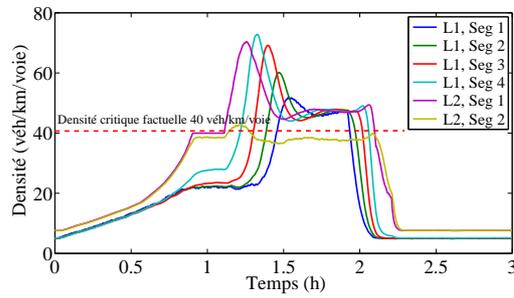
(d) Files d'attente aux origines

FIG. 3.14 – Résultats du cas sans commande

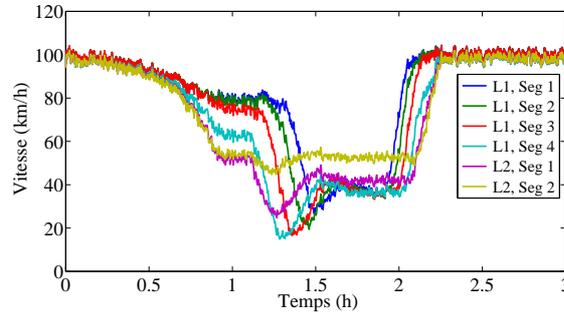
3.3. Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée



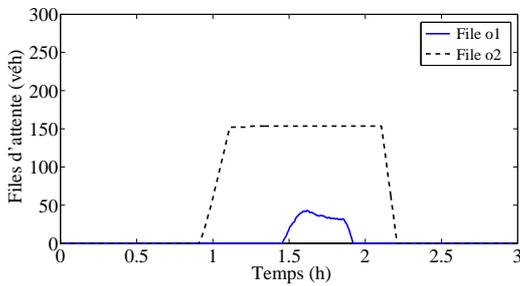
(a) Flux dans les segments du réseau



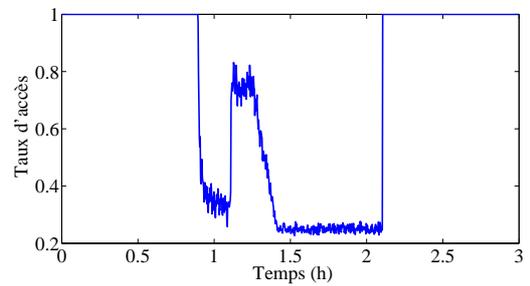
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.15 – Résultats du contrôle d'accès avec deux capteurs et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible  $\rho_T = 40$  véh/km/voie

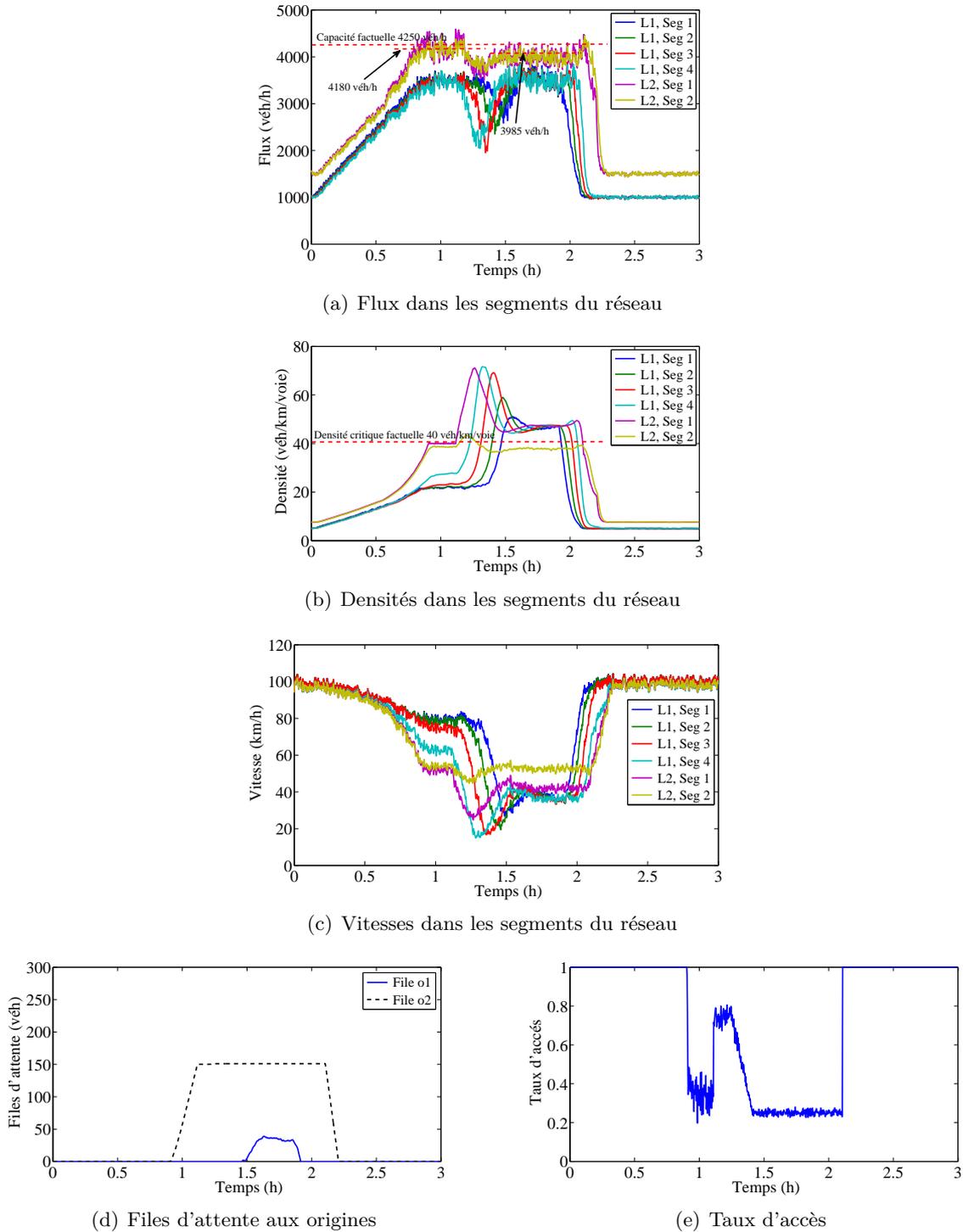


FIG. 3.16 – Résultats du contrôle d'accès avec un seul capteur et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible  $\rho_T = 40$  véh/km/voie

### 3.3.4.4 Comparaison des deux stratégies DFC avec ALINEA

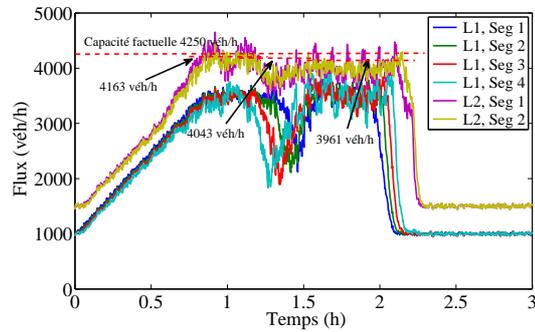
La figure 3.17 montre les résultats obtenus avec un contrôleur ALINEA. L'occupation critique  $O_{crit}$  utilisée dans l'algorithme ALINEA comme une occupation désirée est égale à l'occupation critique factuelle calculée à partir de la densité critique factuelle. Dans ce cas de simulation nous choisissons  $K_R = 70$  véh/h. L'intervalle de temps du contrôleur est choisi égal à 40 secondes, ce qui donne les meilleurs résultats pour ALINEA d'après [174]. Nous prenons en considération aussi le fait que la file d'attente de la rampe ne doit pas dépasser les 150 véhicules.

Le contrôleur ALINEA permet de résoudre le problème de congestion avec des oscillations qui apparaissent au niveau des densités, des vitesses et des flux. Les évolutions des densités sont identiques à celles du cas sans contrôle, jusqu'à ce que la densité du segment 5 atteigne la densité critique factuelle à l'instant  $t = 54.5$  mn. Le contrôleur ALINEA réagit un peu tard face aux congestions. À cet instant, le contrôleur ALINEA réagit de manière à stabiliser la densité du segment 1 du lien  $L2$  à la valeur cible, mais cette réaction ne dure pas longtemps. Comme tout contrôle d'accès, ALINEA permet de diminuer la file d'attente au niveau de la route principale mais favorise l'apparition d'une autre file d'attente au niveau de la rampe d'accès. Cela est dû, bien évidemment, à la limitation du débit autorisé à accéder à la section principale. De plus, nous pouvons remarquer une amélioration des flux par rapport au cas sans commande, ce qui entraîne moins d'effets secondaires sur l'ensemble du réseau routier à l'apparition de la congestion. Lorsque la file d'attente au niveau de la rampe atteint son maximum de 150 véhicules, à l'instant  $t = 66.7$  mn, l'action de ALINEA est annulée. Le système passe alors dans l'état 3 de la gestion de la file d'attente. Le contrôleur de gestion de la file d'attente réagit de façon à limiter à 150 véhicules. La congestion se propage alors jusqu'à atteindre l'origine  $o1$ . L'amplitude des densités diminue également jusqu'à se stabiliser du fait d'une diminution de la demande au niveau de la rampe d'accès. La propagation de la congestion en amont crée une file d'attente à l'origine  $o1$  à l'instant  $t = 86$  mn qui atteint 70 véhicules. Dès que la demande principale du réseau diminue, la file d'attente à l'origine  $o1$  disparaît et le réseau revient dans un état de circulation fluide à l'instant  $t = 127.5$  mn. Nous pouvons remarquer également que la file d'attente qui s'était formée au niveau de l'origine  $o2$  disparaît à son tour. Le meilleur TTP obtenu dans le cas d'une mise en œuvre du contrôleur ALINEA est de 994.2 h-véh avec une amélioration de 5.5% par rapport au cas sans contrôle. Cependant, le contrôleur ALINEA crée des oscillations dans les trajectoires des densités. Cela peut causer des problèmes sur la sécurité des conducteurs d'après [12].

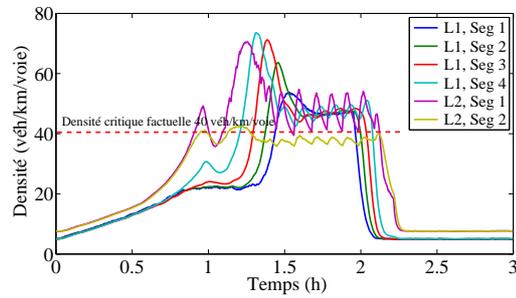
Le tableau 3.1 montre l'efficacité du contrôle d'accès en utilisant plusieurs critères : le début de la congestion et sa fin, ainsi que la consommation d'énergie. La consommation d'énergie est donnée par l'équation (3.14) tirée de [101] :

$$\text{Cons} = \frac{T}{100} \sum_{k,m,i} \begin{cases} q_{m,i}(k) \cdot L_m \cdot \left(4.49 + \frac{122}{v_{m,i}(k)} + 0.0016(v_{m,i}(k) - 60)^2\right) & \text{si } v_{m,i}(k) > 60 \\ q_{m,i}(k) \cdot L_m \cdot \left(4.49 + \frac{122}{v_{m,i}(k)}\right) & \text{si } v_{m,i}(k) < 60 \end{cases} \quad (3.14)$$

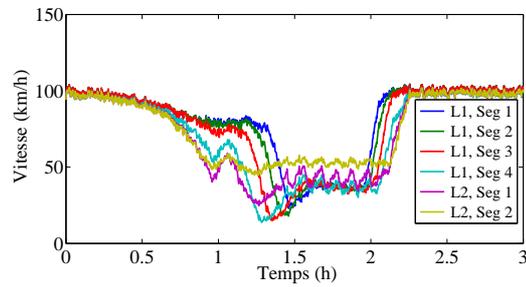
où la vitesse  $v_{m,i}(k)$  est exprimée en km/h.



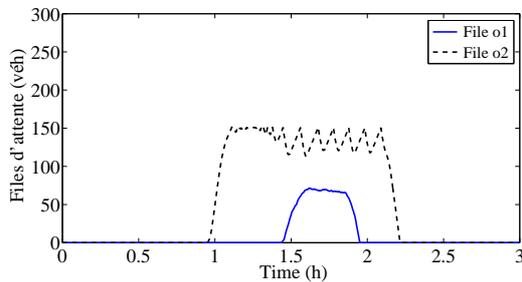
(a) Flux dans les segments du réseau



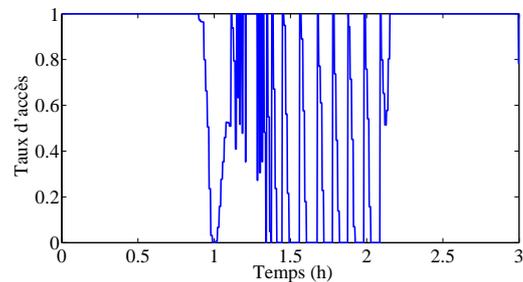
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.17 – Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA et avec gestion de la file d'attente pour une densité cible de 40 véh/km/voie

TAB. 3.1 – Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères

| Stratégie                                     | Sans commande | DFC : deux capteurs | DFC : un capteur | ALINEA |
|---|---------------|---------------------|------------------|--------|
| Début congestion (mn)                         | 54.5          | 66.8                | 66.8             | 54.5   |
| Fin congestion (mn)                           | 131           | 125.8               | 125.8            | 127.5  |
| Durée congestion (mn)                         | 76.5          | 59                  | 59               | 66.5   |
| Flux de sortie du segment 5                   | 3966          | 4180                | 4180             | 4163   |
| Début file d'attente o1 (mn)                  | 74            | 87.5                | 87.5             | 86     |
| Fin file d'attente o1 (mn)                    | 123.5         | 115.5               | 115.5            | 117    |
| Durée file d'attente o1 (mn)                  | 49.5          | 28                  | 28               | 31     |
| Taille maximale file d'attente o1 (véhicules) | 251           | 43                  | 43               | 72     |
| Début file d'attente o2 (mn)                  | -             | 54.5                | 54.6             | 56.8   |
| Fin file d'attente o2 (mn)                    | -             | 132.5               | 132.6            | 133    |
| Durée file d'attente o2 (mn)                  | -             | 78                  | 78               | 76.2   |
| Taille maximale file d'attente o2 (mn)        | -             | 154                 | 154              | 152    |
| Densité maximale (véh/km/voie)                | 78            | 73                  | 73               | 74     |
| Consommation (litres-véh)                     | 3462.2        | 3356.7              | 3356.7           | 3370.6 |

TAB. 3.2 – Temps passé dans chaque portion de la route ainsi que dans les files d'attentes ( $\rho_T = 40$  véh/km/voie)

| Stratégie         | L1<br>(h-véh) | L2<br>(h-véh) | File O1<br>(h-véh) | File O2<br>(h-véh) | TOTAL<br>(h-véh) |
|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|------------------|
| Cas sans-contrôle | 578.3         | 321.8         | 151.7              | 0                  | 1 052            |
| ALINEA            | 500.1         | 308.3         | 27.2               | 158.5              | 994.2            |
| amélioration %    | 13.52         | 4.18          | 82.08              | —                  | 5.5              |
| DFC 1 capteur     | 489           | 306.6         | 14.88              | 171.8              | 982.4            |
| amélioration %    | 15.44         | 4.7           | 90.18              | —                  | 6.6              |
| DFC 2 capteurs    | 489           | 306.6         | 14.91              | 171.8              | 982.4            |
| amélioration %    | 15.44         | 4.7           | 90.17              | —                  | 6.6              |

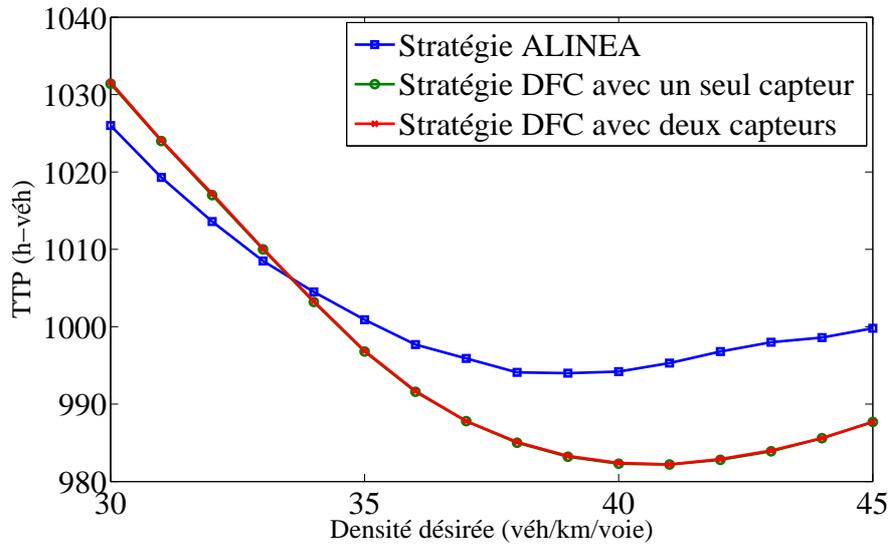
Les deux contrôles d'accès ont permis, en limitant le débit autorisé à accéder à la route principale, de réduire la congestion sur cette route. En effet, les densités du réseau dans le cas d'un contrôle d'accès sont plus faibles : la densité maximale atteint la valeur de 78 véh/km/voie dans le cas sans commande contre 74 véh/km/voie pour ALINEA et 73 véh/km/voie pour les deux stratégies DFC. De plus, le contrôle d'accès permet de réduire la durée de la congestion qui correspond à l'état de trafic où les densités sont supérieures à la densité critique factuelle. En effet, la congestion est aussi retardée sauf pour le cas d'ALINEA qui réagit tardivement. La réduction de la congestion en intensité et en durée se traduit par une diminution de la file d'attente en  $o1$ . Au final, le flux de sortie est amélioré ce qui implique une diminution du TTP. Par ailleurs, la diminution de la congestion réduit la consommation du carburant, voir tableau 3.1. Par contre, le contrôle d'accès crée une file d'attente en  $o2$ . Comme le montre le tableau 3.2 qui détaille le temps passé par l'ensemble des conducteurs dans chaque partie du réseau routier, cette perte de temps est compensée par un gain de temps sur la route principale. Sur l'ensemble de ces critères, les tableaux 3.1 et 3.2 montrent que les deux stratégies DFC font un peu mieux qu'ALINEA, en particulier pour la durée de la congestion et la longueur maximale de la file d'attente à  $o2$ , la consommation d'énergie et surtout le TTP. De plus, les oscillations qui apparaissent avec ALINEA sont supprimées lorsque les stratégies DFC sont mises en œuvre.

Nous avons signalé précédemment que la densité cible  $\rho_T$  était choisie égale à la densité critique factuelle et non la densité critique définie par le diagramme fondamental. Ceci peut être justifié à l'aide de la figure 3.18 qui présente la valeur du TTP obtenue pour différentes valeurs de la densité cible retenues dans les simulations utilisant les stratégies DFC et ALINEA : cette figure montre que la densité critique factuelle est le meilleur choix.

### 3.3.5 Résultats de simulations du contrôle d'accès sans gestion de la file d'attente

#### 3.3.5.1 Contrôle d'accès avec deux capteurs : stratégie DFC

De la même façon que dans le cas de la mise en œuvre d'une gestion de la file d'attente, la densité cible est prise égale à la densité critique factuelle  $\rho_T = 40$  véh/km/voie de façon à obtenir en aval de la rampe d'accès un flux maximal. La figure 3.19 présente les résultats de

FIG. 3.18 –  $TTP$  (h-véh) correspondant à plusieurs valeurs de densité cible

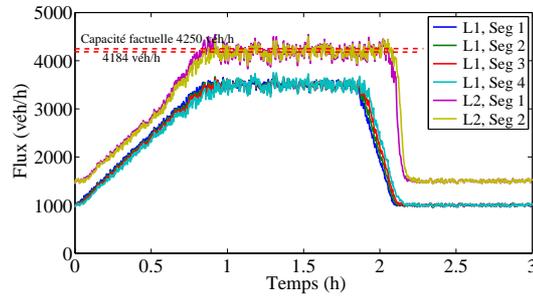
simulations correspondant au cas de contrôle d'accès en utilisant la stratégie DFC avec deux capteurs. Nous ne considérons aucune contrainte sur la longueur de la file d'attente au niveau de la rampe, l'espace de stockage est considéré infini. L'intervalle de temps de contrôle  $\beta$  est choisi égal au pas de temps de simulation  $T$  du modèle METANET de 10 secondes.

La figure 3.19 montre que le contrôle d'accès résout le problème de la congestion. En effet, sans la mise en œuvre d'une gestion de la file d'attente celle-ci est totalement éliminée. Cependant nous pouvons constater que la file d'attente atteint une longueur de plus de 300 véhicules, ce qui est très important. Par contre, la demande du réseau est totalement servie et par conséquent aucune file d'attente n'apparaît à l'origine  $o1$ . Nous pouvons remarquer que les densités suivent la même évolution que dans le cas sans contrôle jusqu'à ce que la densité du segment 5 ait atteint la densité critique factuelle: le contrôle d'accès maintient alors cette valeur pendant toute la durée de la congestion. Quant au flux de sortie, il atteint une valeur de 4 184 véh/h. Le TTP obtenu est dans ce cas là de 866.8 h-véh avec une amélioration de 17.6% par rapport au cas sans contrôle.

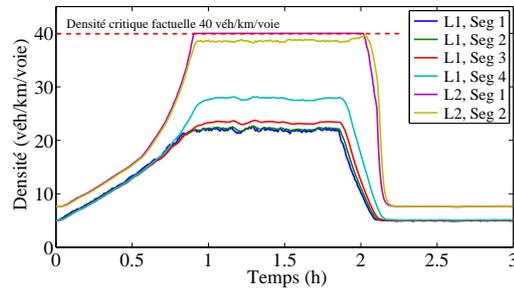
### 3.3.5.2 Contrôle d'accès avec un seul capteur en aval : stratégie DFC

La figure 3.20 présente les résultats des simulations réalisées lors de la mise en œuvre de la stratégie DFC avec un seul capteur. Nous pouvons remarquer que ces résultats sont identiques à ceux obtenus lors de la mise en œuvre de la stratégie utilisant deux capteurs. Cela est dû au fait que les deux modèles utilisés dans les simulations sont très proches l'un de l'autre et que les conditions d'essais en termes de demande sont bien sûr identiques. Ce contrôle d'accès permet aussi d'atteindre le comportement désiré et d'annuler complètement la congestion grâce à l'espace de stockage illimité disponible.

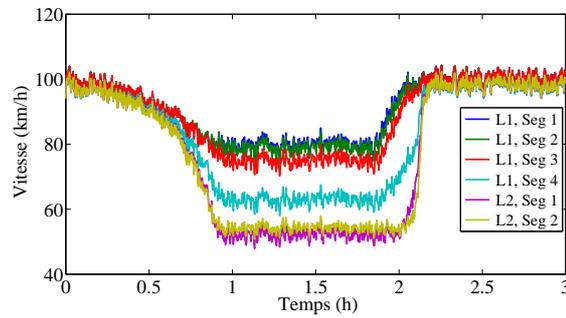
Le TTP pour une densité cible de  $\rho_T = 40$  véh/km/voie est de 866.7 h-véh avec une amélioration de 17.6% par rapport au cas sans contrôle.



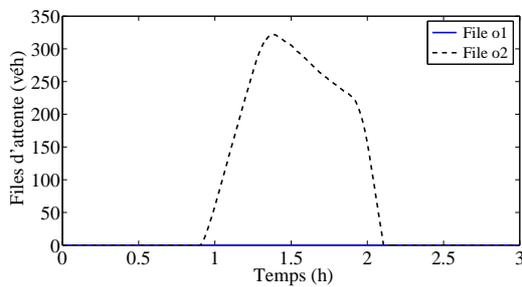
(a) Flux dans les segments du réseau



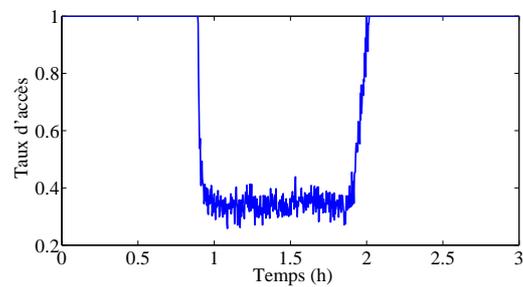
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



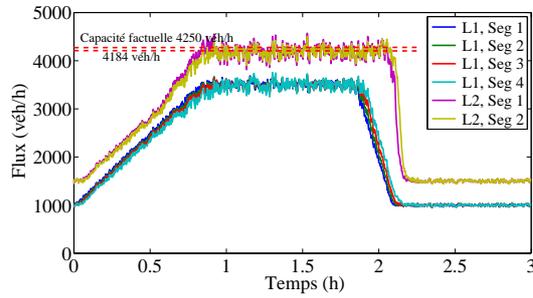
(d) Files d'attente aux origines



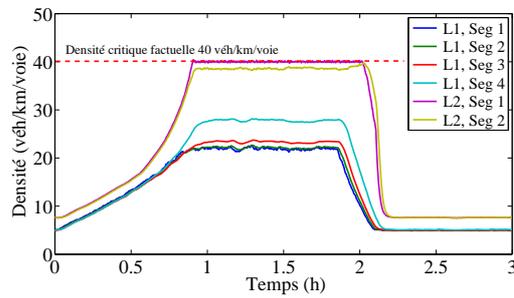
(e) Taux d'accès

FIG. 3.19 – Résultats du contrôle d'accès avec deux capteurs sans gestion de la file d'attente pour une densité cible  $\rho_T = 40$  véh/km/voie

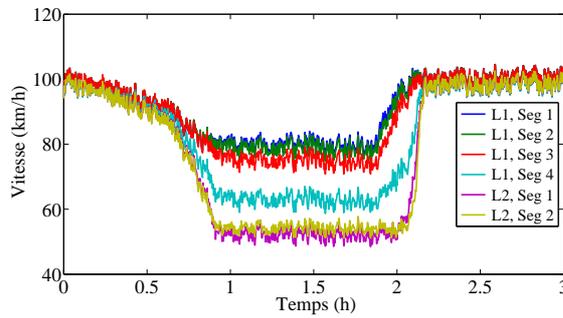
3.3. Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée



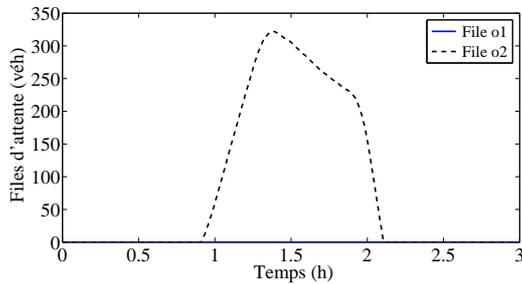
(a) Flux dans les segments du réseau



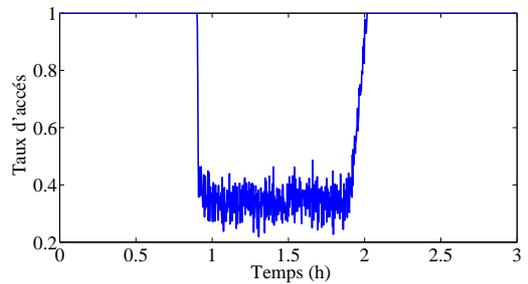
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.20 – Résultats du contrôle d'accès avec un seul capteur sans gestion de la file d'attente pour une densité cible  $\rho_T = 40$  véh/km/voie

### 3.3.5.3 Comparaison des deux stratégies DFC avec ALINEA

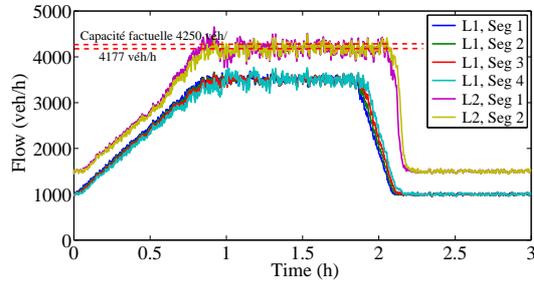
Dans la figure 3.21 les résultats du contrôleur d'accès ALINEA sont présentés. L'occupation désirée  $O_d$  utilisée dans l'algorithme ALINEA est choisie égale à l'occupation critique factuelle calculée à partir de la densité critique factuelle.

Le contrôleur ALINEA permet de résoudre le problème de congestion avec des oscillations qui apparaissent dans les trajectoires des densités, des vitesses et des flux. La stratégie ALINEA réagit en retard face à l'apparition d'une congestion sur l'axe de circulation principal, ce qui entraîne une faible congestion au niveau de la rampe qui dure 30 mn, dans le contexte de cette simulation. Une file d'attente d'une longueur maximale de 330 véhicules est créée à l'origine  $o_2$ . Le meilleur TTP dans le cas du contrôleur ALINEA est de 871.8 h-véh avec une amélioration de 17.1% par rapport au cas sans contrôle.

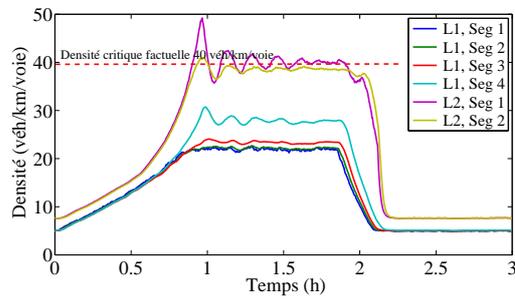
Le tableau 3.3 montre l'efficacité des contrôles d'accès en utilisant plusieurs critères (la consommation de carburant est donnée par l'équation (3.14)). Quant au tableau 3.4, il montre que le contrôle d'accès sans gestion de la file d'attente permet de réduire substantiellement le temps passé dans la chaussée principale (les liens  $L1$  et  $L2$ ) au prix d'une attente dans la rampe d'accès.

Le choix de la densité critique factuelle comme densité cible est pleinement justifié par la figure 3.22 qui représente la valeur du TTP obtenue pour différentes valeurs de la densité cible retenues dans les simulations utilisant les stratégies DFC et ALINEA. La densité critique factuelle donne le meilleur TTP.

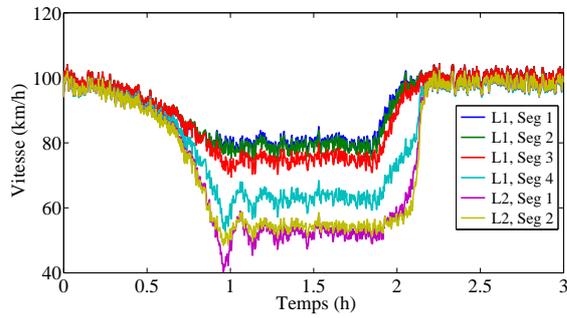
3.3. Exemple d'application dans le cas d'une rampe d'entrée



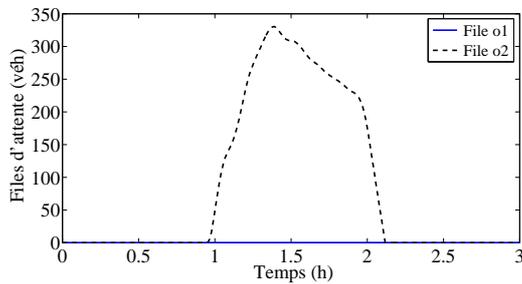
(a) Flux dans les segments du réseau



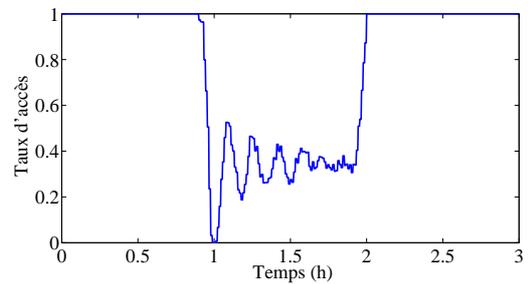
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.21 – Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA sans gestion de la file d'attente pour une densité cible 40 véh/km/voie

TAB. 3.3 – Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères

| <b>Stratégie</b>                              | <b>Sans commande</b> | <b>DFC : deux capteurs</b> | <b>DFC : un capteur</b> | <b>ALINEA</b> |
|---|----------------------|----------------------------|-------------------------|---------------|
| Début congestion (mn)                         | 54.5                 | -                          | 54.5                    | 54.5          |
| Fin congestion (mn)                           | 131                  | -                          | 121                     | 113.8         |
| Durée congestion (h)                          | 76.5                 | 0                          | 16.6                    | 30            |
| Flux de sortie du segment 5                   | 3966                 | 4184                       | 4184                    | 4177          |
| Début file d'attente o1 (mn)                  | 74                   | -                          | -                       | -             |
| Fin file d'attente o1 (mn)                    | 123.5                | -                          | -                       | -             |
| Durée file d'attente o1 (mn)                  | 49.5                 | 0                          | 0                       | 0             |
| Taille maximale file d'attente o1 (véhicules) | 251                  | 0                          | 0                       | 0             |
| Début file d'attente o2 (mn)                  | -                    | 54.5                       | 54.7                    | 56.8          |
| Fin file d'attente o2 (mn)                    | -                    | 126.5                      | 126.5                   | 127           |
| Durée file d'attente o2 (mn)                  | -                    | 72                         | 71.8                    | 70.2          |
| Taille maximale file d'attente o2 (mn)        | -                    | 322                        | 322                     | 331           |
| Densité maximale (véh/km/voie)                | 78                   | 40                         | 41                      | 50            |
| Consommation (litres-véh)                     | 3462.2               | 3193.5                     | 3193.5                  | 3193.2        |

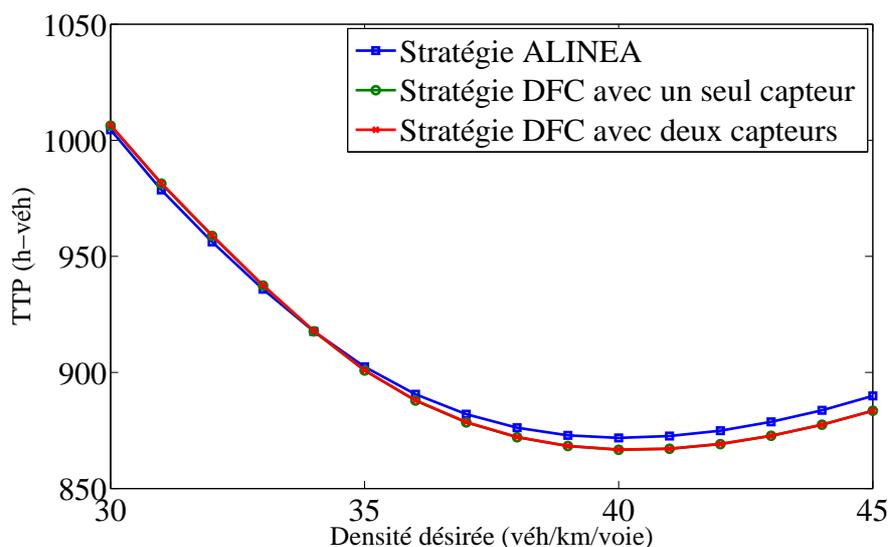


FIG. 3.22 – TTP (h-véh) correspondant à plusieurs valeurs de densité cible

### 3.4 Exemple d'application dans un cas d'une rampe et un rétrécissement

Dans un travail publié par Yibing et Papageorgiou, la stratégie ALINEA a été comparée à PI-ALINEA [238]. Les deux stratégies étaient appliquées sur un réseau autoroutier contenant une rampe d'entrée avec deux cas de configurations, sans et avec rétrécissement en aval de la rampe. Aucune action de gestion de la file d'attente n'est appliquée afin de voir l'efficacité du contrôle d'accès de chaque stratégie utilisée. Dans ce mémoire, nous allons effectuer une comparaison des résultats de nos simulations en appliquant la stratégie DFC avec deux capteurs sans gestion de la file d'attente, avec celles publiées dans [238] en nous limitant au cas d'un réseau présentant un rétrécissement, le cas sans rétrécissement ayant déjà été traité dans le paragraphe 3.3.

Le réseau routier retenu ainsi que les paramètres de simulation du modèle METANET et les demandes de trafic sont décrits ci-dessous. Les résultats de nos simulations sont donnés ensuite pour les trois stratégies de contrôle d'accès faisant l'objet de cette étude.

#### 3.4.1 Le réseau routier étudié

Le réseau routier étudié est représenté sur la figure 3.23. Il s'agit d'une simple section autoroutière d'une longueur de 5.5 km à trois voies. Une rampe d'entrée à une voie est située au deuxième kilomètre. À 1.5 km en aval de la rampe, la section autoroutière présente un goulot d'étranglement qui modifie sa géométrie sans toutefois diminuer son nombre de voies. Ce changement de géométrie peut être dû, par exemple, à la présence d'un tunnel ou d'un pont. Les voies de la zone de rétrécissement sont plus étroites que partout ailleurs.

Toutes les simulations que nous avons effectuées l'ont été en utilisant un modèle identique à celui proposé par [238] (mêmes paramètres, même nombre de voies). Le réseau est divisé en 22 segments et chaque segment a une longueur de 250 m. La rampe est localisée en amont du segment 9 et le goulot d'étranglement est composé des quatre segments allant de 15 à 18 (cf. figure 3.24).

TAB. 3.4 – Temps passé dans chaque portion de la route ainsi que dans les files d'attente ( $\rho_T = 40$  véh/km/voie)

| Strategie         | L1<br>(h-véh) | L2<br>(h-véh) | File O1<br>(h-véh) | File O2<br>(h-véh) | TOTAL<br>(h-véh) |
|-------------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|------------------|
| Cas sans-contrôle | 578.3         | 321.8         | 151.7              | 0                  | 1 052            |
| ALINEA            | 338.2         | 276.6         | 0                  | 257                | 871.8            |
| amélioration %    | 41.5          | 14.03         | 100                | —                  | 17.1             |
| DFC 1 capteur     | 338           | 277.3         | 0                  | 251.4              | 866.7            |
| amélioration %    | 41.6          | 13.8          | 100                | —                  | 17.6             |
| DFC 2 capteurs    | 338           | 277.3         | 0                  | 251.5              | 866.8            |
| amélioration %    | 41.6          | 13.8          | 100                | —                  | 17.6             |

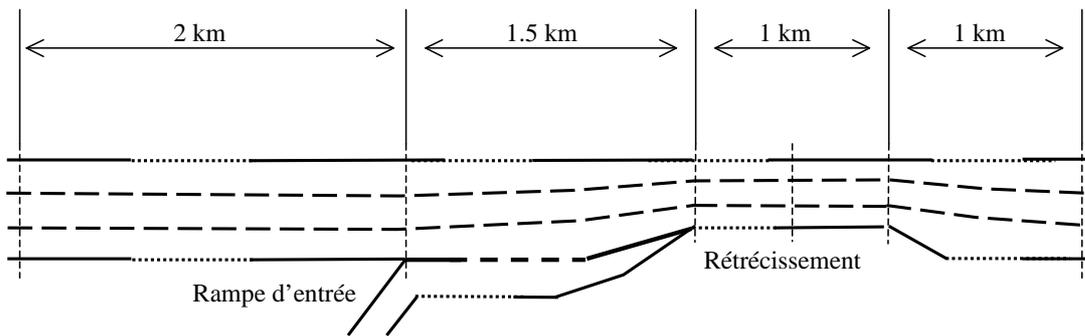


FIG. 3.23 – Réseau routier étudié

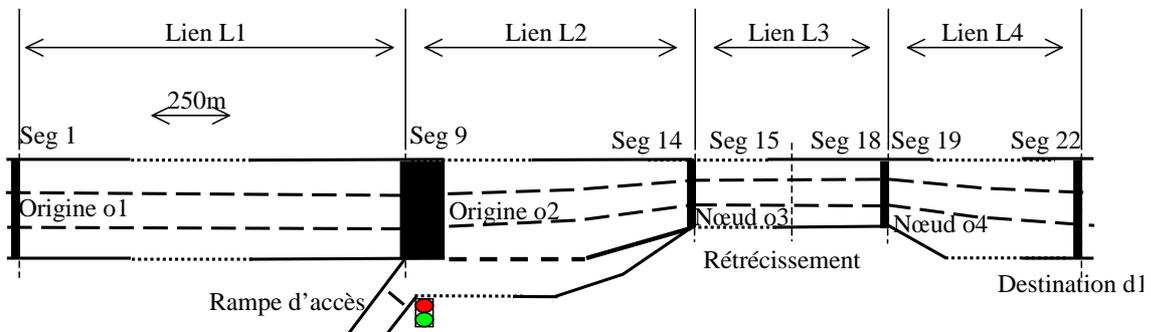


FIG. 3.24 – Modélisation METANET du réseau des expérimentations

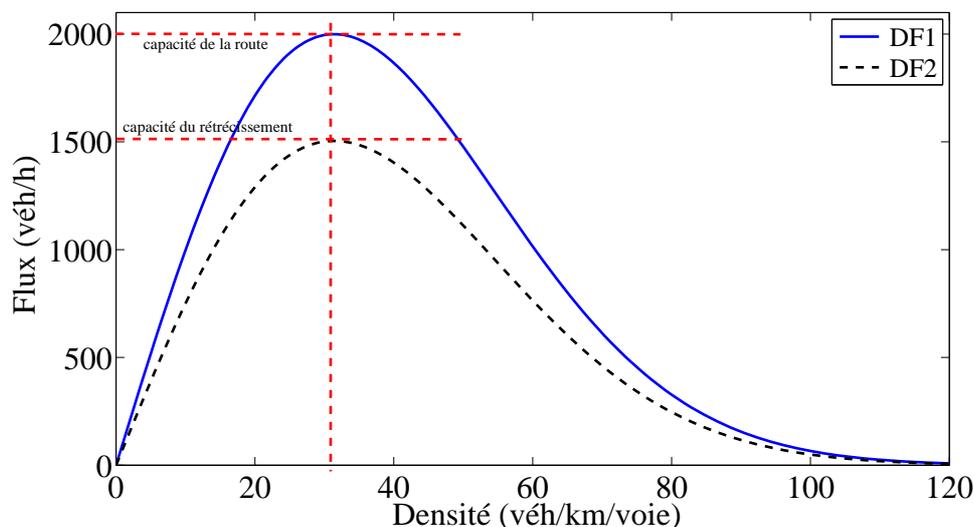


FIG. 3.25 – Les diagrammes fondamentaux

Le réseau routier étudié est caractérisé par des capacités différentes pour les voies "normales" et pour celles situées au niveau du goulot d'étranglement. La figure 3.25 représente les diagrammes fondamentaux de ces différentes parties du réseau. Le diagramme fondamental DF2 est considéré dans la simulation du modèle pour les segments du rétrécissement, alors que le diagramme fondamental DF1 est considéré pour les autres segments. Les paramètres du modèle sont issus de la littérature [238]. Pour DF1, nous avons  $\rho_{crit} = 31.4$  véh/km/voie,  $a = 2$ ,  $v_{f1} = 105$  km/h. Les caractéristiques du diagramme fondamental DF2 sont les mêmes que celles du diagramme DF1 si ce n'est que la vitesse libre vaut  $v_{f2} = 79$  km/h. Ainsi, la capacité de la route vaut  $Q_{cap1} = 2000$  véh/h/voie et  $Q_{cap2} = 1500$  véh/h/voie au niveau du rétrécissement.

Les autres paramètres du modèle, également issus de [237] sont : le pas de temps de simulation  $T = 5$  s,  $\tau = 20$  s,  $\kappa = 13$  véh/km/voie,  $\nu = 35$  km<sup>2</sup>/h,  $\rho_{max} = 120$  véh/km/voie et  $\delta = 1.4$ .

### 3.4.2 Scénario des demandes

Les demandes, de la section principale et de la rampe, sont représentées sur la figure 3.26. Elles ont une forme trapézoïdale et durent quatre heures. Les simulations que nous avons effectuées en utilisant ce scénario de demandes nous ont permis de comparer les résultats obtenus à l'aide de la stratégie DFC avec ceux obtenus dans [238] avec ALINEA et PI-ALINEA.

### 3.4.3 Détermination de la densité critique et de la capacité factuelles

Les trois stratégies qui sont comparées ci-dessous ne nécessitent pas d'utiliser un modèle pour les mettre en œuvre. L'étude de ces stratégies de commande est réalisée dans le cadre de simulations. Ainsi il est nécessaire de disposer d'un modèle du réseau routier. La rampe d'entrée (au segment 9) et le rétrécissement (au segment 15) sont suffisants pour créer des congestions si la demande dépasse leurs capacités. Dû à la complexité non linéaire et la nature dynamique du modèle macroscopique METANET, la capacité et la densité critique du réseau ne sont pas déterminées par le diagramme fondamental [170, 237, 238]. La congestion étant susceptible d'apparaître à cause de l'existence de la rampe d'entrée ou du rétrécissement, il est préférable

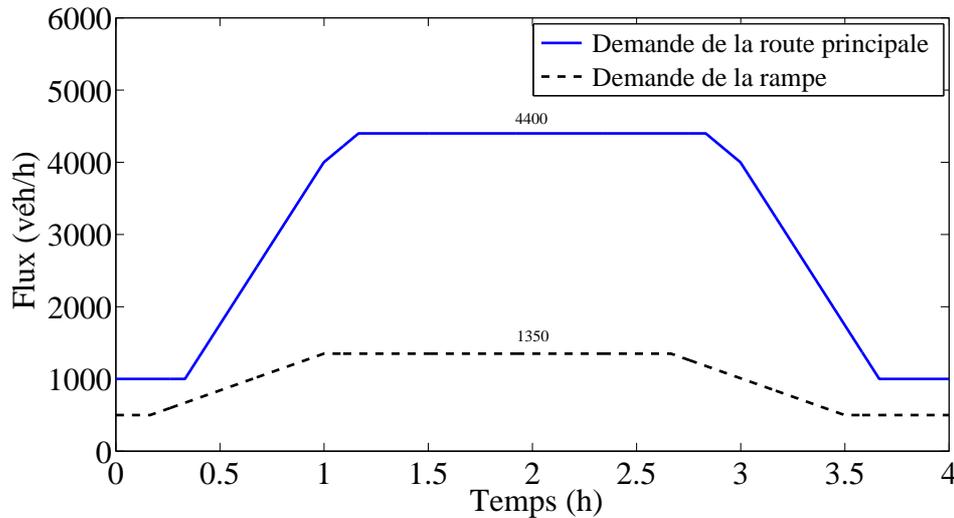


FIG. 3.26 – Scénario des demandes

de déterminer les densités critiques factuelles et les capacités factuelles des deux segments 9 et 15. Les deux figures 3.27 et 3.28 montrent, respectivement, la capacité et la densité critique factuelles du segment 9. Ces deux figures ont été obtenues par le même procédé que celui décrit dans le paragraphe 3.3.3.

Nous pouvons lire sur la figure 3.27 respectivement une capacité factuelle de 5 259 véh/h et une chute de capacité de 63 véh/h au segment 9. On peut noter la différence qu'il existe entre la capacité factuelle et la capacité de 6 000 véh/h (pour l'ensemble des trois voies) selon le diagramme fondamental. La figure 3.28, quant à elle, nous donne une densité critique factuelle de 31 véh/km/voie qui correspond à la capacité factuelle. Cette valeur diffère peu de la densité critique.

Les deux figures 3.29 et 3.30 donnent la capacité factuelle (5 253 véh/h) et la densité critique factuelle (41 véh/km/voie) pour le segment 15 à comparer avec les valeurs du diagramme fondamental : 4 500 véh/h pour la capacité (3 x 1 500 véh/h) et 31.4 véh/km/voie pour la densité critique.

#### 3.4.4 Résultats des simulations

D'après ce qui vient d'être présenté (cf. § 3.4.3), la présence d'un rétrécissement ne permet pas au réseau routier d'absorber un flux supérieur à 5 253 véh/h pour l'ensemble des trois voies. Or, durant la période de pointe, la demande totale (provenant des origines  $o_1$  et  $o_2$  est supérieure à la capacité factuelle de 5 253 véh/h du rétrécissement mais inférieure à la capacité de la route principale sans rétrécissement. Donc nécessairement, sans aucune action de contrôle, une congestion doit se former au niveau du rétrécissement. Étant donné que la demande de la route principale est inférieure à la capacité factuelle de 5 253 véh/h, la mise en place d'un contrôle d'accès devrait permettre d'obtenir des résultats intéressants : en effet, le contrôle d'accès pourrait empêcher de dépasser la capacité factuelle dans la chaussée principale.

Dans ce paragraphe, nous comparons les résultats de simulations obtenus en appliquant la stratégie DFC avec deux capteurs avec ceux présentés par [238], obtenus à l'aide des stratégies ALINEA et PI-ALINEA. La stratégie ALINEA est un régulateur Intégral. La stratégie PI-ALINEA en est une variante qui contient en plus une composante proportionnelle. Elle est

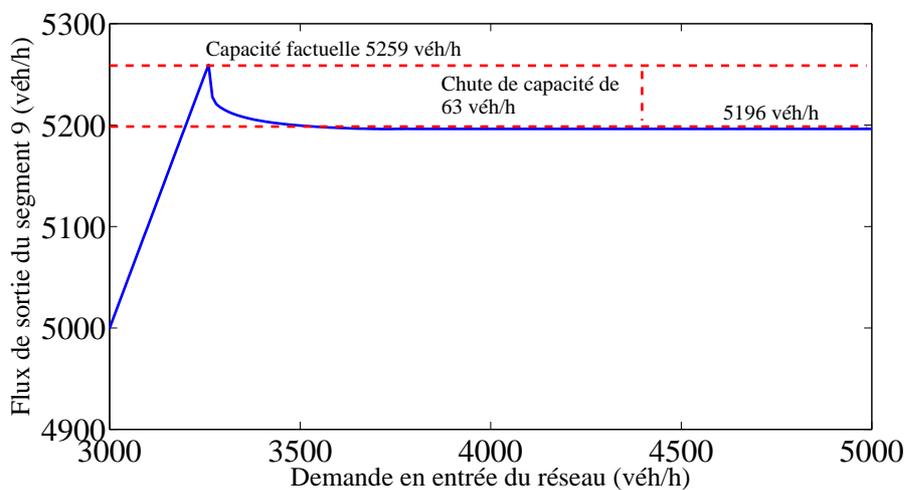


FIG. 3.27 – Détermination de la capacité factuelle du segment 9

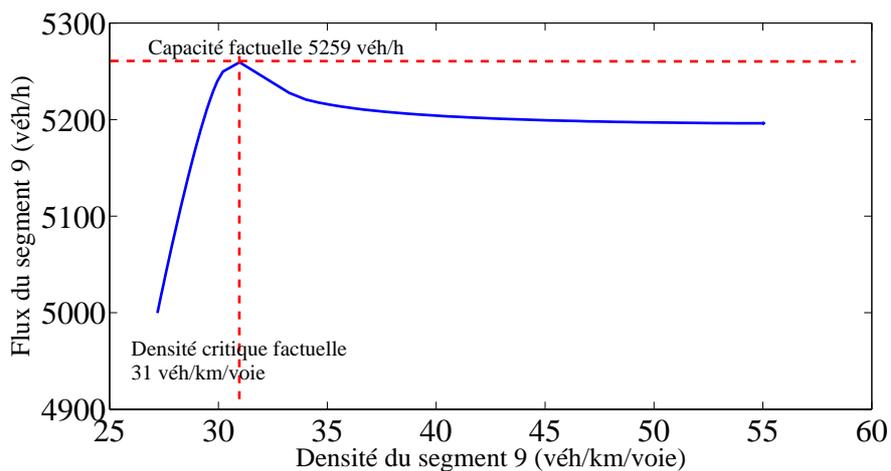


FIG. 3.28 – Détermination de la densité critique factuelle du segment 9

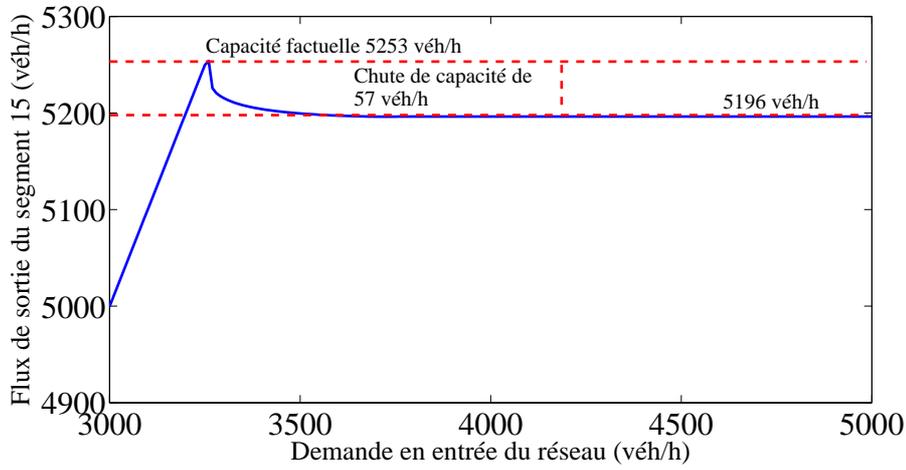


FIG. 3.29 – Détermination de la capacité factuelle du segment 15

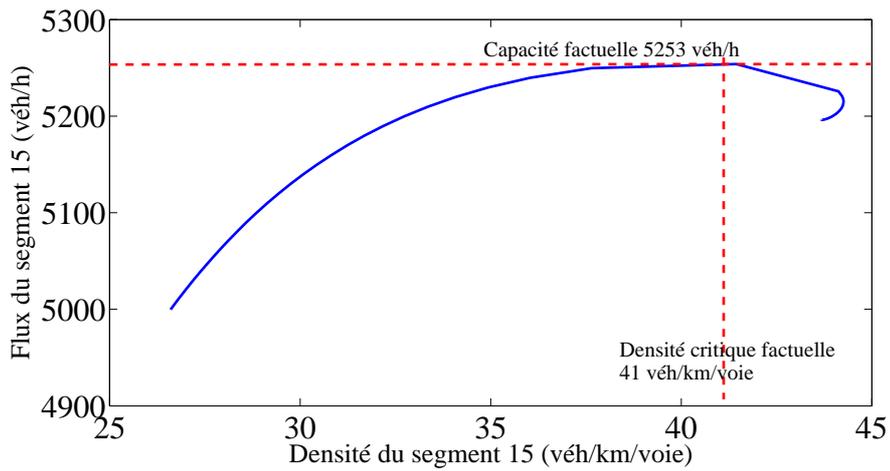


FIG. 3.30 – Détermination de la densité critique factuelle du segment 15

définie dans [238] par l'équation (3.15) :

$$Q_r(k) = Q_r(k-1) + K_R[O_d - O_{out}(k)] - K_P[O_{out}(k) - O_{out}(k-1)] \quad (3.15)$$

où  $Q_r(k)$  est le flux autorisé à entrer dans la route principale,  $K_R$  et  $K_P$  sont deux paramètres associés respectivement aux termes intégral et proportionnel du régulateur. L'intervalle du temps de contrôle est égal à 30 secondes pour ALINEA comme pour PI-ALINEA. Les auteurs de [238] tronquent le flux  $Q_r(k)$ , calculé par ALINEA et PI-ALINEA, dans le cas où celui-ci présente une valeur située en dehors de l'intervalle  $[Q_{min}^r, Q_{max}^r(k)]$  :

- $Q_{min}^r$  est le flux minimum admissible et est égal à 300 véh/h,
- $Q_{max}^r(k)$  est défini par  $Q_{max}^r(k) = \min\{Q_{cap}^{o2}, q_r(k-1) + 400\}$  où  $q_r(k-1)$  est le flux réel mesuré qui accède à la section principale à partir de la rampe durant l'intervalle de temps précédent.

Pour la stratégie DFC, le flux ainsi calculé est tronqué de manière à rester dans l'intervalle  $[Q_{min}^r, Q_{max}^r]$ . Pour que les résultats fournis par ALINEA et PI-ALINEA puissent être comparés à ceux donnés par la stratégie DFC, il est nécessaire d'assurer, pour la DFC, un taux d'accès minimum  $r_{min}$  qui correspond à un flux minimum de 300 véh/h : ce taux d'accès minimum est donc  $r_{min} = \frac{300}{Q_{cap}^{o2}}$ .

Le paramètre  $K_R$  de la stratégie ALINEA est égal à 10 véh/h et les paramètres  $K_R$  et  $K_P$  de la stratégie PI-ALINEA valent, respectivement, 4 véh/h et 800 véh/h comme paru dans [238]. Par définition, ALINEA utilise des mesures d'occupation effectuées à quelques centaines de mètres en aval de la rampe d'entrée. Plus précisément, les analyses conduisant à la conception d'ALINEA dont le comportement est celui d'un régulateur de type intégral, ainsi que la spécification du paramètre  $K_R$ , sont basées sur la supposition que les véhicules sortant de la rampe atteignent l'endroit où est placé le capteur de mesure dans un intervalle de temps de contrôle  $\beta$ . Or, si un rétrécissement avec une faible capacité existe en aval de la rampe, les mesures de l'occupation utilisées dans ALINEA devraient être collectées au niveau du rétrécissement (segment 15) plutôt qu'au niveau du segment 9. En effet, la congestion se forme d'abord au niveau du rétrécissement puis se propage vers l'amont. Donc, si le capteur est placé au niveau du segment 9, la congestion ne sera détectée que lorsqu'elle aura parcourue les segments 15 à 9. Ainsi, comme le préconisent dans ce cas les auteurs de [238], dans les stratégies ALINEA et PI-ALINEA les mesures sont effectuées au niveau du segment 15 pour détecter au plus tôt le début de la formation d'une congestion. Par contre, la stratégie DFC impose de prendre les mesures au niveau du segment 9 car cette stratégie est fondée sur la loi de conservation de la masse qui n'est vraie que pour une certaine limite de la longueur de la route. Cependant, il est possible, comme nous allons le voir, d'adapter la stratégie DFC de manière à utiliser une station de mesure au niveau du rétrécissement afin de détecter au plus tôt la formation d'une congestion. Puisque la stratégie ALINEA essaye de garder les conditions en aval de la rampe proches d'un comportement désiré, les auteurs de [238] utilisent une densité désirée de 30 véh/voie/km. Pour la stratégie PI-ALINEA, ils utilisent une densité égale à la densité désirée de 42 véh/voie/km. Ces deux valeurs correspondent à la densité critique factuelle des segments 9 et 15 trouvées par [238] : dans les simulations qui suivent, elles seront remplacées par les valeurs que nous avons obtenues et qui leur sont très proches. Par contre, pour la stratégie DFC, nous allons utiliser la densité critique factuelle du segment 9 que nous avons déterminé par nos simulations.

Dans la suite, nous donnons les résultats de simulations de quatre cas : le cas sans contrôle, ALINEA, PI-ALINEA et la stratégie DFC.

### 3.4.4.1 Cas sans contrôle

Dans ce cas et d'après les résultats de simulations, la congestion apparaît dans le segment 9 à l'instant  $t = 72.5$  mn et dans le segment 15 à l'instant  $t = 73$  mn<sup>11</sup>, voir la figure (3.31). Par conséquent, les flux d'écoulement chutent le long de tout le réseau. Quand les deux demandes de la section principale et de la rampe se stabilisent, les densités se stabilisent aussi. La congestion se propage en amont à travers tous les autres segments et dès qu'elle atteint l'origine  $o1$ , une file d'attente se crée à l'instant  $t = 103$  mn. En effet, durant la période de pointe, le flux en aval de la rampe de 5 197 véh/h est plus faible que la capacité factuelle du rétrécissement de 5 253 véh/h (chute de capacité), alors que le flux en amont de la rampe de 3 846 véh/h est plus faible que la demande de l'origine  $o1$  (d'où la file d'attente en  $o1$ ). La différence de flux entre l'amont et l'aval de la rampe est égal à la demande de la rampe :  $5\,197 \text{ véh/h} - 3\,846 \text{ véh/h} \approx 1\,350 \text{ véh/h}$ , ce qui explique l'absence de la file d'attente au niveau de la rampe. Dès que les demandes commencent à diminuer, la file d'attente de l'origine  $o1$  diminue pour disparaître à l'instant  $t = 207$  mn : la congestion se résorbe alors. Le TTP dans le cas sans contrôle est de 2 448.8 h-véh.

### 3.4.4.2 Cas avec contrôle : ALINEA

Le contrôle d'accès a pour but de garder la densité en aval de la rampe aux alentours d'une densité désirée. Cependant, Yibing et ses collaborateurs ont préféré utiliser l'information d'occupation du segment 15, qui leur semble plus pertinent, dans le cadre de leurs simulations des stratégies ALINEA et PI-ALINEA [238].

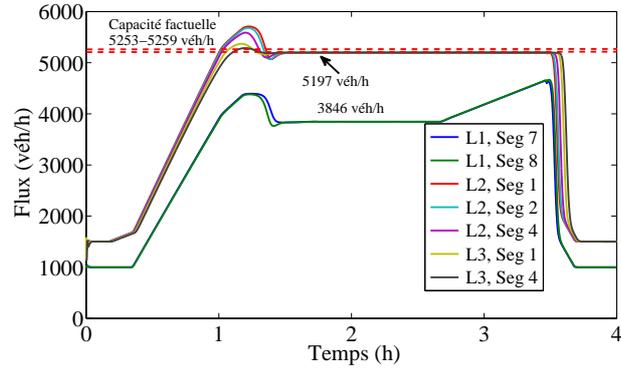
Durant la période de pointe, les évolutions de la densité et du flux au niveau du segment 15 de même que dans les segments situés en amont sont de nature oscillatoires. Les densités observées dans les segments 15 oscillent autour de la valeur désirée, de même les flux des segments 15 à 18 présentent une valeur moyenne inférieure à la capacité factuelle du rétrécissement. Pour le segment 9 de la rampe, sa densité n'atteint pas sa densité critique factuelle, elle oscille plutôt autour d'une valeur plus faible et son flux oscille autour de la valeur 5 153 véh/h, ce qui fait que la congestion est totalement éliminée sur le segment de la rampe. La demande présente à l'origine  $o1$  (4 400 véh/h) est totalement absorbée, ce qui provoque une file d'attente à l'origine  $o2$ , (cf. figure 3.32). Le TTP dans ce cas de contrôle est de 2 737.9 h-véh contre 2 448.8 h-véh dans le cas sans contrôle, donc ALINEA produit un effet négatif dans le cas d'un rétrécissement en aval d'une rampe. Ceci est dû à une installation de la station de mesure à une trop grande distance de la rampe (le retard pur introduit dans le système devient trop important pour qu'il puisse être négligé, ce qui correspond au délai de propagation des véhicules entre la rampe et la station de mesure située en aval) selon [238].

Nous estimons que le choix d'une densité désirée de 30 véh/km/voie n'est pas très judicieux car elle ne correspond pas à la densité critique factuelle (d'une valeur de 41 véh/km/voie) du segment 15 où se font les mesures. D'ailleurs, selon des simulations que nous avons effectuées, le TTP serait égal à 2 563.1 h-véh si la densité désirée était égale à 41 véh/km/voie : la congestion serait alors présente partout et durerait 1.92 h. D'autres simulations montrent que si la station de mesure était placée en aval du segment 9 avec une densité désirée de 31 véh/km/voie (la densité critique factuelle du segment 9), le TTP serait de 2 477.5 h-véh et la congestion, inévitable, durerait 2 h.

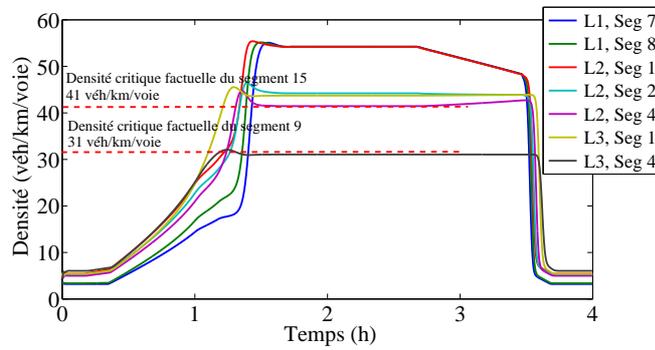
---

11. En supposant que la congestion apparaît quand la densité dans chacun des segments 9 et 15 atteint sa densité critique factuelle.

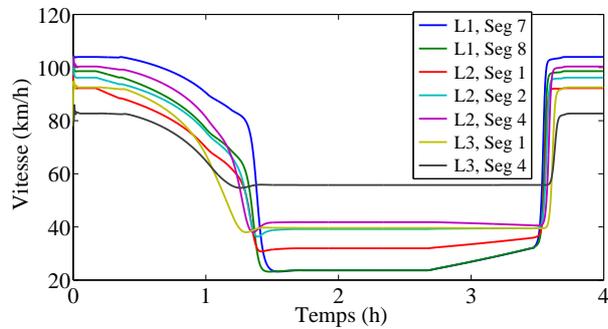
3.4. Exemple d'application dans un cas d'une rampe et un rétrécissement



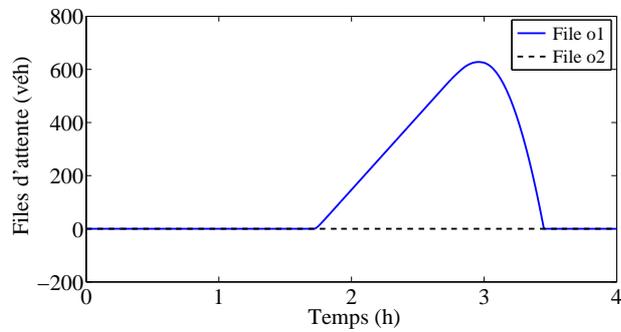
(a) Flux dans les segments du réseau



(b) Densités dans les segments du réseau

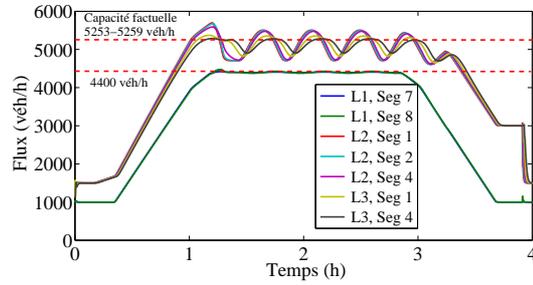


(c) Vitesses dans les segments du réseau

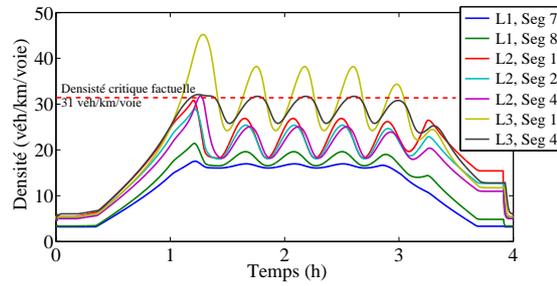


(d) Files d'attente aux origines

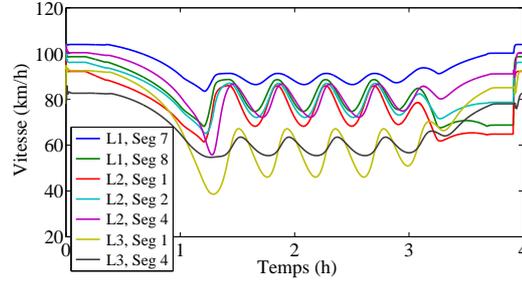
FIG. 3.31 – Résultats du cas sans commande



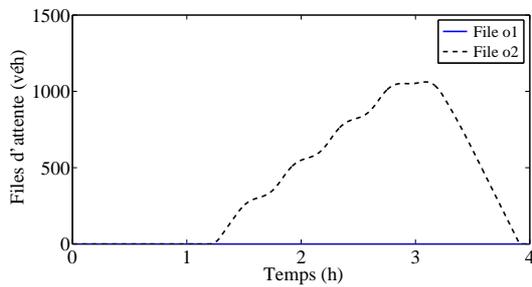
(a) Flux dans les segments du réseau



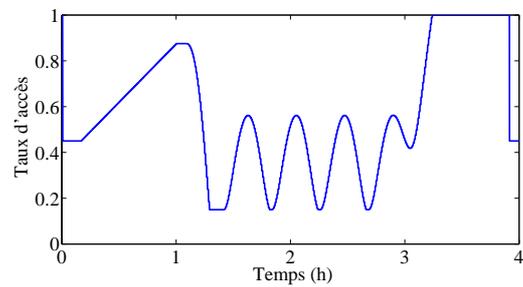
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.32 – Résultats du contrôle d'accès avec ALINEA pour une densité cible de 31 véh/km/voie

### 3.4.4.3 Cas avec contrôle : PI-ALINEA

Le contrôle d'accès basé sur la stratégie PI-ALINEA, utilisant les mesures d'occupation du segment 15, donne de meilleurs résultats que ceux obtenus en utilisant la stratégie ALINEA. Il suffit de choisir la densité désirée égale à la densité critique factuelle du rétrécissement pour avoir sa capacité factuelle. Les oscillations dans les trajectoires des densités et des flux provoqués par la stratégie ALINEA sont supprimées, voir figure 3.33. La densité du segment 15 atteint la densité désirée à la fin et la section du rétrécissement est utilisée à sa capacité maximale. La demande de  $o1$  est totalement absorbée et une file d'attente est créée en  $o2$ . Les densités de tous les segments du réseau sont en dessous de la densité critique factuelle. Le TTP est de 2 278.3 h-véh. Il est amélioré de 7% par rapport au cas sans commande.

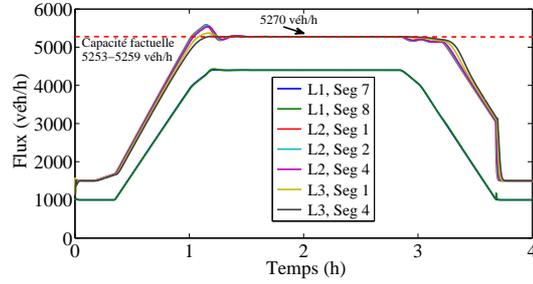
### 3.4.4.4 Stratégie DFC

Les mesures utilisées dans la stratégie DFC sont effectuées au niveau du segment 9 (segment de la rampe). Pendant la congestion, le flux de sortie se stabilise autour de 5 231 véh/h (cf. figure 3.34). Le TTP dans le cas de la stratégie DFC est de 2 371.3 h-véh par rapport à 2 448.8 h-véh dans le cas sans contrôle. Ce résultat est le meilleur et est obtenu pour une densité désirée égale à 25 véh/km/voie différente de la densité critique factuelle du segment 9. Nous allons également adapter la stratégie DFC en plaçant le capteur en aval non pas dans le segment 9 mais dans le segment 15 afin de réagir dès l'apparition de la congestion. Pour notre exemple, la loi de commande qui régit cette stratégie est donnée par l'équation (3.16) :

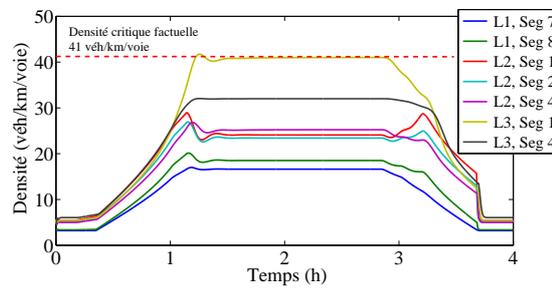
$$Q'_r(k) = 7L\lambda \frac{\rho_T - \rho_{15}(k)}{\beta} - q_8(k) + q_{15}(k). \quad (3.16)$$

L'expression  $7L$  dans cette équation s'explique par la distance qui sépare le capteur en amont et celui en aval. Dans la suite cette loi sera notée  $DFC_{15}$ . Pour cette loi le TTP est de 2 318.2 h-véh avec une amélioration de 5.3% par rapport au cas sans commande. Ce résultat est obtenu pour une densité désirée égale à la densité critique factuelle de 41 véh/km/voie. Les résultats de simulations des stratégies  $DFC_9$  et  $DFC_{15}$  sont représentées par les figures 3.34 et 3.35

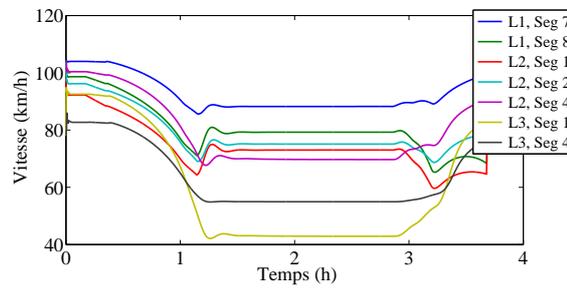
Le tableau 3.5 montre l'efficacité du contrôle d'accès en utilisant plusieurs critères : durée de la congestion, consommation d'énergie, densité maximale, ... D'après ce tableau, le contrôle d'accès permet de résoudre plusieurs problèmes liés aux congestions, la durée de congestion et la consommation de l'énergie. Dans le cas de l'utilisation de la stratégie ALINEA, la congestion débute plus tôt mais elle dure moins longtemps que la DFC. La stratégie DFC a tendance à améliorer le flux de trafic ainsi qu'à diminuer la longueur de la file d'attente de l'origine  $o2$  par rapport à ALINEA. La stratégie ALINEA permet de faire mieux que la DFC et PI-ALINEA par rapport à la consommation d'énergie. La stratégie PI-ALINEA annule complètement la congestion et améliore nettement le flux.



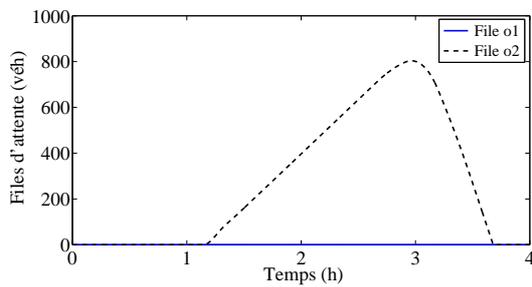
(a) Flux dans les segments du réseau



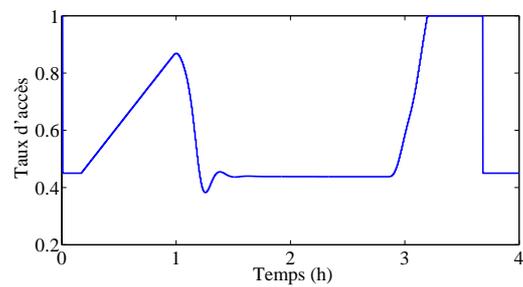
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



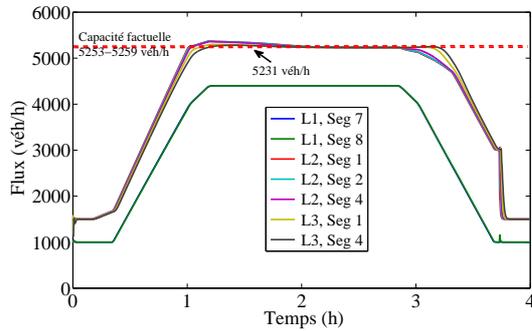
(d) Files d'attente aux origines



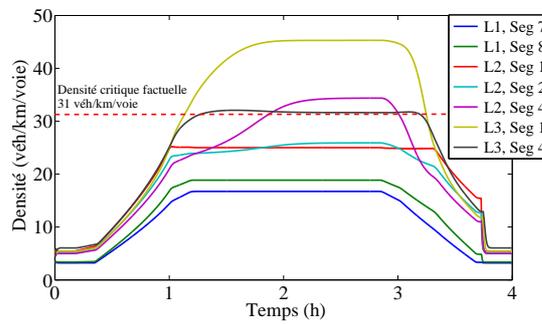
(e) Taux d'accès

FIG. 3.33 – Résultats du contrôle d'accès avec PI-ALINEA pour une densité cible de 41 véh/km/voie

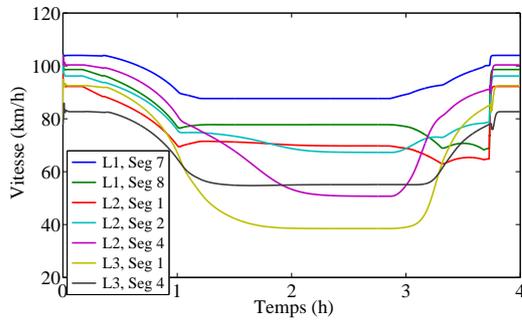
3.4. Exemple d'application dans un cas d'une rampe et un rétrécissement



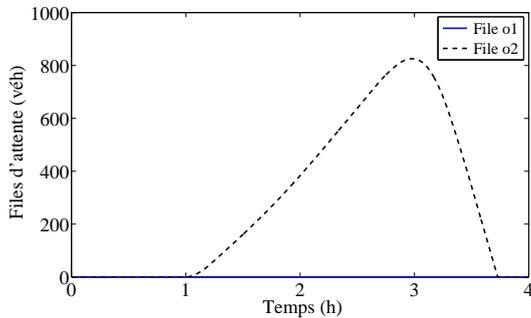
(a) Flux dans les segments du réseau



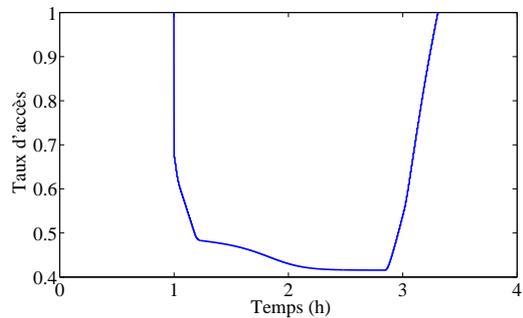
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

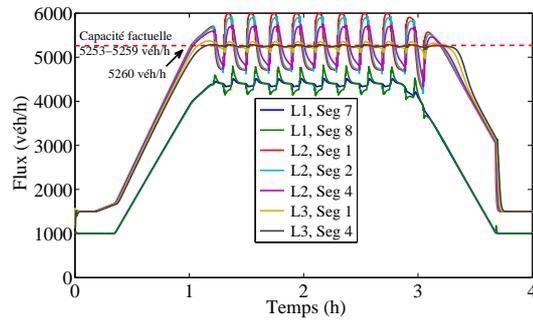


(d) Files d'attente aux origines

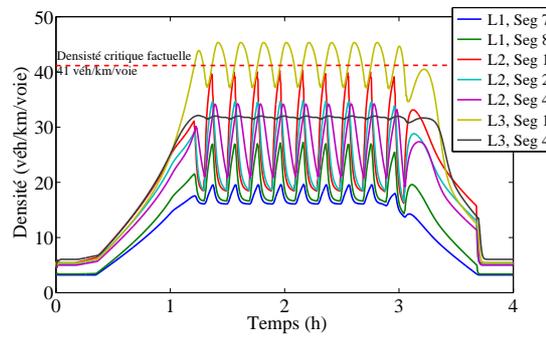


(e) Taux d'accès

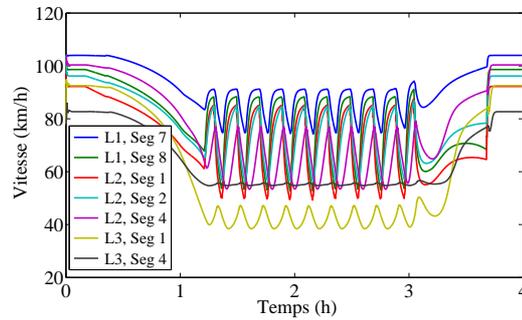
FIG. 3.34 – Résultats du contrôle d'accès avec  $DFC_9$  pour une densité cible de 25 véh/km/voie



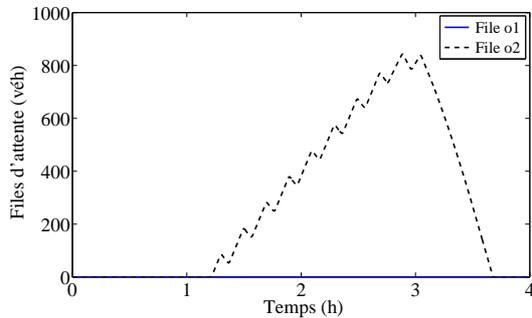
(a) Flux dans les segments du réseau



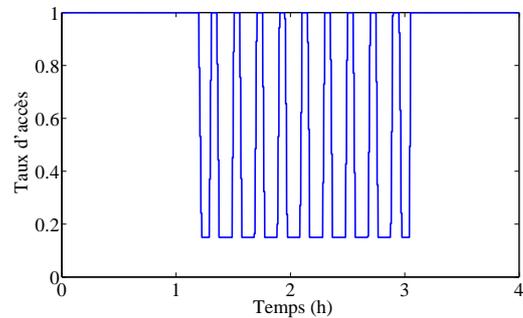
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. 3.35 – Résultats du contrôle d'accès avec  $DFC_{15}$  pour une densité cible de 41 véh/km/voie

TAB. 3.5 – Comparaison des résultats des trois stratégies pour plusieurs critères

| <b>Stratégie</b>                                | <b>Sans commande</b> | <b>ALINEA</b> | <b>PI-ALINEA</b> | $DFC_9$ | $DFC_{15}$ |
|---|----------------------|---------------|------------------|---------|------------|
| Début congestion (mn)                           | 72.5                 | 72.6          | 73.5             | 87.9    | 72.6       |
| Fin congestion (mn)                             | 214.5                | 81.5          | 78.25            | 188.5   | 192.5      |
| Durée congestion (mn)                           | 142                  | 9             | 5                | 100.6   | 69.5       |
| Flux de sortie en aval de la rampe (véh/h)      | 5197                 | 5153          | 5270             | 5231    | 5260       |
| Début file d'attente $o1$ (mn)                  | 103                  | -             | -                | -       | -          |
| Fin file d'attente $o1$ (mn)                    | 207                  | -             | -                | -       | -          |
| Durée file d'attente $o1$ (mn)                  | 104                  | 0             | 0                | 0       | 0          |
| Taille maximale file d'attente $o1$ (véhicules) | 628                  | 0             | 0                | 0       | 0          |
| Début file d'attente $o2$ (mn)                  | -                    | 72.1          | 68.6             | 60.1    | 72.6       |
| Fin file d'attente $o2$ (mn)                    | -                    | 235           | 220.8            | 224     | 220.8      |
| Durée file d'attente $o2$ (mn)                  | 0                    | 162.9         | 152.2            | 163.9   | 148.5      |
| Taille maximale file d'attente $o2$ (véhicules) | 0                    | 1062          | 804              | 826     | 843        |
| Densité maximale (véh/km/voie)                  | 55.4                 | 45            | 42               | 45      | 45         |
| Consommation (litres-véh)                       | 6421.2               | 5917.9        | 5925.7           | 5964.2  | 5953.8     |

TAB. 3.6 – Comparaison des valeurs du TTP pour les différentes stratégies

| Stratégie         | L1<br>(h-véh) | L2<br>(h-véh) | L3<br>(h-véh) | L4<br>(h-véh) | File O1<br>(h-véh) | File O2<br>(h-véh) | TTP<br>(h-véh) |
|-------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------------------|--------------------|----------------|
| Cas sans-contrôle | 727.8         | 547.73        | 332.23        | 220.6         | 620.34             | 0                  | 2448.8         |
| ALINEA            | 276           | 328.5         | 281.7         | 214           | 0                  | 1637.7             | 2737.9         |
| amélioration %    | 62.1          | 40            | 15.2          | 2.98          | 100                | —                  | -11.8          |
| PI-ALINEA         | 277           | 354.5         | 314.36        | 220.15        | 0                  | 1112.2             | 2278.3         |
| amélioration %    | 61.94         | 35.27         | 5.38          | 0.19          | 100                | —                  | 7              |
| DFC <sub>9</sub>  | 277.3         | 392.1         | 320.2         | 219.2         | 0                  | 1162.4             | 2371.3         |
| amélioration %    | 61.9          | 28.4          | 3.62          | 0.6           | 100                | —                  | 3.16           |
| DFC <sub>15</sub> | 280.5         | 379           | 318.9         | 220.2         | 0                  | 1119.5             | 2318.2         |
| amélioration %    | 61.4          | 30.8          | 4             | 0.2           | 100                | —                  | 5.3            |

Le TTP dans le cas du contrôle d'accès, de plusieurs parties du réseau (lien  $L1$ , lien  $L2$ , lien  $L3$ , lien  $L4$ , la file d'attente à l'origine  $o1$  et la file d'attente à la rampe d'origine  $o2$ ), en utilisant les stratégies DFC, ALINEA et PI-ALINEA est comparé au cas sans contrôle dans le tableau 3.6.

### 3.5 Conclusion

Les résultats donnés dans ce mémoire confirment les observations des chercheurs qui ont travaillé sur le contrôle d'accès. Le contrôle d'accès permet en effet de diminuer la densité dans la route principale, de maximiser le flux d'écoulement et par conséquent la demande sera mieux satisfaite. Le trafic routier est ainsi plus fluide et le temps total passé par les véhicules sur un tronçon routier, tel celui étudié, est plus faible. La stratégie ALINEA, très connue en Europe, permet en effet de résoudre de nombreux problèmes liés à la saturation des axes routiers (apparition de congestions), mais elle est également à l'origine d'autres problèmes notamment la génération d'oscillations des flux. Les stratégies DFC que nous avons développées au sein du laboratoire LGI2A présentent, quant à elles, l'avantage de ne pas provoquer d'oscillations. Le contrôleur PI-ALINEA ne crée pas non plus d'oscillations mais il présente le désavantage d'introduire un deuxième paramètre qui doit être ajusté. La difficulté de mise en œuvre de cette stratégie réside dans le réglage des paramètres afin d'obtenir un résultat satisfaisant. Par contre, les stratégies DFC que nous avons présentées n'ont pas de paramètres à régler, cela représente un avantage certain dans leur mise en œuvre. Cependant, les stratégies DFC n'ont fait l'objet pour l'instant d'aucune mise en œuvre en situation réelle.

Des techniques autres que le contrôle d'accès peuvent être mises en œuvre pour réduire la congestion. Dans le chapitre suivant, nous proposons des techniques basées sur la limitation dynamique de la vitesse.

## Chapitre 4

# Limitation Dynamique de la Vitesse (LDV)

### Sommaire

---

|            |  |            |
|------------|--|------------|
| <b>4.1</b> | <b>Principe de la commande</b>   | <b>114</b> |
| <b>4.2</b> | <b>Stratégie de déclenchement de la commande</b>                           | <b>116</b> |
| <b>4.3</b> | <b>Lois de limitation dynamique de la vitesse</b>                          | <b>116</b> |
| 4.3.1      | Loi de commande basée sur l'anticipation                                   | 116        |
| 4.3.2      | Loi de commande basée sur le flux cible                                    | 118        |
| <b>4.4</b> | <b>Exemple de simulation</b>   | <b>119</b> |
| 4.4.1      | Schéma de simulation et scénario de demande                                | 119        |
| 4.4.2      | Détermination de la densité critique factuelle et de la capacité factuelle | 121        |
| 4.4.3      | Cas sans contrôle  | 123        |
| 4.4.4      | Cas d'une commande basée sur l'anticipation                                | 123        |
| 4.4.5      | Cas de la commande basée sur le flux cible                                 | 127        |
| 4.4.6      | Comparaison des résultats  | 130        |
| 4.4.7      | Effet du nombre de segments commandés                                      | 131        |
| 4.4.8      | Conclusion   | 132        |

---

En présence d'un goulot d'étranglement, une congestion est susceptible de se produire lorsque la demande de trafic est élevée. La nature du goulot d'étranglement est diverse : ce peut être une suppression de voies de circulation, une rampe d'entrée connectée à une route principale, ... Dans le chapitre précédent, nous avons traité le cas d'un goulot d'étranglement dû à une rampe d'entrée. Le problème de la congestion a alors été résolu, en partie, à l'aide d'un contrôle d'accès au niveau de la rampe d'entrée. Nous allons voir dans ce chapitre, une autre méthode pour limiter la congestion qui se produit à cause d'autres types de goulots d'étranglement. Le cas très particulier du goulot d'étranglement que l'on trouve au-delà de la zone de paiement d'une autoroute a été traité par une variante d'ALINEA<sup>12</sup> [185]. Nous allons nous intéresser dans ce chapitre à des goulots d'étranglement plus courants tels qu'une suppression de voies de circulation, ou un rétrécissement de la largeur des voies. Dans ce cas, l'approche qui est parfois utilisée est la *limitation dynamique de la vitesse* (LDV). Le contrôle d'accès et la limitation dynamique de la vitesse peuvent être également utilisés conjointement : ce sera l'objet du chapitre suivant.

---

12. Les feux régulés ne sont pas placés au niveau d'une rampe d'accès mais dans la zone de paiement.

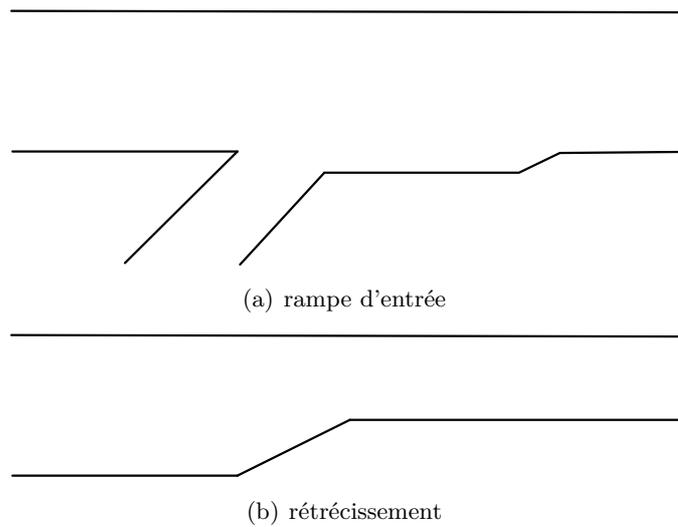


FIG. 4.1 – Exemple de goulot d'étranglement

Dans ce chapitre, nous commençons par exposer le principe de la commande par la limitation dynamique de la vitesse. Puis nous proposerons plusieurs lois de commande. Enfin, en guise d'exemple, nous terminerons par une application de ces lois sur un réseau routier.

## 4.1 Principe de la commande

Nous considérons donc dans ce chapitre, un réseau routier présentant un goulot d'étranglement, c'est à dire une zone en aval dont la capacité en terme de débit est inférieure à la portion de route en amont. Une rampe d'entrée connectée à une route principale est un exemple de goulot d'étranglement (cf. figure 4.1(a)) : la totalité de la demande (celle provenant de l'amont de la route principale ajoutée à celle provenant de la rampe) peut ne pas être absorbée complètement par la portion de la route qui se trouve en aval de la rampe. Un autre exemple de goulot d'étranglement est le rétrécissement de la route (cf. figure 4.1(b)) : ceci se présente, par exemple, si une des voies de circulation est supprimée, ou si la largeur des voies de circulation diminue ou encore si des travaux sont effectués . . . D'autres causes de rétrécissement sont données dans [185, 20].

En cas de forte demande, celle-ci ne pourra pas traverser en totalité le goulot d'étranglement, ce qui entraîne une accumulation de véhicules : c'est le début de la congestion. La congestion se propage vers l'amont et dans le même temps une chute de capacité se produit. Cette chute peut aller de 5% à 20% de la capacité du réseau en aval [32].

Le phénomène de chute de capacité est illustré sur la figure 4.2. Il s'agit d'une simulation d'une route dont la capacité est de 4 000 véh/h en amont et 2 000 véh/h en aval. Le débit de sortie du réseau est comparé à la demande en entrée et à la capacité en aval. Lorsque le débit d'entrée est inférieur (première heure de simulation) ou égal à la capacité aval de la route (deuxième heure de simulation), le débit de sortie est égal, après une phase transitoire, au débit d'entrée : aucune accumulation de véhicules ne se produit, il s'agit du régime fluide. Ainsi, en régime fluide, le débit de sortie peut atteindre la capacité aval de la route. Par contre, si la demande en entrée est supérieure à la capacité aval (troisième heure de simulation), une congestion se forme et les véhicules s'accumulent dans la route : le débit de sortie du réseau est inférieur au débit d'entrée et même à la capacité aval, c'est la chute de capacité. La chute de capacité peut

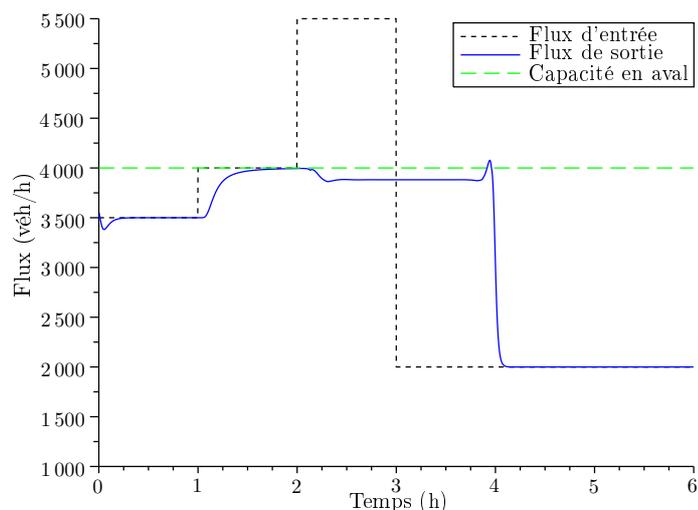


FIG. 4.2 – Chute de capacité

s'expliquer, selon certains auteurs, par le fait qu'après avoir traversé la congestion, les véhicules dont la vitesse est alors très faible perdent un peu de temps pour accélérer [185].

La chute de capacité contribue à l'accélération de la congestion. De plus, elle induit une augmentation du TTP. En effet, selon [172] minimiser le TTP revient à maximiser le flux de sortie. Récemment, dans [21], les auteurs ont présenté une stratégie de contrôle qui permet d'éviter la chute de capacité. Cette stratégie est nommée par ses auteurs MTFC (Mainstream Traffic Flow Control : Commande de flux de la section principale) : elle consiste à commander le flux de trafic de la chaussée principale à partir d'un point appelé *point de contrôle*. Le principe est d'éviter la chute de capacité en limitant le flux en amont afin qu'il ne dépasse pas la capacité en aval. Pour cela, les auteurs de [21] proposent deux techniques : l'une consiste à appliquer une limitation dynamique de la vitesse (LDV) sur la chaussée principale. L'autre consiste à utiliser des feux de signalisation, dont le temps de cycle est très court afin de faire ralentir le flux de trafic sans l'arrêter totalement. La technique la plus simple et la plus développée est celle de la limitation dynamique de la vitesse [75, 21]. Le principe de cette technique est d'appliquer une limitation de vitesse, en fonction des conditions de trafic, dans une ou plusieurs portions de route en amont du goulot d'étranglement (cf. figure 4.3) : chaque portion de route de la zone d'application de la LDV aura sa propre limitation dynamique de la vitesse. Il est nécessaire de laisser une distance suffisante entre le goulot d'étranglement et la zone où s'applique une limitation de vitesse (point de contrôle). Cette distance permet aux automobilistes d'accélérer librement afin d'atteindre, à l'entrée du goulot d'étranglement, la vitesse critique  $V_e(\rho_{crit})$ , c'est à dire la vitesse pour laquelle le flux est maximal. Sans cette zone d'accélération, on se retrouverait dans les mêmes conditions que celles qui seraient à l'origine de la chute de capacité. Selon [68] une distance de 700 m est suffisante.

La limitation dynamique de la vitesse n'est appliquée que lorsque les conditions de trafic l'exigent, c'est à dire lorsqu'il y a un risque de congestion. Les paragraphes suivants exposent la stratégie de déclenchement de la LDV ainsi que ses lois de commande.

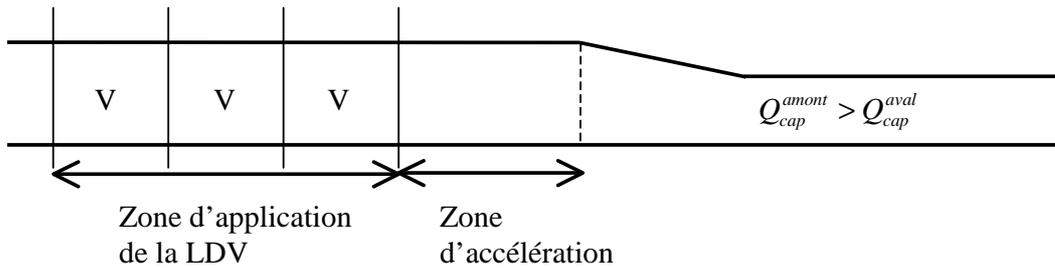


FIG. 4.3 – Cas d'un rétrécissement

## 4.2 Stratégie de déclenchement de la commande

Lorsque le trafic est faible et qu'il n'y a pas de risque de congestion, il n'y a aucune raison d'imposer une limitation de vitesse. Par contre, si le trafic est dense, il est nécessaire d'agir afin de limiter la congestion. Dans ce paragraphe, nous allons définir les conditions qui déclenchent la limitation dynamique de la vitesse.

Il est possible d'utiliser le flux<sup>13</sup> ou la vitesse pour déclencher la LDV. Par exemple, elle peut être déclenchée si au niveau du goulot d'étranglement, le flux franchit un certain seuil (en général la capacité en aval) ou encore si la vitesse passe en dessous d'un certain seuil. Cependant, comme nous l'avons déjà vu au premier chapitre, utiliser la vitesse ou le flux comme valeur seuil n'est pas conseillé puisque ces deux grandeurs, étant très sensibles aux conditions de trafic, sont susceptibles de changer, contrairement à la densité critique [177]. Nous décidons donc de déclencher la commande en fonction de la densité, c'est à dire si la densité au niveau du goulot d'étranglement dépasse une valeur seuil.

Nous venons de définir à quel moment est déclenchée la commande, il reste à définir précisément cette commande. C'est l'objet du paragraphe suivant. Celui-ci présente trois lois de commande : les deux premières sont basées sur le terme d'anticipation et la dernière vise à obtenir un flux prédéfini.

## 4.3 Lois de limitation dynamique de la vitesse

Les deux lois de commande présentées dans ce chapitre nécessitent d'utiliser le modèle de flux de trafic METANET dans nos simulations. Plus précisément, elles utilisent la loi de vitesse définie dans ce modèle.

### 4.3.1 Loi de commande basée sur l'anticipation

Le modèle METANET a déjà été présenté en détail dans le paragraphe 2.4 du chapitre 2. Nous rappelons simplement ici que METANET représente un réseau routier comme un graphe orienté contenant des nœuds et des liens, chacun des liens étant divisé en segments. Chaque segment  $i$  d'un lien  $m$  est caractérisé par trois variables macroscopiques  $q_{m,i}(k), v_{m,i}(k), \rho_{m,i}(k)$  (cf. figure 4.4) : la vitesse moyenne  $v_{m,i}$  des véhicules et la densité moyenne  $\rho_{m,i}$  par voie dans un segment ainsi que le flux  $q_{m,i}$  qui sort du segment sont trois variables liées par des équations qui régissent la dynamique de ce segment.

13. Les auteurs de [20] ont utilisé le flux pour le déclenchement : dès que le flux atteint la capacité, la commande de la vitesse est déclenchée.

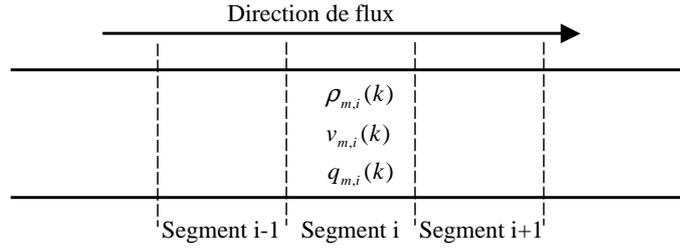


FIG. 4.4 – Exemple de réseau modélisé par METANET

L'équation qui nous intéresse tout particulièrement est celle de la vitesse lorsqu'aucune limitation n'est appliquée. Il s'agit de l'équation (2.17) de la page 54 que nous rappelons ici :

$$v_{m,i}(k+1) = v_{m,i}(k) + \overbrace{\frac{T}{\tau} (V_e(\rho_{m,i}(k)) - v_{m,i}(k))}^{\text{relaxation}} + \overbrace{\frac{T}{L_m} v_{m,i}(k) (v_{m,i-1}(k) - v_{m,i}(k)) - \frac{\nu T}{\tau L_m} \frac{\rho_{m,i+1}(k) - \rho_{m,i}(k)}{\rho_{m,i}(k) + \kappa}}^{\text{convection \& anticipation}}, \quad (4.1)$$

avec :

$$V_e(\rho_{m,i}(k)) = v_{f,m} \cdot \exp\left[-\frac{1}{a_m} \left(\frac{\rho_{m,i}(k)}{\rho_{crit,m}}\right)^{a_m}\right], \quad (4.2)$$

où  $V_e(\rho_{m,i}(k))$  est la vitesse désirée qui représente le diagramme fondamental.

Nous allons nous focaliser sur le terme d'anticipation de l'équation (4.1). C'est sur ce terme que les auteurs de [31] ont agi pour définir une loi de commande floue de limitation dynamique de la vitesse. De la même manière, nous avons décrit notre loi de commande dans [105, 109] en agissant sur le terme d'anticipation pour retarder l'apparition des congestions.

Le terme d'anticipation décrit la contribution, dans la réponse d'un conducteur, des conditions de trafic en aval de son véhicule. Si les conditions de trafic vont vers une amélioration du trafic, en terme de densité notamment, alors ce conducteur aura tendance à anticiper sur cette situation future en accélérant. Réciproquement, si ce conducteur perçoit devant lui une densité de trafic plus élevée, il aura tendance à ralentir.

La commande que nous proposons consiste à définir la vitesse de contrôle comme étant la vitesse prédite par le modèle METANET lorsqu'aucune limitation de vitesse n'est imposée (équation (4.1)) moyennant une modification du terme d'anticipation. Plus précisément, si nous voulons appliquer une limitation de vitesse dans le segment  $i$  du lien  $m$  alors cette limitation de vitesse  $v_{m,i,contrôle}$  sera donnée par l'équation (4.3) :

$$v_{m,i,contrôle}(k) = v_{m,i}(k) + \frac{T}{\tau} (V_e(\rho_{m,i}(k)) - v_{m,i}(k)) + \frac{T}{L_m} v_{m,i}(k) (v_{m,i-1}(k) - v_{m,i}(k)) - \frac{\nu T}{\tau L_m} \Omega_{m,i}(k) \quad (4.3)$$

où,

$$\Omega_{m,i}(k) = \frac{\rho_{m,i+1}(k) - \rho_{m,i}(k) + \alpha_i(k)}{\rho_{m,i}(k) + \kappa} \quad (4.4)$$

où  $\alpha_i(k)$  est un nombre réel, homogène à une densité, pour lequel le choix est libre.

Le problème que nous avons à résoudre consiste à attribuer une valeur à  $\alpha_i(k)$ , donc à  $\Omega_{m,i}(k)$  pour le segment  $i$ , à chaque pas de temps  $k$  afin de déterminer la consigne de vitesse qui peut réduire le TTP. Pour ce faire, nous proposons les deux solutions suivantes :

- la première solution consiste à attribuer à chaque variable  $\alpha_i(k)$  une valeur  $\alpha_i$  constante sur tout l’horizon de temps de simulation
- la seconde solution consiste à attribuer à chaque variable  $\alpha_i(k)$  une valeur selon l’équation (4.5) :

$$\alpha_i(k) = -\frac{\rho_{crit}^2}{\rho_{max} - \rho_{crit}} + \frac{3\rho_{max}}{4(\rho_{max} - \rho_{crit})}\rho_{m,i}(k) \quad (4.5)$$

L’adoption de la seconde approche ne pose aucun problème de calcul. Par contre si nous adoptons la première solution, tous les  $\alpha_i$  étant des constantes, il importera de déterminer leur valeur. Une valeur  $\alpha_i$  choisie positive va permettre d’augmenter le terme d’anticipation, ce qui signifie que pour le segment  $i$  la vitesse de contrôle  $v_{m,i,contrôle}(k)$  est inférieure à celle qu’on y observerait à l’instant  $(k + 1)$ , c’est à dire  $v_{m,i}(k + 1)$ , si aucune limitation de vitesse n’était appliquée. Par contre, une valeur négative signifie qu’on applique une limitation de vitesse plus élevée ce qui autorise les véhicules à rouler plus vite. Ainsi, nous choisissons des valeurs  $\alpha_i$  positives pour tous les segments concernés par la limitation de vitesse excepté pour le dernier segment pour lequel la constante  $\alpha_i$  sera choisie négative. En effet, ceci d’une part, conduit à une diminution du flux de véhicules dans les premiers segments où l’on impose une faible vitesse de contrôle et d’autre part, permet aux véhicules d’accélérer dans le dernier segment afin d’atteindre le rétrécissement avec la vitesse la plus élevée possible.

Afin de déterminer les valeurs  $\alpha_i$  à attribuer aux divers segments de rang  $i$ , nous procédons à des essais préalables en attribuant des valeurs aléatoires successives prises dans l’intervalle  $[0, 70]$  en respectant les contraintes que nous venons de citer. Plus précisément, un ensemble de  $n$ -uplet est généré aléatoirement et l’ensemble des constantes  $\alpha_i$  retenu sera le  $n$ -uplet qui fournit le meilleur résultat en terme de diminution de TTP.

### 4.3.2 Loi de commande basée sur le flux cible

La loi de commande que nous allons décrire dans ce paragraphe ne nécessite pas de déterminer des constantes  $\alpha_i$  mais de définir un comportement désiré en terme de flux souhaité à la sortie du réseau. L’idée est de définir une commande de vitesse pour laquelle le flux en sortie est égal à un flux défini au préalable, ce flux est considéré comme un comportement désiré. La limitation dynamique de la vitesse et le contrôle d’accès reposent sur le même principe présenté précédemment. Il s’agit de déterminer une commande (la limitation de vitesse dans un cas, et le flux de sortie de la rampe dans l’autre) qui permet de respecter une certaine consigne (flux dans un cas selon MTFC et l’occupation dans l’autre) [21].

Comme indiqué dans le chapitre 2, il existe plusieurs extensions de METANET qui prennent en considération la limitation de la vitesse. Celle que nous avons adoptée est celle de Hegyi [70]. Pour ce modèle, la loi de vitesse, pour un segment  $i$  dont la vitesse est limitée, est donnée par l’équation (4.6) :

$$v_{m,i}(k + 1) = v_{m,i}(k) + \frac{T}{\tau} \left( V'_e(\rho_{m,i}(k)) - v_{m,i}(k) \right) + \frac{T}{L_m} v_{m,i}(k) (v_{m,i-1}(k) - v_{m,i}(k)) - \frac{\nu T}{\tau L_m} \frac{\rho_{m,i+1}(k) - \rho_{m,i}(k)}{\rho_{m,i}(k) + \kappa}, \quad (4.6)$$

avec:

$$V_e'(\rho_{m,i}(k)) = \min(v_{m,i,\text{contrôle}}(k), V_e(\rho_{m,i}(k))) \quad (4.7)$$

où  $v_{m,i,\text{contrôle}}(k)$  est la consigne de vitesse appliquée dans le segment  $i$  du lien  $m$ . Ainsi, la fonction  $V_e'(\rho_{m,i}(k))$  peut être considérée comme la relation fondamentale lorsqu'une limitation de vitesse est appliquée.

Par ailleurs, la loi de conservation et la définition du flux permettent d'écrire (équation (4.8) et équation (4.9)):

$$\rho_{m,i}(k+1) = \rho_{m,i}(k) + \frac{T}{L_m \lambda_m} \cdot [q_{m,i-1}(k) - q_{m,i}(k)], \quad (4.8)$$

$$q_{m,i}(k+1) = \lambda_m \rho_{m,i}(k+1) v_{m,i}(k+1) \quad (4.9)$$

Nous cherchons la commande  $v_{m,i,\text{contrôle}}(k)$  telle que le flux  $q_{m,i}(k+1)$  soit égal à une certaine consigne notée  $Q_{Cible}$ . Il s'agit donc de déterminer la vitesse  $v_{m,i,\text{contrôle}}(k)$  telle que la vitesse  $v_{m,i}(k+1)$  soit égale à  $\frac{Q_{Cible}}{\lambda_m \rho_{m,i}(k+1)}$  selon l'équation (4.9), étant donné que la limitation de vitesse  $v_{m,i,\text{contrôle}}(k)$  n'a aucune influence sur  $\rho_{m,i}(k+1)$  d'après l'équation (4.8).

D'après les équations (4.6) et (4.7), il est nécessaire que :

$$V_e'(\rho_{m,i}(k)) = v_{m,i,\text{contrôle}}(k), \quad (4.10)$$

car sinon la commande n'aurait également aucun effet sur la vitesse  $v_{m,i}(k+1)$ . En inversant l'équation (4.6), nous déduisons que si la commande recherchée existe, alors elle est donnée nécessairement par l'équation (4.11)

$$v_{m,i,\text{contrôle}}(k) = v_{m,i}(k) + \frac{\tau}{T} \left( \left( \frac{Q_{Cible}}{\lambda_m \rho_{m,i}(k+1)} \right) - v_{m,i}(k) \right) - \frac{\tau}{L_m} v_{m,i}(k) (v_{m,i-1}(k) - v_{m,i}(k)) + \frac{\nu}{L_m} \frac{\rho_{m,i+1}(k) - \rho_{m,i}(k)}{\rho_{m,i}(k) + \kappa}, \quad (4.11)$$

La densité  $\rho_{m,i}(k+1)$  est celle prédite par le modèle METANET (équation (4.8)). La valeur du flux  $Q_{Cible}$  cherché doit être égale ou proche de la capacité factuelle de la route pour avoir un flux maximal en sortie.

Dans le paragraphe suivant, des simulations permettent de comparer les deux lois que nous venons de décrire.

## 4.4 Exemple de simulation

Nous allons ci-après, appliquer les lois de commande que nous venons de présenter sur un réseau autoroutier simple [111]. Comme nous ne pouvons pas appliquer les commandes sur un réseau réel, celui-ci est représenté à l'aide d'un modèle METANET, plus exactement par l'extension de Hegyi qui tient compte des limitations de vitesse.

### 4.4.1 Schéma de simulation et scénario de demande

Le réseau simulé est constitué d'une voie rapide d'une longueur de 10 km présentant un rétrécissement à 7 km de l'origine  $o1$  où il passe de deux voies à une voie sur une longueur de 1 km avant de revenir à deux voies (voir figure 4.5). Si le flux de véhicules accédant au

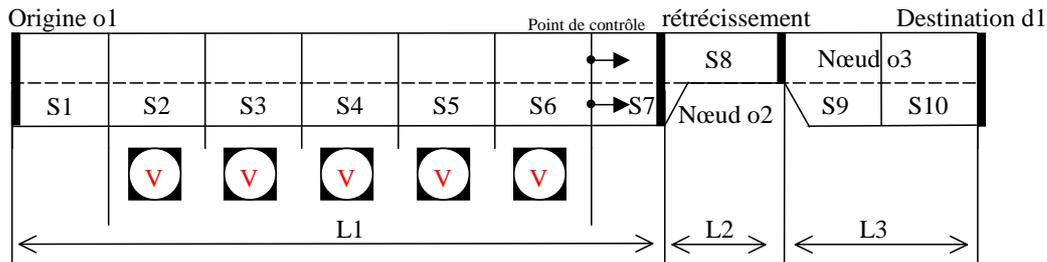


FIG. 4.5 – Réseau routier

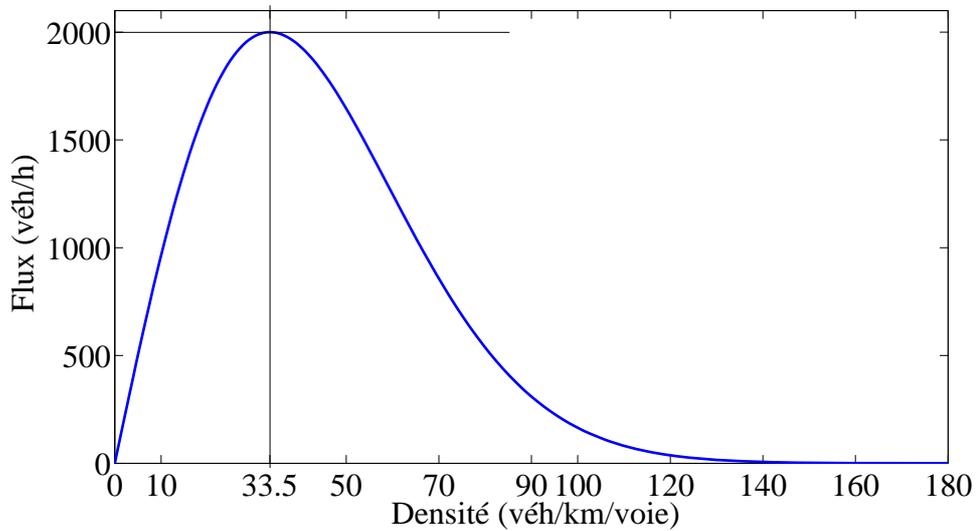


FIG. 4.6 – Diagramme fondamental

rétrécissement dépasse la capacité du rétrécissement (capacité du segment S8) une congestion est susceptible de se former sur la voie rapide à partir du rétrécissement et de se propager en amont. Afin de réduire l'effet de cette congestion, une limitation variable de la vitesse est appliquée dans cinq des segments qui précèdent le rétrécissement (figure 4.5). L'étude que nous avons menée porte également sur l'influence du nombre de segments sur lesquels une limitation de vitesse est appliquée.

Les paramètres du modèle METANET que nous avons simulé sont tirés de la littérature [128], ils ont pour valeur :  $\tau = 18$  s,  $\kappa = 40$  véh/km/voie,  $\nu = 60$  km<sup>2</sup>/h,  $\rho_{max} = 180$  véh/km/voie,  $\phi = 2.98$ ,  $a = 1.867$ ,  $\rho_{crit} = 33.5$  véh/km/voie,  $v_f = 102$  km/h. Ces valeurs numériques donnent pour le lien L1 ainsi que tous les liens du réseau, une capacité par voie  $Q_{cap}^{o1} = 2000$  véh/h/voie. Ceci donne, pour cette route, le diagramme fondamental de la figure 4.6.

Le scénario de la demande est représenté sur la figure 4.7. La demande appliquée à l'entrée de la section principale commence par augmenter linéairement de 1000 véh/h à 3500 véh/h pendant cinquante minutes. Elle reste ensuite constante pendant une heure. Elle diminue enfin linéairement pendant quinze minutes jusqu'à atteindre la valeur 1000 véh/h.

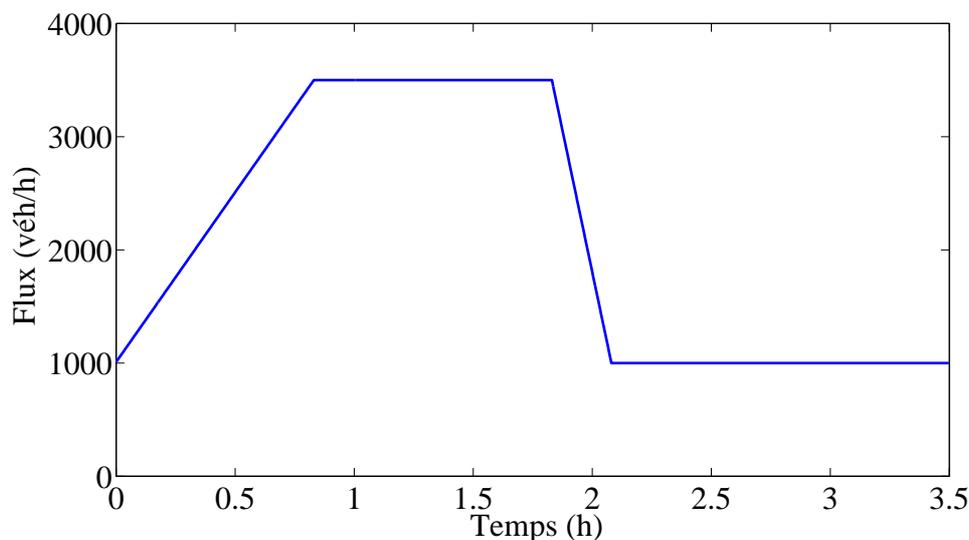


FIG. 4.7 – Scénario de la demande

#### 4.4.2 Détermination de la densité critique factuelle et de la capacité factuelle

Avant de lancer une série de simulations, il importe de vérifier la conformité du paramétrage du réseau routier retenu avec le diagramme fondamental de la figure 4.6. Les deux stratégies de commande que nous avons développées nécessitent de connaître au préalable la densité critique factuelle ainsi que la capacité factuelle du réseau. En effet, d'une part, chacune des deux commandes est déclenchée lorsque la densité dans le huitième segment franchit une valeur seuil qui correspond à la densité critique factuelle et, d'autre part, l'une des deux commandes utilise un flux cible qui est égal à la capacité factuelle.

Ces deux grandeurs caractéristiques sont obtenues par simulation en imposant une demande constante puis nous relevons à la fin de la simulation (le régime d'équilibre est atteint bien sûr avant<sup>14</sup>) le flux de sortie du segment S8 correspondant au rétrécissement et la densité dans ce segment. Une série de simulations est ainsi réalisée pour plusieurs demandes de flux d'entrée, ce qui nous permet d'obtenir deux courbes. La première, représentée par la figure 4.8 donne le flux de sortie du huitième segment en fonction de la demande. Cette courbe montre clairement que la capacité factuelle est de 2635 véh/h. En effet, il s'agit du flux de sortie maximum que l'on peut obtenir. Au-delà d'une demande de 2640 véh/h, le flux de sortie chute à 2460 véh/h, la chute de capacité est donc de 175 véh/h.

Quant à la deuxième courbe, représentée par la figure 4.9, elle donne le flux de sortie à l'équilibre du huitième segment en fonction de la densité à l'équilibre dans ce même segment. Cette courbe montre que la densité critique factuelle (densité pour laquelle le flux est maximum) est de 52 véh/km/voie.

Ainsi, la densité critique factuelle et la capacité factuelle ne correspondent pas, respectivement, à la densité critique et à la capacité données par le diagramme fondamental. Ces différences sont dues aux équations complexes du modèle METANET. En particulier, la capacité factuelle est largement supérieure à la capacité nominale de 2000 véh/h/voie. Ceci peut s'expliquer par la petite longueur du rétrécissement : à peine entrés dans le rétrécissement, les conducteurs vont anticiper l'élargissement de la chaussée en accélérant (cf. terme d'anticipation de l'équation (4.1)).

14. L'état d'équilibre est obtenu quand les densités sont les mêmes partout, cela revient à écrire  $\frac{\delta \rho}{\delta x} = 0$ .

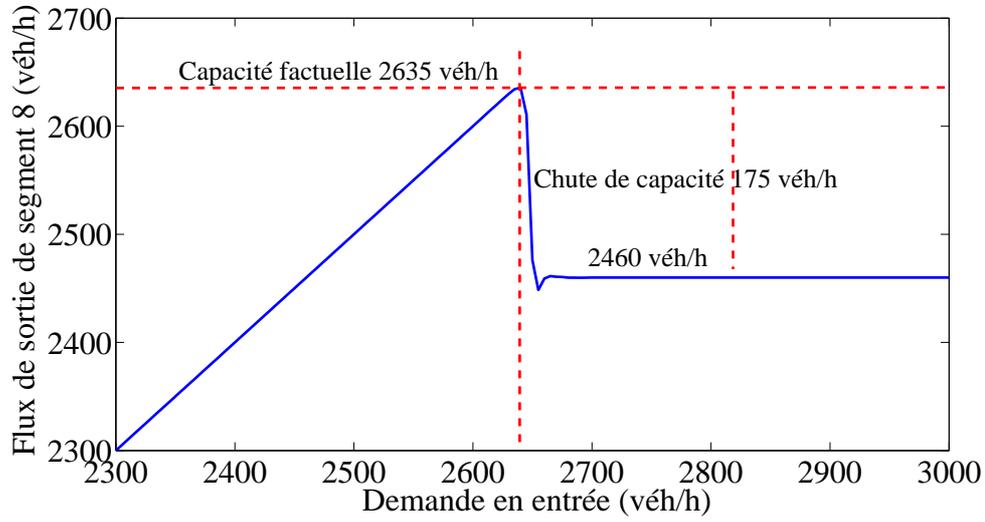


FIG. 4.8 – Capacité factuelle

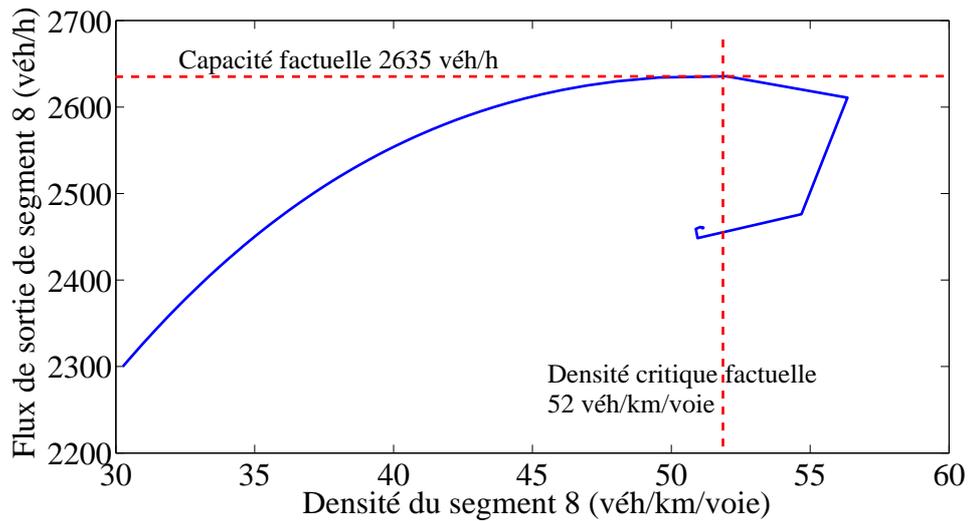


FIG. 4.9 – Densité critique factuelle

Nous allons maintenant présenter les résultats des simulations lorsque les commandes de limitation dynamique de vitesse présentées ci-dessus sont appliquées sur le réseau retenu. Cependant, pour pouvoir apprécier les apports d'une telle limitation, nous commençons par donner les résultats des simulations lorsqu'aucune limitation de vitesse n'est appliquée.

#### 4.4.3 Cas sans contrôle

Les résultats des simulations dans le cas sans commande sont représentés sur la figure 4.10. Au début de la simulation, la demande à l'entrée du réseau augmente jusqu'à 3 500 véh/h. Dans un premier temps, ce flux est absorbé par le lien  $L1$  dont la capacité nominale est de 4 000 véh/h (soit 2 000 véh/h par voie) : cela se traduit sur la figure 4.10(a) par une augmentation du flux qui se propage vers l'aval. Cependant, ceci n'est vrai que durant la phase transitoire : en effet, à l'équilibre, le flux ne peut dépasser la capacité factuelle de 2 635 véh/h. Ainsi, dès que le flux au niveau du rétrécissement atteint la capacité factuelle, il commence à chuter à 2 460 véh/h. Cette chute de flux se propage vers l'amont : c'est la congestion. Elle débute à  $t=48$  mn<sup>15</sup>. À l'instant  $t=82$  mn, elle atteint le premier segment et à  $t=79$  mn une file d'attente commence à se former à l'origine  $o1$ . Cette file d'attente atteint une longueur approximative de 600 véhicules. Durant toute la phase de congestion, la densité atteint une valeur très élevée dans les segments de  $L1$  (environ 60 véh/km/voie). Quant à la densité dans le segment  $S8$  au niveau du rétrécissement, elle vaut 51 véh/km/voie : cette valeur très légèrement inférieure à la densité critique factuelle s'explique par le phénomène d'hystérésis (cf. figure 4.9). À la fin de la simulation, lorsque la demande en entrée devient faible, la longueur de la file d'attente diminue jusqu'à disparaître puis la congestion se résorbe. La phase de congestion aura duré 126 mn. Le TTP est de 2 273.1 h-véh.

#### 4.4.4 Cas d'une commande basée sur l'anticipation

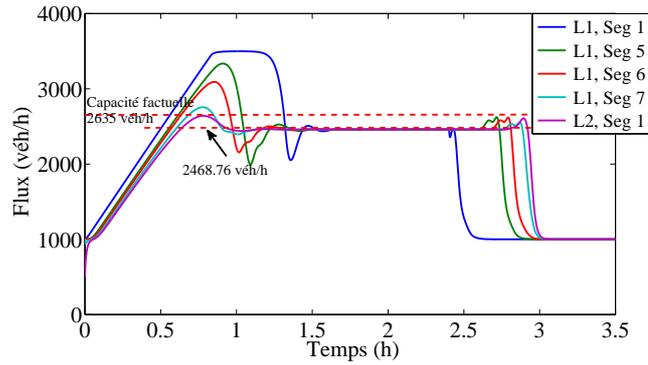
La commande dont il est question dans ce paragraphe est définie par les équations (4.3) et (4.4). Nous avons vu qu'il existait deux méthodes pour affecter des valeurs aux variables  $\alpha_i(k)$ . Nous allons donner les résultats des simulations réalisées en utilisant ces deux méthodes de commande.

##### 4.4.4.1 Première méthode

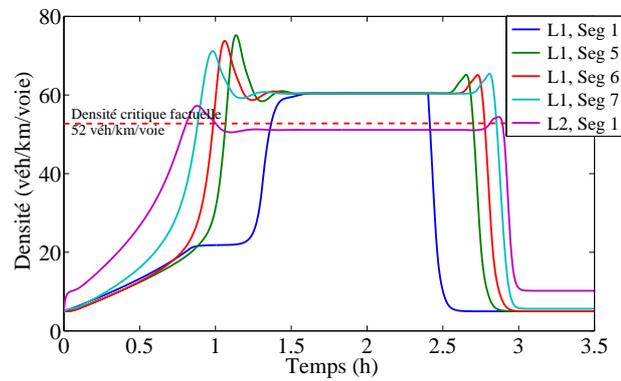
Pour cette méthode, les valeurs  $\alpha_i(k)$  sont constantes sur tout l'horizon de simulation. Comme nous l'avons précisé dans le paragraphe 4.3.1, la constante  $\alpha_i$  est choisie positive pour les segments 2, 3, 4 et 5 et négative pour le segment 6. Ceci permet d'imposer dans le segment 6 une limitation dynamique de la vitesse plus élevée que les autres : ainsi on limite le flux dans les premiers segments, puis on permet aux véhicules de rouler un peu plus vite dans le segment 6 avant d'accélérer au segment 7 où aucune limitation de vitesse n'est imposée.

Les constantes  $\alpha_i$  sont générées aléatoirement dans l'intervalle  $[0, 70]$ . Plus précisément, 30 n-uplets sont générés. Comme nous déclenchons la commande de la vitesse en fonction de la densité du segment 1 du lien  $L2$ , dès que la densité de ce segment atteint une densité seuil  $\rho_S$ , la commande est activée, sinon la limitation de vitesse n'est pas appliquée. En effet, pour chaque valeur de  $\rho_S$ , nous effectuons un test avec chaque n-uplet, celui qui donne le meilleur résultat en terme de réduction de TTP est retenu. Le tableau 4.1 résume les meilleurs résultats de simulation obtenus en fonction des valeurs de la densité seuil  $\rho_S$ . Ces résultats correspondent à des n-uplets différents.

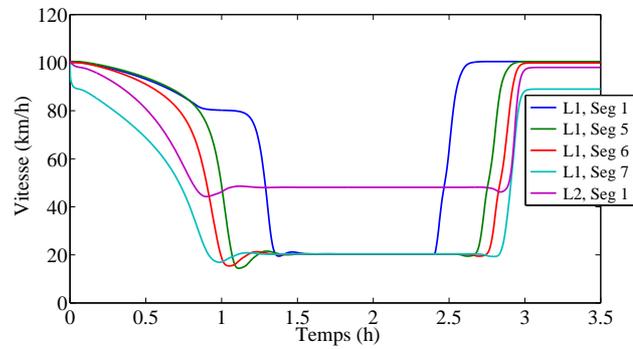
15. On considère que la congestion débute lorsque la densité au niveau du rétrécissement dépasse la densité critique factuelle.



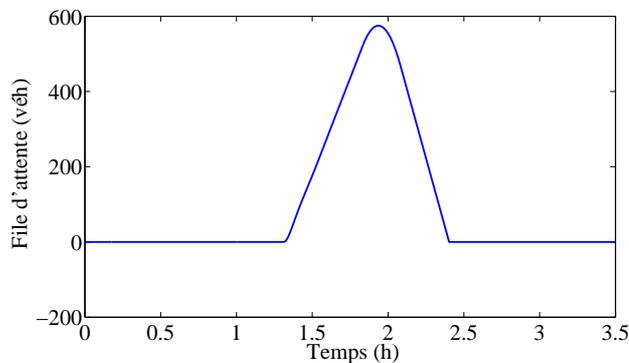
(a) Flux dans les segments du réseau



(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) File d'attente à l'origine o1

FIG. 4.10 – Résultats du cas sans commande

TAB. 4.1 – TTP pour les différentes valeurs de densité seuil  $\rho_S$ 

| Densité seuil $\rho_S$ | 38     | 40    | 42     | 44     | 46     | 48    | 50     | 52     |
|------------------------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|
| TTP (h-véh)            | 2024.9 | 2009  | 1996.5 | 1988.7 | 1981.7 | 1974  | 1974.3 | 1983.9 |
| amélioration (%)       | 10.92  | 11.62 | 12.17  | 12.51  | 12.82  | 13.16 | 13.15  | 12.72  |

TAB. 4.2 – Les valeurs des constantes pour les différents segments  $i$ 

| Segment $i$ | 2  | 3  | 4  | 5  | 6   |
|-------------|----|----|----|----|-----|
| $\alpha_i$  | 60 | 44 | 25 | 36 | -29 |

D'après le tableau 4.1, le meilleur résultat correspond à une densité seuil de 48 véh/km/voie. Cependant, au delà d'une densité seuil de 46 véh/km/voie, de fortes oscillations affectent les vitesses, les densités et le signal de commande. Pour cette raison, un choix est effectué sur la valeur de densité seuil de 44 véh/km/voie. Les constantes  $\alpha_i$  correspondantes sont données dans le tableau 4.2. Le TTP est alors de 1988.7 h-véh avec une amélioration de 12.51% par rapport au cas sans commande.

La figure 4.11 présente les résultats des simulations qui correspondent aux constantes  $\alpha_i$  données par le tableau 4.2 et pour  $\rho_S = 44$  véh/km/voie. La limitation dynamique de la vitesse a permis de limiter la chute de capacité : en effet, lors de la période de pointe, le flux est maintenu à 2610 véh/h, ce qui représente une amélioration de 6% par rapport au cas sans commande. Par contre, la limitation dynamique de la vitesse a pour effet de retarder les véhicules. En effet, nous constatons que la file d'attente à l'origine  $o1$  apparaît plus tôt que dans le cas sans commande : cette file d'attente apparaît à l'instant  $t = 59.5$  mn contre  $t = 79$  mn et sa longueur atteint les 750 véhicules contre 600 véhicules. Lorsque deux heures se sont écoulées, la demande diminue jusqu'à 1000 véh/h et la file d'attente commence à décroître jusque sa disparition. Une fois la file d'attente disparue, la congestion disparaît et le trafic redevient fluide.

#### 4.4.4.2 Deuxième méthode

Pour cette méthode, les valeurs  $\alpha_i(k)$  ne sont pas sélectionnées aléatoirement mais plutôt calculées selon l'équation (4.5). Contrairement à la première méthode, les valeurs  $\alpha_i(k)$  ne sont pas constantes sur tout l'horizon de simulation mais elles varient en fonction du temps. Dans la première méthode, la plage permise (en valeur absolue) pour les constantes  $\alpha_i(k)$  était l'intervalle  $[0,70]$ . Pour éviter que les valeurs  $\alpha_i(k)$  ne soient dispersées, nous allons les tronquer dans l'intervalle  $[0,70]$  pour les quatre premiers segments et  $[-70,0]$  pour le segment 6 pour éviter les différences avec la première méthode de calcul. De la même façon, nous déclenchons la commande de la vitesse en fonction de la densité du segment 1 du lien  $L2$ . Dès que la densité de ce segment atteint une densité seuil  $\rho_S$ , la commande est activée, sinon la limitation de vitesse n'est pas appliquée. Pour chaque valeur de  $\rho_S$ , nous effectuons un test et nous conservons la densité seuil qui donne le meilleur résultat en terme de TTP. Le tableau 4.3 résume les résultats de simulation en fonction de la valeur de la densité seuil  $\rho_S$ .

TAB. 4.3 – TTP pour les différentes valeurs de densité seuil  $\rho_S$ 

| Densité seuil $\rho_S$ | 38   | 40   | 42     | 44     | 46     | 48     | 50     | 52     |
|------------------------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TTP (h-véh)            | 2131 | 2127 | 2123.9 | 2121.4 | 2119.6 | 2118.8 | 2118.5 | 2118.9 |
| amélioration (%)       | 6.25 | 6.43 | 6.56   | 6.67   | 6.75   | 6.79   | 6.8    | 6.78   |

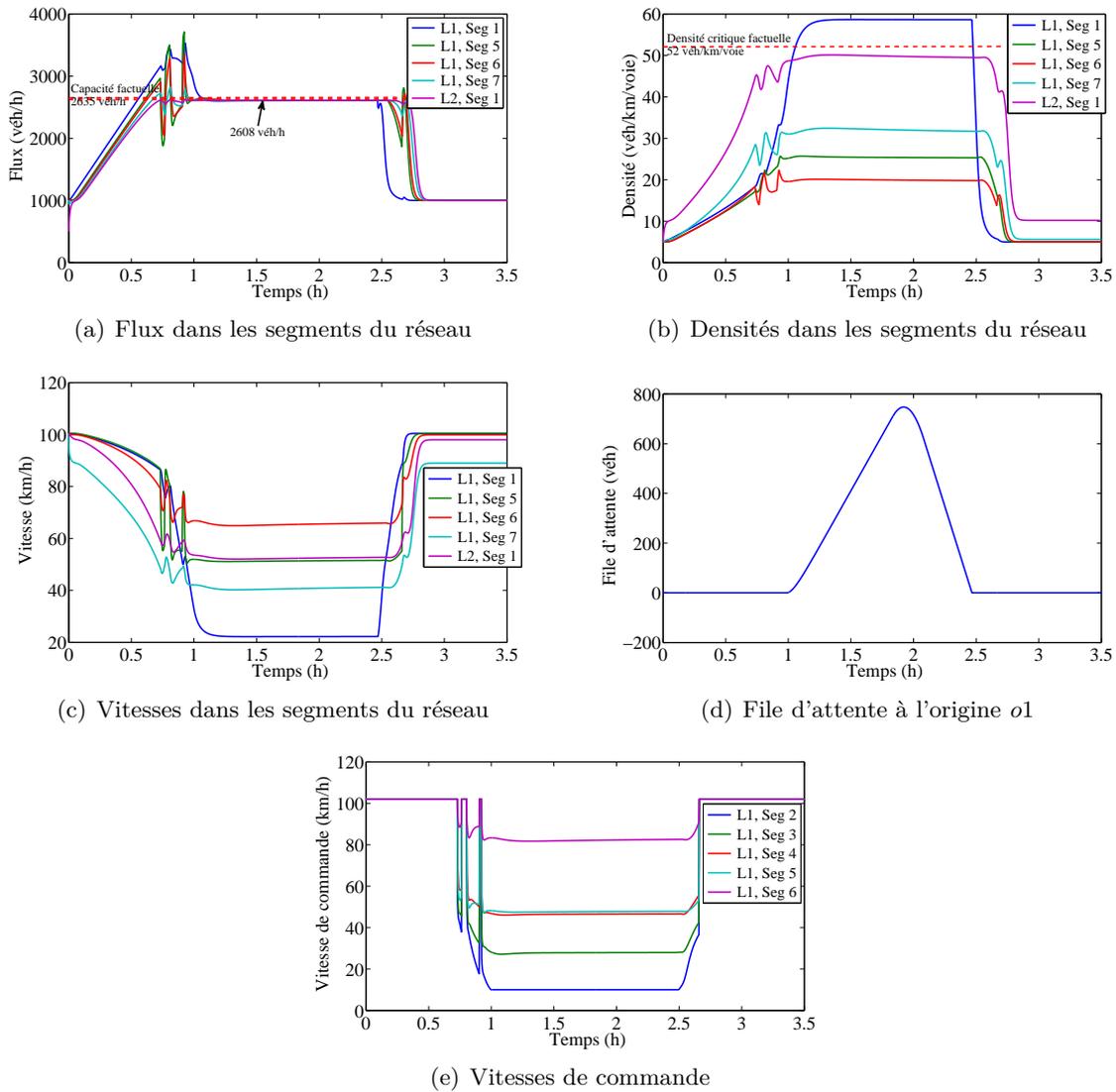


FIG. 4.11 – Résultats avec commande basée sur l'anticipation (1<sup>ère</sup> méthode) avec  $\rho_S = 44$  veh/km/voie

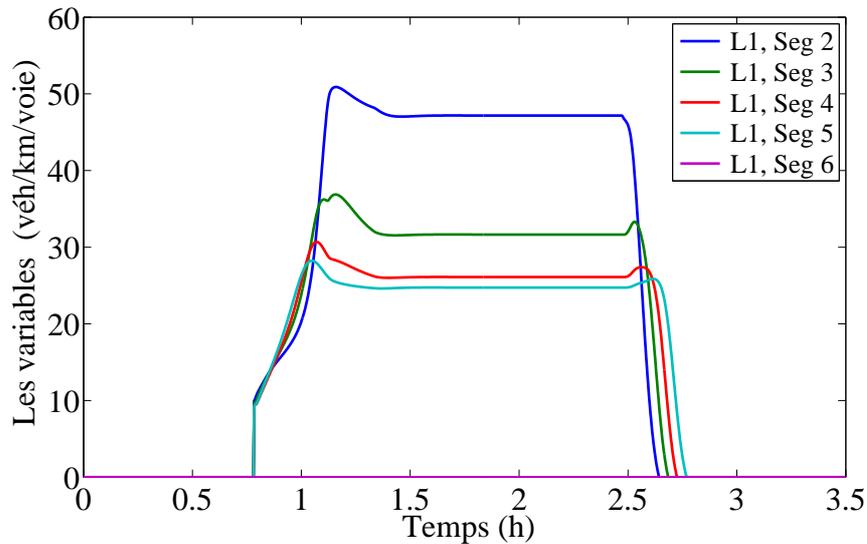


FIG. 4.12 – Évolution des valeurs des paramètres  $\alpha_i$  au cours de la simulation

D'après ce tableau, le meilleur TTP est de 2118.5 h-véh avec une amélioration de 6.8% par rapport au cas sans commande. Ce résultat est obtenu pour une valeur de densité seuil de 50 véh/km/voie. Même une densité seuil égale à la densité critique factuelle du segment 8 donne un bon résultat. Les valeurs des densités  $\alpha_i(k)$  qui donnent ce résultat sont représentées par la figure 4.12.

La figure 4.13 représente les résultats des simulations pour la densité seuil de 50 véh/km/voie. Au départ, les évolutions des densités et des flux sont les mêmes que dans le cas sans contrôle. En effet, la densité du segment du lien  $L2$  étant en dessous de la densité seuil de 50 véh/km/voie, la commande n'est pas activé. La commande n'est activé qu'à l'instant  $t= 47$  mn.

Cette commande est moins efficace que la première. En effet, le flux pendant la période de pointe n'est que de 2 540 véh/h. Les densités atteintes sont plus importantes que pour la première commande mais moins que le cas sans contrôle. De plus, aucune oscillation n'apparaît sur les courbes de densités, de flux, ainsi que des consignes de vitesse.

Comme pour la première méthode, la commande provoque un retard de véhicules qui se traduit par une apparition plus précoce d'une file d'attente en  $\phi 1$  à l'instant  $t= 67.5$  mn au lieu de  $t= 79$  mn dans le cas sans contrôle. Cette file d'attente atteint une longueur de 710 véhicules.

#### 4.4.5 Cas de la commande basée sur le flux cible

La limitation de la vitesse dans un segment est donnée par l'équation (4.11). Elle vise à obtenir un flux cible  $Q_{Cible}$  égal à la capacité factuelle qui vaut pour notre exemple 2 635 véh/h. Comme pour les autres commandes du paragraphe 4.4.4, la commande est déclenchée lorsque la densité du huitième segment atteint une densité seuil  $\rho_S$ . Le tableau 4.4 résume les résultats des simulations en fonction de la valeur de la densité seuil.

Le meilleur TTP est de 1956.9 h-véh avec une amélioration de 13.91% par rapport au cas sans commande. Ce résultat est obtenu pour une valeur de densité seuil  $\rho_S$  de 42 véh/km/voie et non pas pour la densité critique factuelle du segment 8. La figure 4.14 présente les résultats des simulations qui correspondent au meilleur résultat pour une densité cible  $\rho_S$  de 42 véh/km/voie.

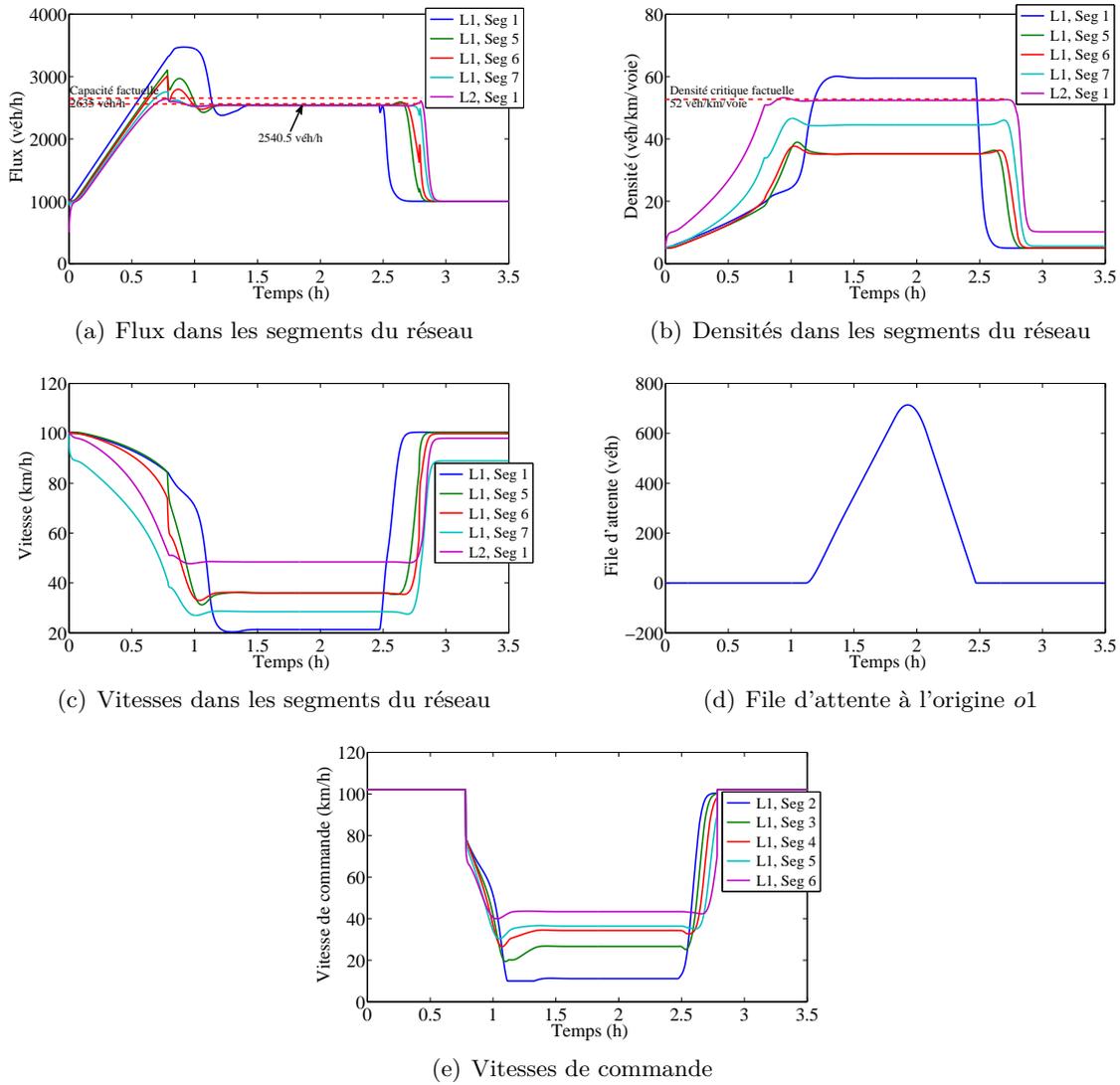
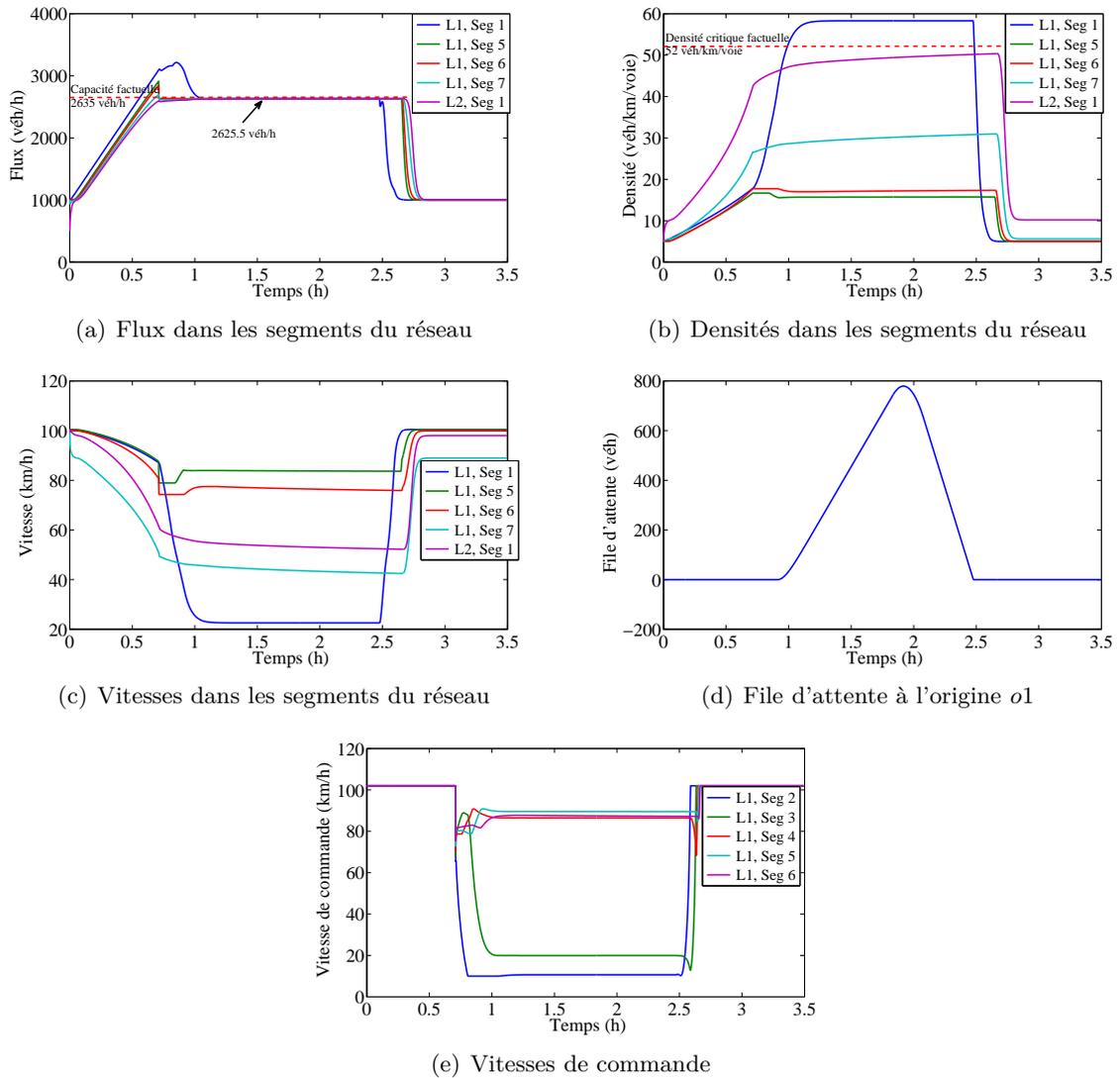


FIG. 4.13 – Résultats avec commande basée sur l'anticipation (2<sup>ème</sup> méthode) avec  $\rho_S = 50$  véh/km/voie

TAB. 4.4 – TTP pour les différentes valeurs de densité seuil  $\rho_S$

| Densité seuil $\rho_S$ | 38     | 40     | 42     | 44     | 46     | 48     | 50     | 52     |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| TTP (h-véh)            | 1976.3 | 1965.6 | 1956.9 | 1962.8 | 1969.2 | 1991.7 | 2042.1 | 2114.3 |
| amélioration (%)       | 13.06  | 13.53  | 13.91  | 13.65  | 13.37  | 12.38  | 10.16  | 6.99   |

FIG. 4.14 – Résultats avec commande basée sur le flux cible avec  $\rho_S = 42 \text{ véh/km/voie}$ 

En dehors de la période de pointe, avant l'application de la limitation dynamique de la vitesse, les trajectoires des densités ressemblent à celles du cas sans contrôle. Une fois que la densité du segment 8 atteint la densité seuil  $\rho_S$  de 42 véh/km/voie à l'instant  $t = 43 \text{ mn}$ , son flux ainsi que tous les flux d'écoulement des segments en amont commencent à se stabiliser à un flux proche de la capacité factuelle de 2635 véh/h, ce qui correspond à une amélioration de 7% par rapport au cas sans commande. Ainsi cette commande est la meilleure qui puisse être mise en place en terme de capacité du réseau puisqu'elle a permis d'améliorer nettement les conditions de circulation en évitant complètement la chute de capacité. Le réseau est en effet utilisé à sa capacité factuelle soit au maximum de sa capacité. Comme les autres commandes, la commande présentée dans ce paragraphe crée une file d'attente dont la longueur atteint la valeur de 780 véhicules.

TAB. 4.5 – *Durée moyenne de congestions dans les différents segments*

| <b>Loi de commande</b> | <b>SC</b> | <b>A1</b> | <b>A2</b> | <b>F</b> |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|----------|
| DMC du réseau (mn)     | 126       | 94        | 113.5     | 99       |
| amélioration (%)       |           | 25.4      | 9.92      | 21.43    |
| DMC Segment 1 (mn)     | 63        | 85        | 78        | 90       |
| amélioration (%)       |           | -35.18    | -23.5     | -42.3    |
| DMC Segment 2 (mn)     | 71        | 94        | 86        | 99       |
| amélioration (%)       |           | -32.32    | -21.4     | -39.5    |
| DMC Segment 3 (mn)     | 80        | 0         | 0         | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | 100       | 100      |
| DMC Segment 4 (mn)     | 89        | 0         | 0         | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | 100       | 100      |
| DMC Segment 5 (mn)     | 98        | 0         | 0         | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | 100       | 100      |
| DMC Segment 6 (mn)     | 107.5     | 0         | 0         | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | 100       | 100      |
| DMC Segment 7 (mn)     | 118.5     | 0         | 0         | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | 100       | 100      |
| DMC Segment 8 (mn)     | 19        | 0         | 113.5     | 0        |
| amélioration (%)       |           | 100       | -501.75   | 100      |

#### 4.4.6 Comparaison des résultats

Pour les trois stratégies, les meilleurs résultats sont obtenus pour une valeur de densité seuil proche de la densité critique factuelle plutôt que de la densité critique donnée par le diagramme fondamental. Pour comparer ces trois stratégies, nous utilisons trois critères de performance comme la durée moyenne de la congestion DMC, le TTP et la consommation de l'énergie.

Le tableau 4.5 donne la durée moyenne de congestion dans chacun des segments. Les colonnes correspondent aux différentes lois de commande : il s'agit respectivement du cas sans commande (colonne SC), de la première loi basée sur l'anticipation (colonne A1), de la deuxième loi basée sur l'anticipation (colonne A2) et de la loi basée sur la flux (colonne F). Nous constatons que la première loi basée sur l'anticipation ainsi que celle basée sur le flux cible ont permis d'éliminer totalement la congestion à partir du troisième segment. Par contre, pour les deux premiers segments, la congestion dure un peu plus longtemps que dans le cas sans commande. Globalement sur tout le réseau, les commandes ont permis de diminuer la DMC. Le tableau 4.5 montre que la première méthode basée sur l'anticipation permet d'obtenir de meilleurs résultats que les deux autres lois de commande pour ce qui est de la durée de congestion. Pour ce même critère, la loi basée sur le flux cible semble aussi pertinente.

TAB. 4.6 – Comparaisons entre les différentes stratégies

| Loi de commande           | SC      | A1      | A2      | F       |
|---------------------------|---------|---------|---------|---------|
| TTP (h-véh)               | 2 273.1 | 1 988.7 | 2 118.5 | 1 956.9 |
| amélioration (%)          |         | 12.51   | 6.8     | 13.91   |
| Consommation (litres-véh) | 6 196.7 | 5 551.6 | 5 774.7 | 5 523.2 |
| amélioration (%)          |         | 10.41   | 6.81    | 10.87   |

TAB. 4.7 – TTP pour les différentes parties du réseau

| Loi de commande  | SC      | A1      | A2      | F       |
|------------------|---------|---------|---------|---------|
| TTP (h-véh)      | 2 273.1 | 1 988.7 | 2 118.5 | 1 956.9 |
| amélioration (%) |         | 12.51   | 6.8     | 13.91   |
| TTP L1 (h-véh)   | 1 623.8 | 1 117.2 | 1 298.4 | 1 031.9 |
| amélioration (%) |         | 31.2    | 20.04   | 36.45   |
| TTP L2 (h-véh)   | 135.5   | 122.65  | 132.8   | 121.6   |
| amélioration (%) |         | 9.5     | 2       | 10.25   |
| TTP L3 (h-véh)   | 171.02  | 170.11  | 171.16  | 170.12  |
| amélioration (%) |         | 0.53    | -0.8    | 0.52    |
| TTP o1 (h-véh)   | 342.75  | 578.8   | 516.17  | 633.36  |
| amélioration (%) |         | -68.9   | -50.6   | -84.8   |

Le tableau 4.6 rassemble les résultats des simulations selon les autres critères de performance. La loi de commande basée sur le flux cible donne une meilleure réduction des effets des congestions en matière de TTP et de consommation d'énergie. Pour ce qui concerne le TTP, le tableau 4.7 montre que lorsqu'une LDV est appliquée, les véhicules passent moins de temps dans le réseau simulé mais un peu plus en amont de ce réseau simulé (dans la file d'attente o1). Pour obtenir ce résultat, il a fallu imposer des limitations de vitesse qui peuvent atteindre 10 km/h (notamment dans le deuxième segment du lien L1). Pour que ces faibles limitations de vitesse soit acceptées, il est nécessaire de sensibiliser les conducteurs à l'intérêt de cette démarche en matière de gain de temps et de consommation de carburant. En effet, sans commande, la vitesse moyenne des conducteurs sur l'ensemble des segments en amont du rétrécissement atteint les 20 km/h (figure 4.10(c)). Par contre, avec la commande basée sur le flux cible, même avec une limitation de vitesse de 10 km/h dans le deuxième segment, la vitesse moyenne est de 20 km/h pour le deuxième segment puis augmente en passant d'un segment à l'autre (figure 4.15). Ainsi, malgré les faibles vitesses proposées aux conducteurs (notamment dans les segments 2 et 3), l'avantage est indéniable.

#### 4.4.7 Effet du nombre de segments commandés

Dans les simulations précédentes, la limitation de vitesse était appliquée à cinq segments : chacun de ces segments avait sa propre limitation de vitesse. Le nombre de segments où une

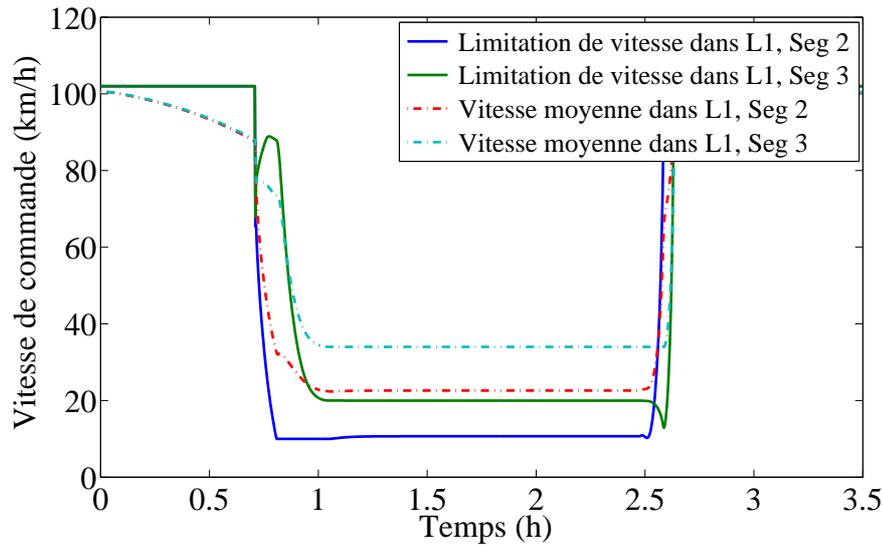


FIG. 4.15 – Les vitesses de commande ainsi que les vitesses moyennes des conducteurs

limitation de vitesse est imposée peut avoir un impact sur la qualité du résultat. Dans cette partie nous étudions par des simulations cet impact. La loi utilisée est celle basée sur le flux avec une densité seuil de de 42 véh/km/voie. Les segments concernés par la limitation dynamique de la vitesse sont des segments successifs : nous n'avons pas traité le cas où l'application est faite dans des segments non successifs, comme par exemple les segments 2,3,5 et 6. Les résultats de simulation (cf. tableau 4.8) montrent que :

- plus le nombre de segments contrôlés est grand, meilleur est le résultats ;
- au-delà d'un certain nombre, introduire une limitation de vitesse supplémentaire est inutile : l'application de la LDV dans le premier segment n'apporte rien.

#### 4.4.8 Conclusion

Nous avons proposé dans ce chapitre trois techniques de régulation basées sur le principe de la limitation dynamique de la vitesse. Les deux premières stratégies définissent des termes  $\alpha_i$  qui doivent être ajoutés au terme d'anticipation de la loi de vitesse. La première d'entre elles utilise des termes  $\alpha_i$  constants déterminés de façon aléatoire, ce qui la rend complexe à implanter. Les termes  $\alpha_i$  peuvent également prendre plusieurs écritures mathématiques. Celle utilisée par la deuxième approche donne des résultats moins bons par rapport aux autres lois de commande. Les résultats des simulations montrent la supériorité de la troisième approche. Celle-ci consiste à atteindre un comportement désiré exprimé en termes de flux cible. Elle présente une simplicité de mise en œuvre par rapport aux autres. L'inconvénient principal de ces trois lois de commande apparaît lors de leur mise en œuvre du fait qu'elles nécessitent de mesurer certaines variables que l'on ne peut obtenir avec suffisamment de précision.

Dans le chapitre suivant nous nous proposons de reprendre les deux meilleures lois de commande de vitesse que nous venons d'examiner en les associant avec la stratégie DFC.

TAB. 4.8 – *TTP en fonction des segments limités en vitesse (loi basée sur le flux)*

| <b>Numéro des segments limités en vitesse</b> | <b>TTP (h-véh)</b> | <b>DMC (mn)</b> | <b>Consommation d'énergie (litres-véh)</b> |
|---|--------------------|-----------------|--|
| 1,2,3,4,5,6                                   | 1 956.9            | 99              | 5523.2                                     |
| amélioration (%)                              | 13.91              | 21.43           | 10.87                                      |
| 2,3,4,5,6                                     | 1 956.9            | 99              | 5523.2                                     |
| amélioration (%)                              | 13.91              | 21.43           | 10.87                                      |
| 3,4,5,6                                       | 1 973.1            | 103.5           | 5656.3                                     |
| amélioration (%)                              | 13.2               | 17.86           | 8.72                                       |
| 4,5,6   | 2 035.4            | 111.5           | 5844.9                                     |
| amélioration (%)                              | 10.46              | 11.51           | 5.6  |
| 5,6   | 2 220.9            | 118             | 6135.9                                     |
| amélioration (%)                              | 2.3                | 6.35            | 1  |
| 6   | 2 281.7            | 120.6           | 6194.7                                     |
| amélioration (%)                              | -0.37              | 4.29            | 0.03                                       |



## Chapitre 5

# Commande intégrée : coordination du contrôle d'accès et de la limitation dynamique de la vitesse

### Sommaire

---

|  |            |
|--|------------|
| <b>5.1 Réseau sans rétrécissement</b> . . . . .                  | <b>136</b> |
| 5.1.1 Description du réseau . . . . .                            | 136        |
| 5.1.2 Densité critique factuelle et capacité factuelle . . . . . | 137        |
| 5.1.3 Résultats de simulation . . . . .                          | 137        |
| <b>5.2 Réseau avec rétrécissement</b> . . . . .                  | <b>143</b> |
| 5.2.1 Description du problème . . . . .                          | 143        |
| 5.2.2 Densité critique factuelle et capacité factuelle . . . . . | 144        |
| 5.2.3 Résultats des simulations . . . . .                        | 144        |
| <b>5.3 Conclusion</b> . . . . .                                  | <b>150</b> |

---

Dans les deux chapitres précédents, nous avons traité deux types de mesures de contrôle différents. Le premier est le contrôle d'accès. Il consiste à agir sur le flux de trafic de la rampe pendant la période de pointe, ce flux est étalé de manière à éviter une congestion sur la route principale. Le deuxième type de contrôle que nous avons développé est la limitation dynamique de la vitesse. Elle agit, quant à elle, sur le flux de trafic de la route principale. Ainsi, le contrôle d'accès a pour effet de désavantager le flux de trafic en provenance de la rampe au profit de celui de la route principale et inversement pour la limitation dynamique de vitesse.

Ces deux types de commandes peuvent être utilisés conjointement pour former ce qu'on appelle la *commande intégrée*. De cette manière, le flux de trafic de la route principale et celui provenant de la rampe participeront chacun à la réduction de la congestion. Plusieurs travaux concernant la commande intégrée ont été développés. Nous pouvons citer par exemple [166, 128, 127, 73, 186, 21]. Pour notre part, nous allons également utiliser la commande intégrée. Le contrôle d'accès qui sera utilisé sera la stratégie DFC avec deux capteurs disponibles, sur la route principale, que nous avons proposée au chapitre 3. Nous traitons le cas où la file d'attente est gérée et celui où elle ne l'est pas. Quant à la limitation dynamique de la vitesse, seuls deux des trois commandes définies au chapitre précédent seront utilisées : celle basée sur l'anticipation avec des termes  $\alpha_i$  constants (définie au paragraphe 4.3.1) et celle basée sur le flux cible  $Q_{Cible}$  (définie au paragraphe 4.3.2). En effet, le chapitre précédent montre que la loi de commande

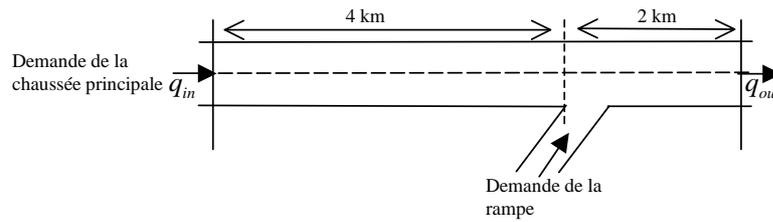


FIG. 5.1 – Route principale avec rampe d'entrée

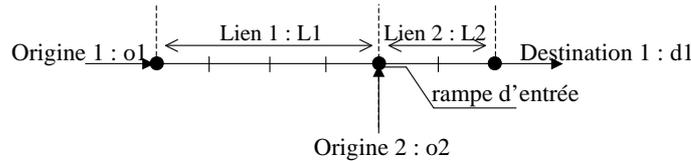


FIG. 5.2 – Modèle METANET du réseau

basée l'anticipation avec des termes  $\alpha_i$  définies par l'équation (4.5) donne des résultats moins bons.

Ce chapitre présente des résultats de simulation. Nous allons en particulier nous intéresser au problème d'une route principale de type autoroutier à laquelle est connectée une rampe d'entrée. Nous allons traiter deux cas selon que la route principale présente ou pas de rétrécissement [105, 108]. Pour chacun des cas, nous montrerons l'apport de la commande intégrée par rapport au contrôle d'accès seul ou à la limitation dynamique de la vitesse seule. Cet apport est représenté essentiellement par une amélioration du flux et une diminution de Temps Total Passé par les conducteurs dans le réseau (TTP).

## 5.1 Réseau sans rétrécissement

### 5.1.1 Description du réseau

Nous nous intéressons au réseau de la figure 5.1. Il s'agit d'une route à deux voies de 6 km de long à laquelle est connectée une rampe d'entrée située à 4 km de l'entrée de la route principale. Ce problème a été proposé par [73] et repris par [53] pour y appliquer la coordination du contrôle d'accès et de la limitation dynamique de la vitesse.

Comme dans les chapitres précédents, ce réseau est représenté à l'aide du modèle METANET, figure 5.2. Le modèle du réseau est constitué de deux origines (l'origine de la section principale est notée  $o1$  et l'origine de la rampe d'entrée est notée  $o2$ ), de deux liens  $L1$  et  $L2$  correspondants respectivement aux quatre premiers et aux deux derniers kilomètres de la route principale, et d'une destination notée  $d1$ . Les liens  $L1$  et  $L2$  ont les mêmes caractéristiques. Chacun de ces liens est divisé en segments de longueur  $L = 1$  km (4 segments pour  $L1$  et 2 segments pour  $L2$ ). Leur nombre de voies de circulation est  $\lambda = 2$  et la rampe ne contient qu'une seule voie. Les capacités des deux origines sont notées  $Q_{cap}^{o1}$  et  $Q_{cap}^{o2}$  et la destination  $d1$  est caractérisée par un flux de sortie non limité.

Les paramètres du modèle sont issus de la littérature [128]:  $T = 10$  s,  $\tau = 18$  s,  $\kappa = 40$  véh/km/voie,  $\nu = 60$  km<sup>2</sup>/h,  $\rho_{max} = 180$  véh/km/voie,  $\delta = 0.0122$ ,  $a = 1.867$ ,  $\rho_{crit} = 33.5$  véh/km/voie,  $v_f = 102$  km/h,  $Q_{cap}^{o1} = 2000$  véh/h,  $Q_{cap}^{o2} = 2000$  véh/h. Dans le cas où la file d'attente est gérée, la longueur maximale de la file d'attente est choisie égale à

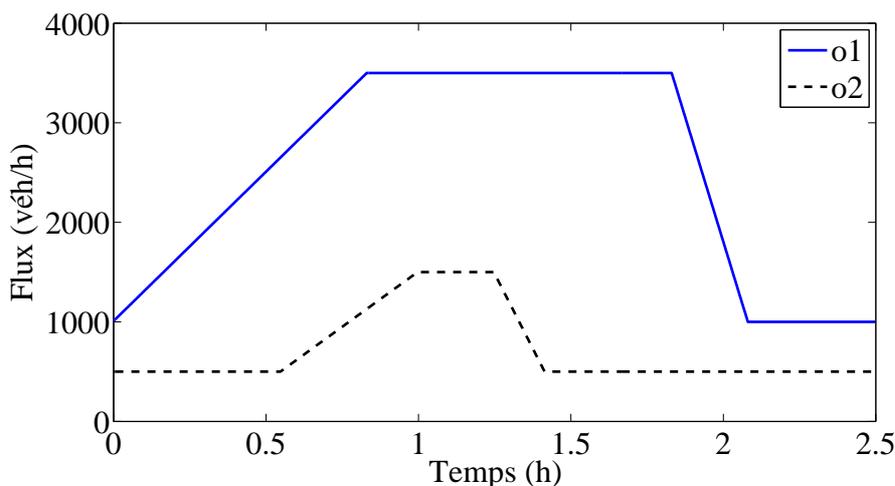


FIG. 5.3 – Scénario des demandes

$\omega_{o2}^* = 150$  véhicules.

Le scénario de la demande, provenant également de [53], est représenté sur la figure 5.3 : la demande principale augmente linéairement de 1000 véh/h à 3500 véh/h pendant 50 mn et reste constante pendant une heure. Elle diminue ensuite linéairement jusqu'à 1000 véh/h pendant 15 mn. Quant à la demande de la rampe, elle est d'abord constante égale à 500 véh/h pendant 33 mn puis augmente linéairement pendant 27 mn jusqu'à 1500 véh/h. Cette valeur est maintenue pendant 15 mn puis diminue linéairement pendant 10 mn jusqu'à 500 véh/h.

Avant de présenter les résultats des simulations, il est nécessaire de déterminer, comme dans les chapitres précédents, la densité critique factuelle et la capacité factuelle.

### 5.1.2 Densité critique factuelle et capacité factuelle

Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, la capacité factuelle et la densité critique factuelle du cinquième segment sont deux grandeurs dont la valeur doit être déterminée pour utiliser le contrôle d'accès et la limitation de vitesse que nous avons définis. Ces deux grandeurs sont tirées des figures 5.4 et 5.5 qui sont obtenues par la procédure décrite dans le paragraphe 3.3.3 de la page 80. Nous pouvons lire notamment sur les deux figures 5.4 et 5.5 qu'à la densité critique factuelle de 40 véh/km/voie correspond une capacité factuelle de 4250 véh/h.

### 5.1.3 Résultats de simulation

Dans ce paragraphe, nous présentons les résultats des simulations que nous avons réalisées en appliquant la commande intégrée que nous avons développée. Les résultats que nous avons obtenus sont comparés à ceux de [53]. En effet, nous pouvons réaliser cette comparaison dans la mesure où ces derniers travaux ne reposent pas sur la notion de commande optimale comme pour l'approche de [73]. Comme nous l'avons spécifié en introduction de ce chapitre, la stratégie de la limitation dynamique de la vitesse que nous utilisons dans notre commande intégrée est celle que nous avons présentée dans le paragraphe 4.3.1 utilisant des  $\alpha_i$  constants, ainsi que celle basée sur le flux cible (paragraphe 4.3.2). Quant à la stratégie du contrôle d'accès, il s'agit de la commande DFC qui utilise deux capteurs.

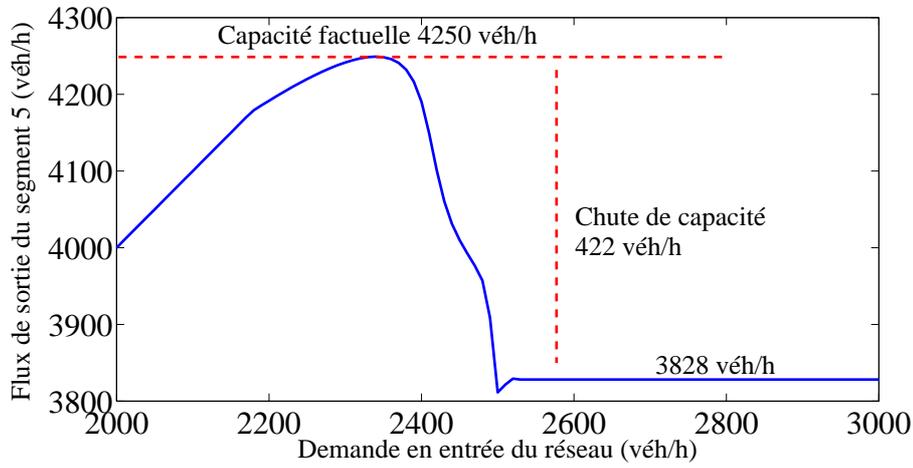


FIG. 5.4 – Capacité factuelle

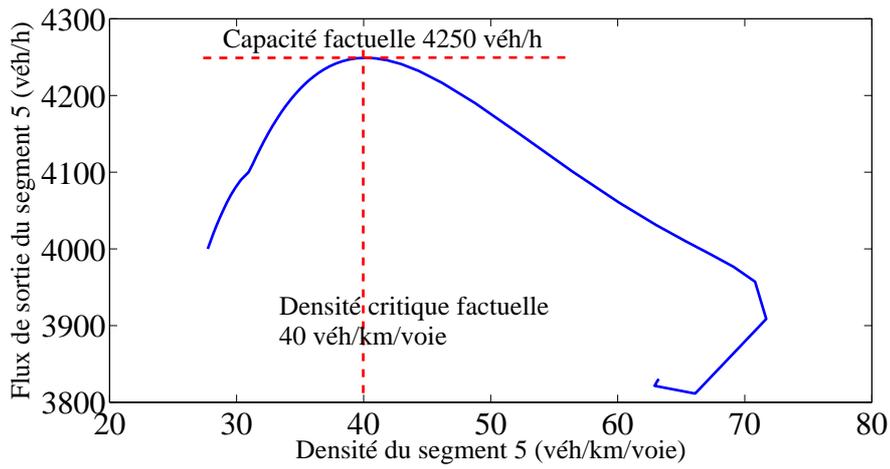


FIG. 5.5 – Densité critique factuelle

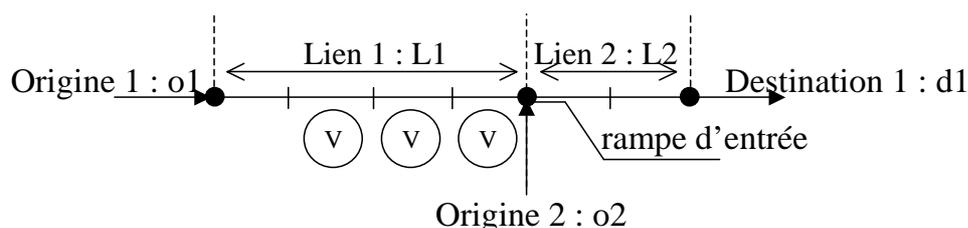


FIG. 5.6 – Application de la limitation dynamique de la vitesse

La limitation dynamique de la vitesse est appliquée dans les trois segments qui précèdent la rampe d'entrée (figure 5.6). Cette zone s'explique par deux raisons :

- La zone d'accélération qui se trouve au niveau de la rampe permet aux véhicules d'accélérer avant d'atteindre le goulot d'étranglement (cf. chapitre 4 page 114)
- Appliquer une limitation de vitesse sur le segment qui précède la rampe réduit l'écart de vitesse moyenne entre les véhicules provenant de la chaussée principale et ceux provenant de la rampe

Les tableaux 5.1 et 5.2 montrent les performances obtenues en appliquant les différentes stratégies de contrôle évoquées précédemment (colonnes des tableaux) selon différents critères (lignes des tableaux). Le tableau 5.1 concerne les stratégies de contrôle sans gestion de la file d'attente. Celles qui gèrent la file d'attente sont dans le tableau 5.2. Ces tableaux mettent en évidence l'intérêt, dans ce cadre multicritère, que peut présenter la commande intégrée que nous proposons comparée à un contrôle d'accès utilisé seul ou une limitation dynamique de la vitesse utilisée seule. Lorsque cela est possible, les stratégies de commande que nous avons proposées sont comparées aux commandes intégrées trouvées dans la littérature.

Les stratégies de contrôles regroupées dans le tableau 5.1 sont :

- le cas sans commande (colonne SC)
- la limitation dynamique de la vitesse basée sur l'anticipation et utilisant des  $\alpha_i$  constants et définie dans le paragraphe 4.3.1 utilisée seule (colonne LDV1)
- la limitation dynamique de la vitesse basée sur le flux cible et définie dans le paragraphe 4.3.2 utilisée seule (colonne LDV2)
- le contrôle d'accès utilisé seul dans le cas où l'on dispose de deux capteurs sur la route principale (cf. paragraphe 3.2.2) sans gestion de la file d'attente (colonne DFC)
- la commande intégrée utilisant les stratégies DFC et LDV1 (colonne DFC/LDV1)
- la commande intégrée utilisant les stratégies DFC et LDV2 (colonne DFC/LDV2)

Dans le tableau 5.2, le contrôle d'accès gère la file d'attente. Ainsi, par rapport au tableau 5.1, les colonnes DFC, DFC/LDV1 et DFC/LDV2 sont remplacées respectivement par DFC-FA, DFC-FA/LDV1 et DFC-FA/LDV2 où DFC-FA représente le contrôle d'accès DFC avec gestion de la file d'attente. De plus, la colonne "Ghods" a été ajoutée : il s'agit de la commande intégrée tirée de [53]<sup>16</sup>

16. L'article ne fournit que le TTP.

TAB. 5.1 – Résultats des simulations sans gestion de la file d'attente

| Loi de commande           | SC     | LDV1   | LDV2   | DFC    | DFC/LDV1 | DFC/LDV2 |
|---------------------------|--------|--------|--------|--------|----------|----------|
| TTP (h-véh)               | 1015.3 | 990.84 | 910.32 | 829.4  | 829.4    | 829.4    |
| amélioration (%)          |        | 2.41   | 10.34  | 18.31  | 18.31    | 18.31    |
| TTP L1 (h-véh)            | 558.04 | 526.6  | 510.9  | 317.6  | 317.6    | 317.6    |
| amélioration (%)          |        | 5.63   | 8.44   | 43     | 43       | 43       |
| TTP L2 (h-véh)            | 306.3  | 281.3  | 280.9  | 261.8  | 261.8    | 261.8    |
| amélioration (%)          |        | 8.2    | 8.3    | 14.5   | 14.5     | 14.5     |
| TTP o1 (h-véh)            | 150.8  | 182.9  | 118.4  | 0      | 0        | 0        |
| amélioration (%)          |        | -21.7  | 21.18  | 100    | 100      | 100      |
| TTP o2 (h-véh)            | 0      | 0      | 0      | 249.9  | 249.9    | 249.9    |
| amélioration (%)          |        | —      | —      | —      | —        | —        |
| DMC (mn)                  | 76.5   | 69     | 72     | 56     | 56       | 56       |
| amélioration (%)          |        | 9.8    | 5.88   | 26.9   | 26.9     | 26.9     |
| Consommation (litres-véh) | 3174.5 | 3093.3 | 3080.7 | 2905.4 | 2905.4   | 2905.4   |
| amélioration (%)          |        | 2.56   | 2.96   | 8.48   | 8.48     | 8.48     |

TAB. 5.2 – Résultats des simulations avec gestion de la file d'attente

| Loi de commande           | SC     | LDV1   | LDV2   | DFC-FA | DFC-FA/LDV1 | DFC-FA/LDV2 | Ghods |
|---------------------------|--------|--------|--------|--------|-------------|-------------|-------|
| TTP (h-véh)               | 1015.3 | 990.84 | 910.32 | 943.8  | 915.84      | 880.8       | 923.8 |
| amélioration (%)          |        | 2.41   | 10.34  | 7.04   | 9.79        | 13.25       | 6.5   |
| TTP L1 (h-véh)            | 558.04 | 526.6  | 510.9  | 465.8  | 479         | 443.6       |       |
| amélioration (%)          |        | 5.63   | 8.44   | 16.5   | 14.15       | 20.5        |       |
| TTP L2 (h-véh)            | 306.3  | 281.3  | 280.9  | 290.4  | 268.6       | 274.8       |       |
| amélioration (%)          |        | 8.2    | 8.3    | 5.17   | 12.31       | 10.29       |       |
| TTP o1 (h-véh)            | 150.8  | 182.9  | 118.4  | 12     | 67          | 15          |       |
| amélioration (%)          |        | -21.7  | 21.18  | 92     | 55.4        | 90          |       |
| TTP o2 (h-véh)            | 0      | 0      | 0      | 175.4  | 101.15      | 147.4       |       |
| amélioration (%)          |        | —      | —      | —      | —           | —           |       |
| DMC (mn)                  | 76.5   | 69     | 72     | 70.8   | 66          | 65.5        | —     |
| amélioration (%)          |        | 9.8    | 5.88   | 7.2    | 13.73       | 14.38       |       |
| Consommation (litres-véh) | 3174.5 | 3093.3 | 3080.7 | 3065.6 | 3025.4      | 3006.7      | —     |
| amélioration (%)          |        | 2.56   | 2.96   | 3.43   | 4.7         | 5.29        |       |

TAB. 5.3 – Valeur des paramètres des différentes simulations (cas sans rétrécissement)

|             | $\rho_T$ | $\rho_S$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_4$ |
|-------------|----------|----------|------------|------------|------------|
| LDV1        | —        | 28       | 25         | 14         | -18        |
| LDV2        | —        | 30       | —          | —          | —          |
| DFC         | 40       | —        | —          | —          | —          |
| DFC/LDV1    | 40       | 41       | 53         | 27         | -40        |
| DFC/LDV2    | 40       | 41       | —          | —          | —          |
| DFC-FA      | 40       | —        | —          | —          | —          |
| DFC-FA/LDV1 | 40       | 28       | 50         | 3          | -20        |
| DFC-FA/LDV2 | 40       | 36       | —          | —          | —          |

Le contrôle d'accès et la limitation dynamique de la vitesse que nous avons définis, qu'ils soient mis en œuvre seuls ou pas, utilisent des paramètres : en particulier la densité cible  $\rho_T$  du contrôle d'accès, la densité seuil  $\rho_S$  qui déclenche la limitation dynamique de la vitesse et les constantes  $\alpha_i$  de la loi LDV1. La valeur de ces paramètres est donnée dans le tableau 5.3. Ainsi, la densité cible  $\rho_T$  est choisie égale à 40 véh/km/voie que le contrôle d'accès soit utilisé seul ou en coordination avec une limitation dynamique de la vitesse, qu'il gère ou pas la file d'attente. La limitation dynamique de la vitesse est déclenchée lorsque la densité du segment 5 franchit le seuil  $\rho_S$ . Pour la loi LDV1, la densité seuil  $\rho_S$  vaut 28 véh/km/voie (utilisée seule ou en coordination avec DFC-FA) ou 41 véh/km/voie (utilisée en coordination avec DFC). Pour la loi LDV2, la densité seuil  $\rho_S$  vaut 30 véh/km/voie ou 41 véh/km/voie ou 36 véh/km/voie suivant qu'elle est utilisée seule, ou en coordination avec DFC ou en coordination avec DFC-FA.

La limitation dynamique de la vitesse LDV2 a pour objectif de maintenir un certain flux cible. Ce flux cible était choisi égal à la capacité factuelle dans le cas d'un rétrécissement sans rampe d'accès (cf. chapitre 4). Ici, il est nécessaire de tenir compte de la présence de la rampe : le flux cible, comme l'indique l'équation (5.1), est la capacité factuelle à laquelle est déduit le flux  $q_r$  provenant de la rampe.

$$Q_{cible}(k) = Q_{cap} - q_r(k - 1) \quad (5.1)$$

Dans toutes les simulations qui ont été réalisées, le temps de cycle du contrôle d'accès est de 30 secondes. Le détail de l'évolution en fonction du temps des différentes courbes des différentes stratégies est donné en annexe A. Les tableaux 5.1 et 5.2 présentent les apports de chaque stratégie de contrôle par rapport au cas sans commande. Ces apports sont donnés par rapport à trois critères ou indices de performances : le Temps Total Passé dans le réseau par tous les conducteurs, la consommation d'énergie et la durée maximale de la congestion.

Dans le cas du tableau 5.1 sans gestion de la file d'attente, la stratégie DFC seule donne de bons résultats comparables à la coordination avec la limitation dynamique de la vitesse, ce qui tend à prouver que la limitation dynamique de la vitesse n'est pas nécessaire. En effet, d'après les figures A.5(f) de la page 160 et A.6(f) de la page 161, la limitation dynamique de la vitesse n'est

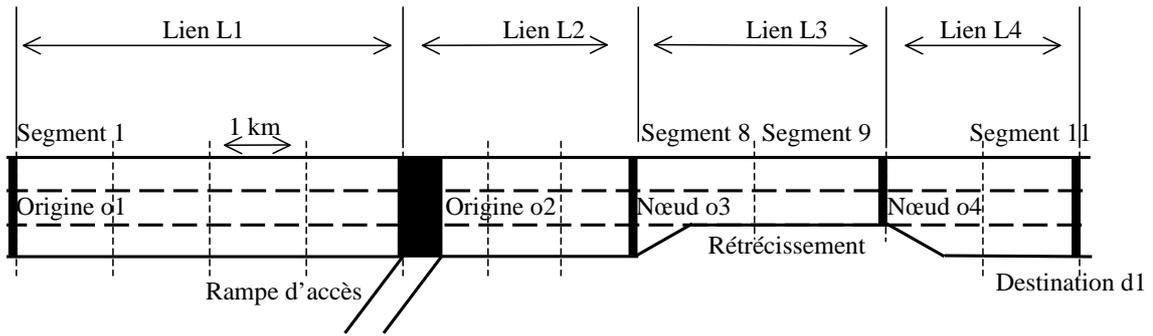


FIG. 5.7 – Réseau de simulation

jamais déclenchée : tout le travail de fluidification est supporté par les véhicules provenant de la rampe. Ceci se traduit relativement au temps total passé par les véhicules dans le réseau par une diminution (par rapport au cas sans commande) du temps passé dans la chaussée principale mais aussi par une augmentation du temps passé dans la rampe (cf. tableaux 5.1).

Le tableau 5.2, avec gestion de la file d'attente, montre que le contrôle d'accès seul mettant en œuvre la stratégie DFC-FA, ne peut en aucun cas permettre d'atteindre la performance obtenue par la coordination de la stratégie DFC-FA et de la stratégie de commande de vitesse. Les meilleures performances sont obtenues avec la coordination de la limitation dynamique de la vitesse basée sur le flux cible. On remarque que la colonne "Ghods" ne présente que le résultat de TTP<sup>17</sup>. Celui-ci est tiré de l'article [53]. Ceci montre l'intérêt de la coordination du contrôle d'accès et la limitation dynamique de la vitesse par rapport au contrôle d'accès seul ou à la limitation dynamique de la vitesse seule.

## 5.2 Réseau avec rétrécissement

Nous allons dans ce paragraphe traiter un deuxième exemple. Il s'agit d'une route principale avec une rampe d'accès suivie d'un rétrécissement de la chaussée.

### 5.2.1 Description du problème

Le problème est décrit par la figure 5.7. La route principale a une longueur de 11 km. Elle contient trois voies de circulation sauf au niveau du huitième et neuvième kilomètre où la route principale ne présente plus que deux voies de circulation. À 4 km de l'origine  $o1$  se trouve une rampe d'entrée. La modélisation METANET du réseau reprend les caractéristiques du réseau de la figure 5.7 qui présente deux origines (notée  $o1$  pour la route principale et  $o2$  pour la rampe d'entrée), une destination (notée  $d1$ ) et quatre liens  $L1$ ,  $L2$ ,  $L3$ , et  $L4$ . Chaque lien est divisé en segments d'une longueur  $L = 1$  km (4 segments pour  $L1$ , 3 pour  $L2$ , 2 pour  $L3$  et 2 pour  $L4$ ). Le nombre de voies de circulation est  $\lambda_{L3} = 2$  pour le lien  $L3$  et  $\lambda_{L1} = \lambda_{L2} = \lambda_{L4} = 3$  pour les autres liens.

Mis à part le nombre de voies, les quatre liens ont les mêmes caractéristiques. Ces caractéristiques sont données par les paramètres du modèle qui sont fournis par [128]:  $\tau = 18$  s,  $\kappa = 40$  véh/km/voie,  $\nu = 60$  km<sup>2</sup>/h,  $\rho_{max} = 180$  véh/km/voie,  $\delta = 0.0122$ ,  $\phi = 2.98$ ,  $a = 1.867$ ,  $\rho_{crit} = 33.5$  véh/km/voie,  $v_f = 102$  km/h. Pour ces valeurs, nous obtenons pour le lien  $L1$  une

17. Cette amélioration de 6.5% correspond à une valeur de TTP de 988.1 h-véh sans commande d'après Ghods. Cette différence est due aux conditions initiales qui ne sont pas forcément les mêmes que les nôtres.

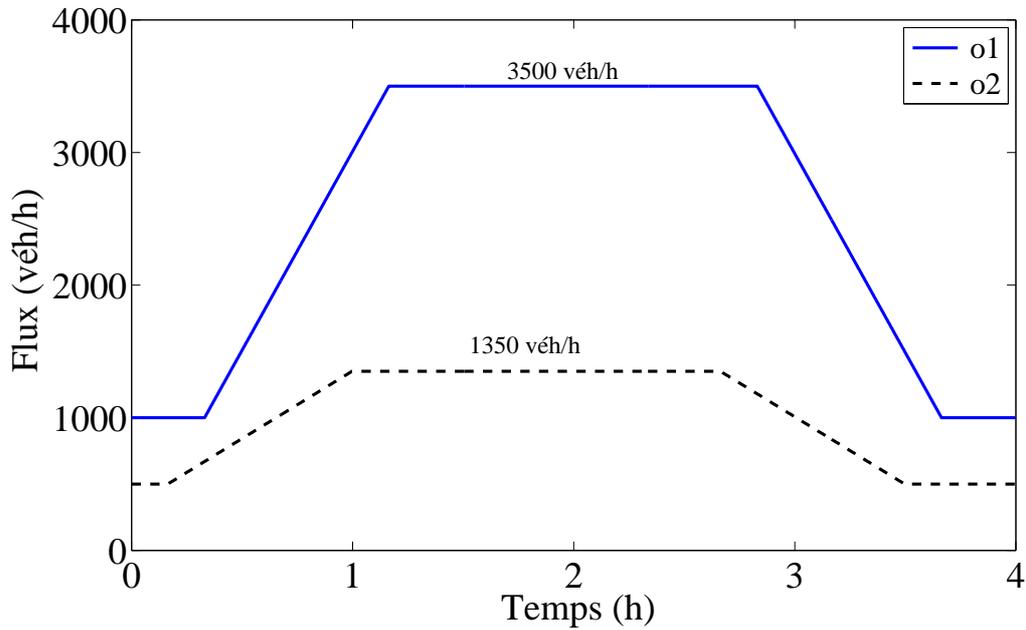


FIG. 5.8 – Scénario de demandes

capacité par voie de  $Q_{cap}^{o1} = 2000$  véh/h,  $Q_{cap}^{o2} = 2000$  véh/h et la destination  $d1$  a un flux non limité. Le pas de temps discret est  $T = 10$  s.

Le scénario des demandes donné, sur un horizon de temps de quatre heures, est trapézoïdal et est représenté sur la figure 5.8 : la première demande de la section principale, à l'origine  $o1$ , a une valeur constante de 1000 véh/h pendant 20 minutes puis elle augmente à 3500 véh/h durant 50 minutes. Elle reste alors constante pendant 100 mn. Finalement elle diminue jusqu'à 1000 véh/h en 50 minutes. La demande de la rampe est constante égale à 500 véh/h pendant 10 minutes puis elle augmente pendant 50 minutes pour atteindre 1350 véh/h. Elle reste alors constante pendant 100 mn. Enfin, elle diminue à 500 véh/h pendant 50 mn.

Avant de présenter les résultats des simulations, nous commençons par déterminer la densité critique factuelle et la capacité factuelle.

### 5.2.2 Densité critique factuelle et capacité factuelle

Les trois figures 5.9, 5.10 et 5.11 donnent, respectivement, la capacité factuelle, la densité critique factuelle du segment 5 et la densité critique factuelle du segment 8. Les densités critiques factuelles des segments 5 et 8 valent respectivement 17 véh/km/voie et 45 véh/km/voie. Elles correspondent à une capacité factuelle de 4410 véh/h.

### 5.2.3 Résultats des simulations

Comme lors de l'étude, que nous avons réalisée, d'un réseau sans rétrécissement, nous présentons ci-dessous les résultats des simulations effectuées en utilisant la commande intégrée que nous proposons. Ces résultats seront comparés aux cas sans commande, à la stratégie DFC seule ainsi qu'aux stratégies LDV1 et LDV2 seules. La limitation dynamique de la vitesse est appliquée dans les trois segments qui précèdent la rampe d'entrée (figure 5.12). La limitation dynamique de la vitesse est appliquée dans cette zone pour les mêmes raisons que celles exposées

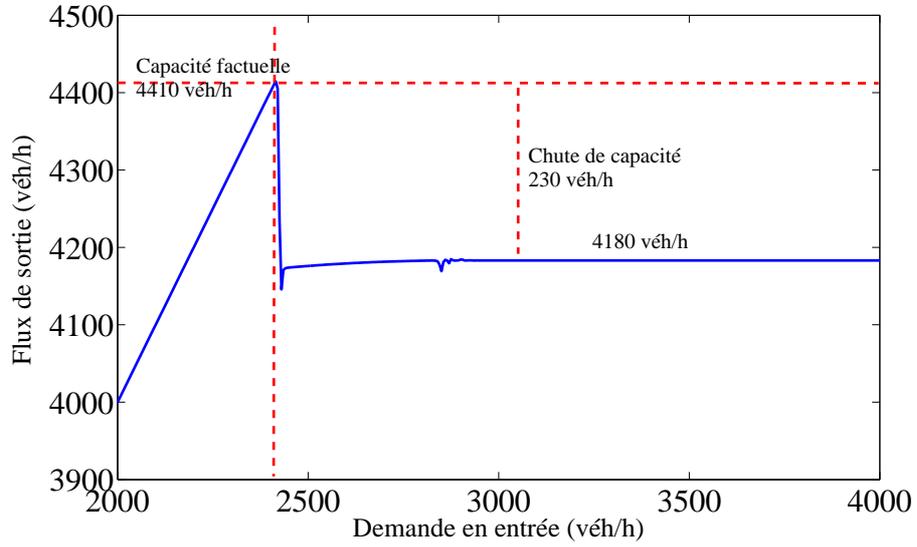


FIG. 5.9 – Capacité factuelle

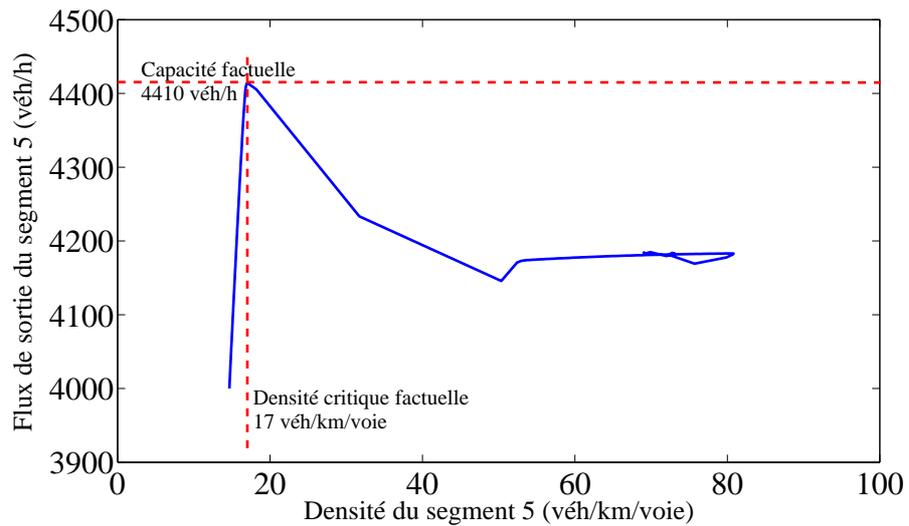


FIG. 5.10 – Densité critique factuelle du segment 5

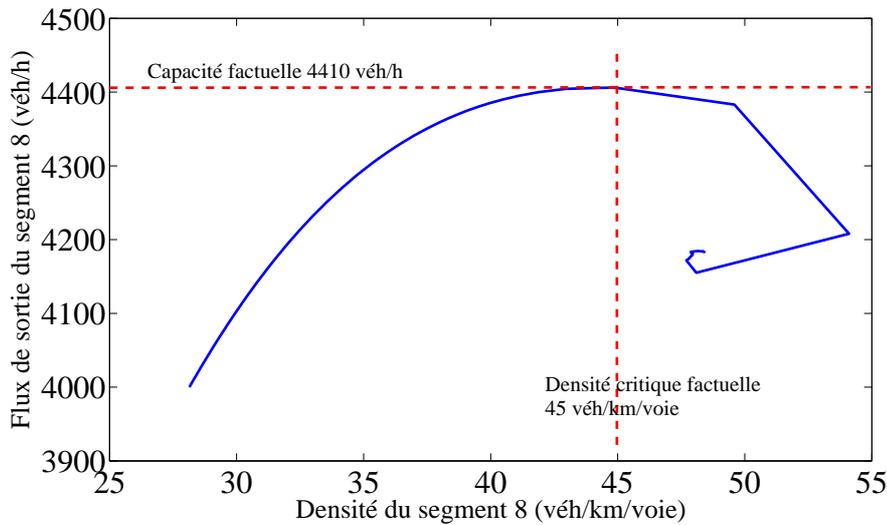


FIG. 5.11 – Densité critique factuelle du segment 8

au paragraphe 5.1.3 : pour diminuer le flux accédant à la zone de la rampe afin de permettre à un flux plus important d'accéder à la section principale à partir de la rampe et pour éviter la chute de capacité. La limitation dynamique de la vitesse est activée lorsque la densité franchit le seuil  $\rho_S$  dans le cinquième segment (simulation nommée LDV1-5, LDV2-5) ou dans le huitième segment (simulation nommée LDV1-8, LDV2-8). Le choix de ces deux segments est guidé par le fait qu'ils correspondent à des goulots d'étranglement. Quant au contrôle d'accès, deux cas sont traités suivant que la file d'attente est gérée (DFC) ou pas (DFC-FA). La densité cible  $\rho_T$  est choisie égale à la densité critique factuelle du segment 5 (c'est à dire 17 véh/km/voie).

La valeur des paramètres utilisés pour chaque commande est donnée dans le tableau 5.4. Ce sont ces valeurs qui ont permis d'obtenir les meilleurs résultats pour toutes les stratégies de commande testées.

Les tableaux 5.5 et 5.6 montrent la performance des stratégies de contrôle (colonnes des tableaux) par rapport aux différents critères (lignes des tableaux). Les stratégies de contrôle qui sont regroupées dans ces tableaux sont les deux limitations dynamiques de la vitesse LDV1 et LDV2 et le contrôle d'accès appliqués seuls ou en coordination. Les contrôles d'accès qui figurent dans le tableau 5.5 ne gèrent pas la file d'attente. Les stratégies avec gestion de la file d'attente se trouvent dans le tableau 5.6. Chacun de ces deux tableaux montre l'intérêt que présente la commande intégrée par rapport à un contrôle d'accès utilisé seul d'une part et une limitation dynamique de la vitesse utilisée seule d'autre part.

TAB. 5.4 – Valeur des paramètres des différentes simulations (cas avec rétrécissement)

|               | $\rho_T$ | $\rho_S$ | $\alpha_2$ | $\alpha_3$ | $\alpha_2$ |
|---------------|----------|----------|------------|------------|------------|
| LDV1-5        | —        | 17       | 56         | 68         | -46        |
| LDV1-8        | —        | 40       | 58         | 64         | -9         |
| LDV2-5        | —        | 18       | —          | —          | —          |
| LDV2-8        | —        | 41       | —          | —          | —          |
| DFC           | 17       | —        | —          | —          | —          |
| DFC/LDV1-5    | 17       | 18       | 53         | 27         | -40        |
| DFC/LDV1-8    | 17       | 44       | 4          | 7          | -58        |
| DFC/LDV2-5    | 17       | 18       | —          | —          | —          |
| DFC/LDV2-8    | 18       | 42       | —          | —          | —          |
| DFC-FA        | 17       | —        | —          | —          | —          |
| DFC-FA/LDV1-5 | 17       | 16       | 4          | 7          | -58        |
| DFC-FA/LDV1-8 | 18       | 47       | 58         | 64         | -9         |
| DFC-FA/LDV2-5 | 22       | 18       | —          | —          | —          |
| DFC-FA/LDV2-8 | 22       | 41       | —          | —          | —          |

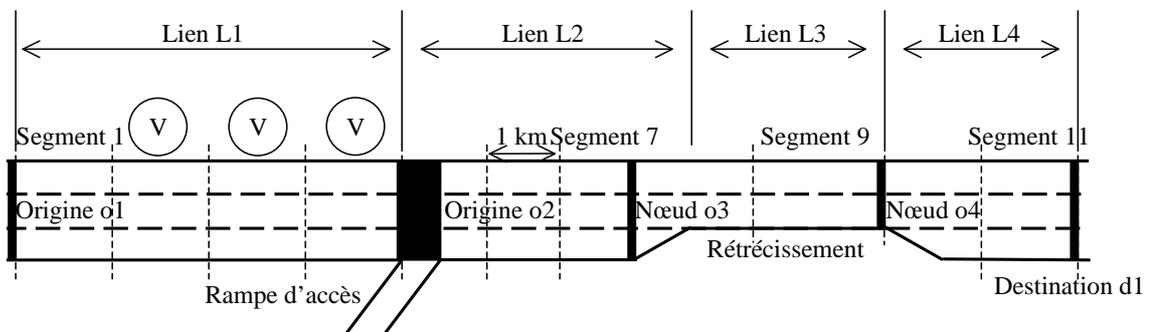


FIG. 5.12 – Application de la limitation dynamique de la vitesse

TAB. 5.5 – *Commande intégrée sans gestion de la file d'attente*

| Loi de commande           | SC      | LDV1   |        | LDV2   |        | DFC    | DFC/LDV1 |        | DFC/LDV2 |        |
|---------------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|----------|--------|----------|--------|
|                           |         | LDV1-5 | LDV1-8 | LDV2-5 | LDV2-8 |        | LDV1-5   | LDV1-8 | LDV2-5   | LDV2-8 |
| TTP (h-véh)               | 3333.3  | 3255.3 | 3207.6 | 2878.8 | 2860.5 | 2774.8 | 2774.8   | 2763   | 2774.8   | 2757.2 |
| amélioration (%)          |         | 2.34   | 3.77   | 13.63  | 14.18  | 16.75  | 16.75    | 17.11  | 16.75    | 17.28  |
| TTP L1 (h-véh)            | 1 156.5 | 1188.7 | 1202.8 | 1265.3 | 1242.7 | 434.2  | 434      | 440.4  | 434      | 704.26 |
| amélioration (%)          |         | -2.8   | -4     | -9.4   | -7.4   | 62.5   | 62.5     | 61.9   | 62.5     | 39.1   |
| TTP L2 (h-véh)            | 1 334   | 1219.7 | 1152.7 | 761.2  | 767.5  | 604.5  | 604.5    | 589.7  | 604.5    | 599    |
| amélioration (%)          |         | 8.6    | 13.6   | 42.9   | 42.5   | 54.7   | 54.7     | 55.8   | 54.7     | 55     |
| TTP L3 (h-véh)            | 493     | 486.5  | 488.6  | 474.6  | 479.8  | 462.9  | 462.9    | 449.3  | 462.9    | 448.6  |
| amélioration (%)          |         | 1.33   | 0.9    | 3.8    | 2.7    | 6.11   | 6.1      | 8.9    | 6.11     | 9      |
| TTP L4 (h-véh)            | 330.6   | 330.5  | 330.7  | 332    | 332.4  | 332.9  | 332.9    | 332.3  | 332.9    | 332.6  |
| amélioration (%)          |         | 0      | 0      | -0.4   | -0.5   | -0.72  | -0.7     | -0.5   | -0.7     | -0.5   |
| TTP o1 (h-véh)            | 19.18   | 29.8   | 32.8   | 45.6   | 38     | 0      | 0        | 0      | 0        | 0      |
| amélioration (%)          |         | -55.5  | -70.9  | -137.9 | -98.6  | 100    | 100      | 100    | 100      | 100    |
| TTP o2 (h-véh)            | 0       | 0      | 0      | 0      | 0      | 940.2  | 940.2    | 951.4  | 940.2    | 672.9  |
| amélioration (%)          |         | —      | —      | —      | —      | —      | —        | —      | —        | —      |
| DMC (h)                   | 159     | 158    | 156.5  | 152.5  | 152    | 139.5  | 139.5    | 132.5  | 139.5    | 137    |
| amélioration (%)          |         | 0.6    | 1.6    | 4.1    | 4.4    | 12.26  | 12.26    | 16.67  | 12.26    | 13.84  |
| Consommation (litres-véh) | 11499   | 11212  | 11154  | 10779  | 10782  | 10208  | 10208    | 10142  | 10208    | 10082  |
| amélioration (%)          |         | 2.5    | 3      | 6.26   | 6.24   | 11.23  | 11.23    | 11.8   | 11.23    | 12.32  |

TAB. 5.6 – *Commande intégrée avec gestion de la file d'attente*

| Loi de commande           | SC      | LDV1   |        | LDV2   |        | DFC-FA | DFC-FA/LDV1 |        | DFC-FA/LDV2 |        |
|---------------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------|--------|-------------|--------|
|                           |         | LDV1-5 | LDV1-8 | LDV2-5 | LDV2-8 |        | LDV1-5      | LDV1-8 | LDV2-5      | LDV2-8 |
| TTP (h-véh)               | 3333.3  | 3255.3 | 3207.6 | 2878.8 | 2860.5 | 3193.2 | 3208.5      | 3072.3 | 2793.8      | 2775.9 |
| amélioration (%)          |         | 2.34   | 3.77   | 13.63  | 14.18  | 4.2    | 3.74        | 7.83   | 16.18       | 16.72  |
| TTP L1 (h-véh)            | 1 156.5 | 1188.7 | 1202.8 | 1265.3 | 1242.7 | 834.5  | 851.5       | 928.8  | 1277.6      | 1249.2 |
| amélioration (%)          |         | -2.8   | -4     | -9.4   | -7.4   | 27.8   | 26.4        | 19.7   | -10.5       | -8     |
| TTP L2 (h-véh)            | 1 334   | 1219.7 | 1152.7 | 761.2  | 767.5  | 1196.7 | 1194.1      | 1025.3 | 640.1       | 645.8  |
| amélioration (%)          |         | 8.6    | 13.6   | 42.9   | 42.5   | 10.29  | 10.5        | 23.14  | 52          | 51.6   |
| TTP L3 (h-véh)            | 493     | 486.5  | 488.6  | 474.6  | 479.8  | 485.6  | 484.8       | 489.4  | 456.9       | 463.8  |
| amélioration (%)          |         | 1.33   | 0.9    | 3.8    | 2.7    | 1.5    | 1.68        | 0.8    | 7.33        | 5.9    |
| TTP L4 (h-véh)            | 330.6   | 330.5  | 330.7  | 332    | 332.4  | 330.8  | 330.7       | 331.5  | 332.7       | 333.1  |
| amélioration (%)          |         | 0      | 0      | -0.4   | -0.5   | 0      | 0           | -0.3   | -0.65       | -0.8   |
| TTP o1 (h-véh)            | 19.18   | 29.8   | 32.8   | 45.6   | 38     | 0      | 0           | 0      | 24.25       | 17.5   |
| amélioration (%)          |         | -55.5  | -70.9  | -137.9 | -98.6  | 100    | 100         | 100    | -26.4       | 8.75   |
| TTP o2 (h-véh)            | 0       | 0      | 0      | 0      | 0      | 345.6  | 347.4       | 297.3  | 62.1        | 66.3   |
| amélioration (%)          |         | —      | —      | —      | —      | —      | —           | —      | —           | —      |
| DMC (h)                   | 159     | 158    | 156.5  | 152.5  | 152    | 157    | 157         | 138.5  | 148.5       | 148    |
| amélioration (%)          |         | 0.6    | 1.6    | 4.1    | 4.4    | 1.26   | 1.26        | 12.9   | 6.6         | 6.92   |
| Consommation (litres-véh) | 11499   | 11212  | 11154  | 10779  | 10782  | 11060  | 10996       | 10731  | 10644       | 10644  |
| amélioration (%)          |         | 2.5    | 3      | 6.26   | 6.24   | 3.82   | 4.37        | 6.68   | 7.44        | 7.46   |

5.2. Réseau avec rétrécissement

En ce qui concerne les limitations dynamiques de la vitesse, le déclenchement en fonction de la densité dans le huitième segment donne de meilleurs résultats. Ceci s'explique par le fait que c'est dans ce segment que se forme la congestion avant de se propager vers l'amont. Par ailleurs, la limitation dynamique de la vitesse basée sur le flux semble plus efficace que celle basée sur le terme d'anticipation. Si l'on considère le problème sans limitation de la longueur de la file d'attente, le contrôle d'accès DFC appliqué seul ou avec une limitation dynamique de la vitesse fait légèrement mieux que la stratégie LDV2 seule. Dans ce cas, la limitation dynamique de la vitesse associée au contrôle d'accès n'apporte rien de plus pour ce qui est du TTP. En effet les courbes B.5(f) de la page 170 et B.6(f) de la page 171 montrent que la limitation dynamique de la vitesse n'agit pratiquement pas : le contrôle d'accès assure à lui seul la fluidification du trafic.

Par contre, si l'on tient compte de la gestion de la file d'attente, le contrôle d'accès fait à peine mieux que la stratégie LDV1. En effet, la capacité limitée de la file d'attente est une contrainte qui pénalise fortement la stratégie DFC-FA. En revanche, si une limitation dynamique de la vitesse lui est associée alors les résultats sont sensiblement améliorés. En particulier, lorsque le contrôle d'accès DFC-FA est appliqué en coordination avec la stratégie LDV2, on obtient des résultats similaires au cas sans gestion de la file d'attente : la limitation dynamique de la vitesse en ralentissant les véhicules permet également de « stocker » des véhicules sur la route principale et ainsi de soulager la rampe. Ainsi, comme le montre les temps de parcours dans chaque portion du réseau (tableau 5.6), l'effort de fluidification est mieux réparti.

### 5.3 Conclusion

Dans ce chapitre, la stratégie DFC ainsi que les limitations dynamiques de la vitesse définies dans les deux chapitres précédents ont été appliqués en coordination. Nous avons montré avec des résultats de simulation, en utilisant le modèle METANET, l'intérêt d'une telle approche. En particulier, la coordination qui tient compte de la longueur de la file d'attente permet d'obtenir des résultats proches d'un contrôle en pratique inapplicable, celui d'un contrôle d'accès sans gestion de la file d'attente. De plus, avec la coordination l'ensemble des véhicules contribuent à la diminution de la congestion alors que pour un simple contrôle d'accès seuls y contribuent les véhicules en provenance de la rampe d'accès.

# Conclusions générales et perspectives

Dans cette thèse, nous avons traité des problèmes de commande du flux de trafic dans les voies rapides. En effet, nous avons apporté deux contributions permettant d'envisager une amélioration notable de la fluidité du trafic sur les grands axes routiers. Ces contributions considèrent en premier lieu la libre circulation des biens et des personnes. L'état de l'art proposé dans le premier et le deuxième chapitre a permis de souligner l'importance de la commande et des modèles macroscopiques. Dans le cadre de la commande ou la gestion de trafic d'un réseau autoroutier complexe, le contrôle d'accès et la limitation dynamique de la vitesse ont été le point central de notre étude. La modélisation macroscopique d'un réseau autoroutier ainsi que le principe physique sur lequel elle repose ont été détaillés. Le modèle discret METANET a été retenu comme outil de modélisation des réseaux routiers sur lesquels a porté notre étude de différentes stratégies de régulation.

Le chapitre trois a fait l'objet d'un développement d'une nouvelle stratégie de contrôle d'accès nommée DFC (Différence de Flux Caractérisée par un comportement désiré). L'intérêt de cet algorithme réside dans sa simplicité d'installation avec deux capteurs, un en amont et l'autre en aval de la rampe. Les comparaisons faites avec la stratégie ALINEA et PI-ALINEA montrent que cet algorithme mérite d'être installé pour vérifier son efficacité face à des congestions réelles. Les résultats obtenus sont présentés dans le chapitre trois de cette thèse. Cette stratégie a été testée et comparée avec d'autres stratégies en utilisant des critères typiques au contrôle de trafic, tels que le Temps Total Passé par les conducteurs, la durée des congestions, la consommation d'énergie. Les comparaisons sur le terrain auraient été plus pertinentes étant donné les insuffisances connues des modèles macroscopiques utilisés dans des simulations.

Nous avons également cherché à enrichir la gestion de trafic en introduisant une nouvelle stratégie de contrôle. Ainsi, dans le quatrième chapitre, nous avons développé deux stratégies de commande de la vitesse. Une est basée sur le terme d'anticipation et l'autre vise un flux cible qui est la capacité de la chaussée. Cette dernière repose sur le même principe que la stratégie MTFC dans le sens où elle vise à limiter le flux de la section principale pour ne pas dépasser un certain seuil dépendant de la géométrie de la chaussée. Cette démarche, simple dans sa forme, a permis de réaliser des améliorations importantes et peut constituer un outil performant pour la commande de trafic.

Enfin, le contrôle d'accès et les limitations dynamiques de la vitesse, que nous avons proposés, ont été utilisés ensemble dans le cinquième chapitre. Combiner ces deux types de contrôle n'est utile que si l'espace de la rampe est limité. En effet dans ce cas, les résultats obtenus sont sensiblement meilleurs que ceux du contrôle utilisé seul ou ceux de la limitation dynamique de la vitesse utilisée seule. Par rapport à un contrôle d'accès simple sans gestion de la file d'attente, la coordination donne des résultats semblables sans avoir ses inconvénients (file d'attente trop longue).

Au terme de ces travaux plusieurs perspectives méritent d'être soulignées et explorées tant au niveau de la commande qu'au niveau de l'estimation des paramètres de trafic. Au niveau

de la commande, il est nécessaire de mieux adapter l'approche de commande aux changements de la densité critique en utilisant des techniques d'estimations développées dans [1, 2]. Ces techniques récentes d'estimation basées sur les méthodes algébriques permettent d'élaborer des estimateurs rapides des variables d'état et des paramètres des systèmes linéaires ou non linéaires. L'introduction de ces méthodes dans la commande de trafic (stratégie DFC) permettrait de proposer de nouvelles commandes adaptatives avec des contraintes temps réel.

Compte tenu de la qualité des résultats obtenus dans nos simulations, les approches de commande que nous avons proposées méritent d'être validées avec des données d'exploitation de réseaux et testées en situation réelle. Enfin, les algorithmes que nous avons proposés dans ce manuscrit devrait être étendus dans le cas de la prise en charge de la régulation d'un réseau plus complexe.

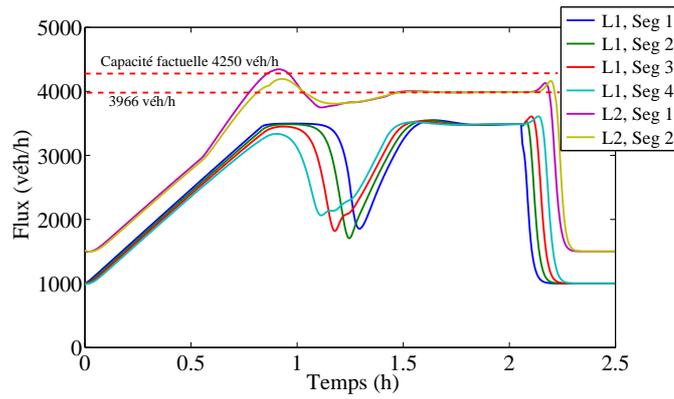
# Annexes



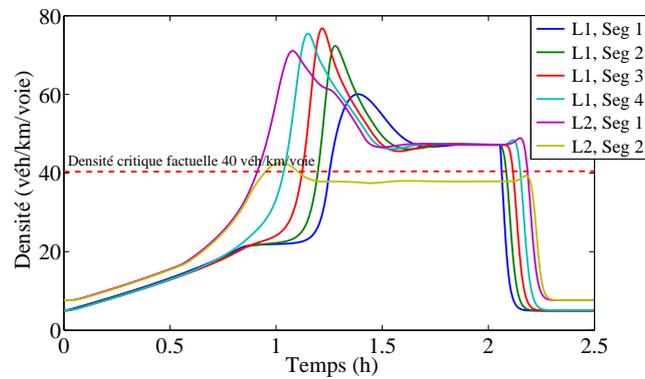
## Annexe A

# Les résultats des simulations du cas sans rétrécissement

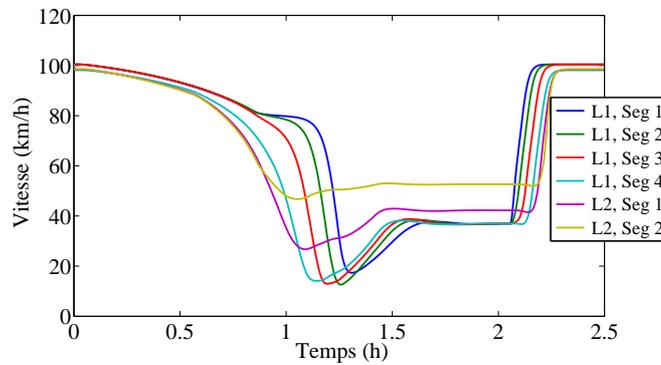
Cette annexe regroupe les différentes courbes de simulation obtenues pour le problème décrit dans le paragraphe 5.1. Il s'agit d'une route de type autoroute avec une rampe d'accès (figure 5.1) soumise aux demandes de flux représentées par la figure 5.3. Pour réduire la congestion, le système est commandé par différentes actions (un contrôle d'accès, une limitation dynamique de la vitesse) appliqués seuls ou en coordination. Les courbes suivantes décrivent l'évolution de différentes grandeurs (vitesse, densité, flux, commande . . .) pour chaque action de contrôle.



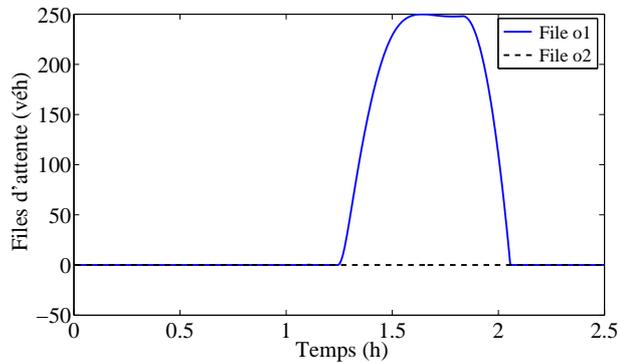
(a) Flux dans les segments du réseau



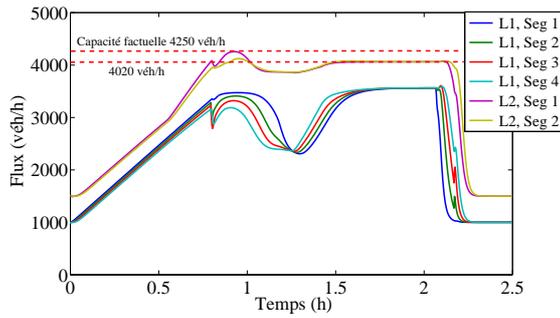
(b) Densités dans les segments du réseau



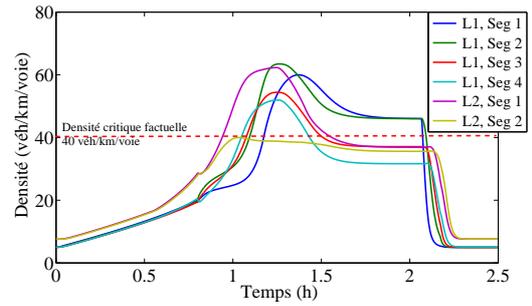
(c) Vitesses dans les segments du réseau



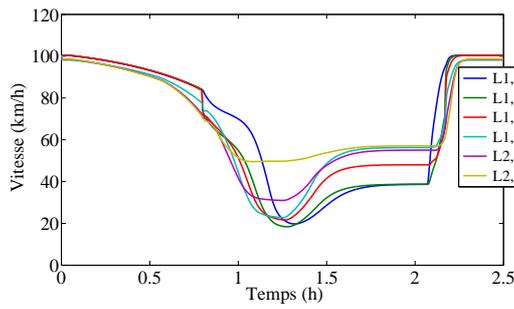
(d) Files d'attente aux origines



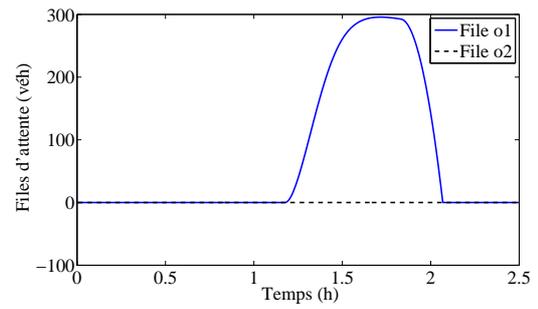
(a) Flux dans les segments du réseau



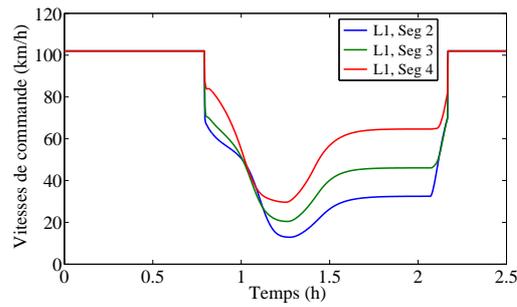
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

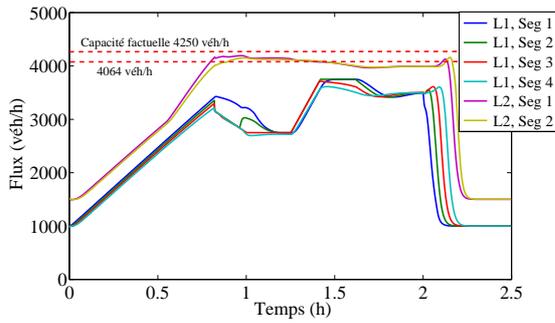


(d) Files d'attente aux origines

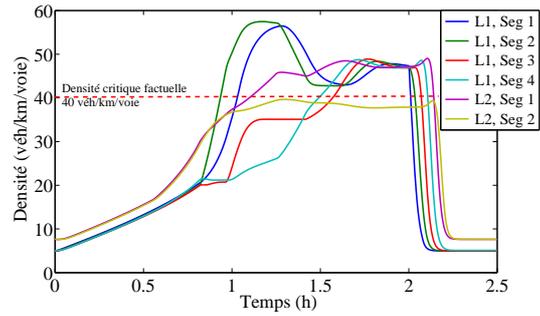


(e) Vitesses de commande

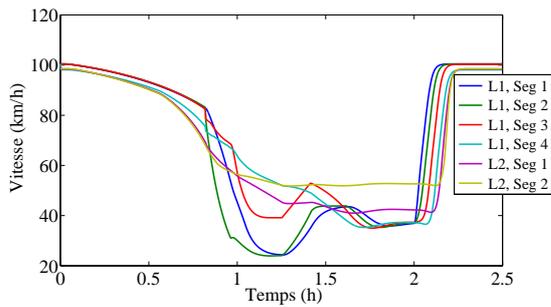
FIG. A.2 – Résultats de la stratégie LDV1 ( $\rho_S=28$  véh/km/voie)



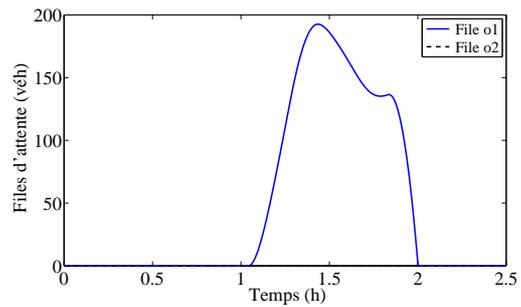
(a) Flux dans les segments du réseau



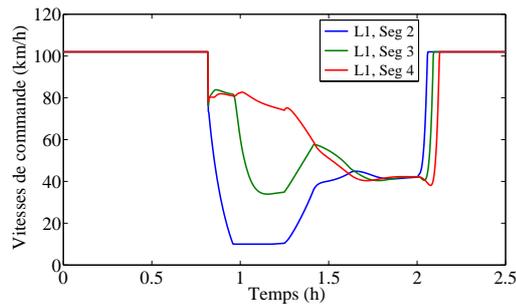
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

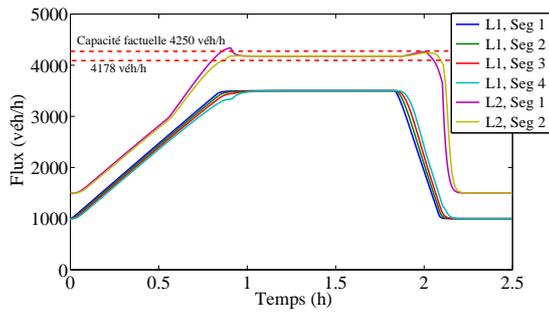


(d) Files d'attente aux origines

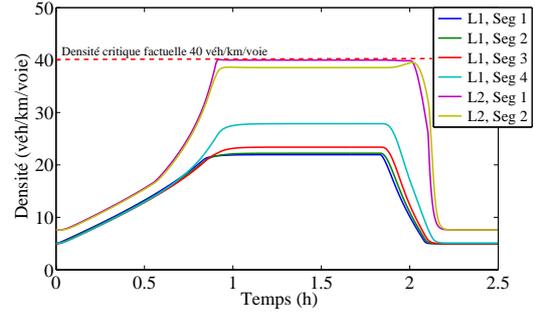


(e) Vitesses de commande

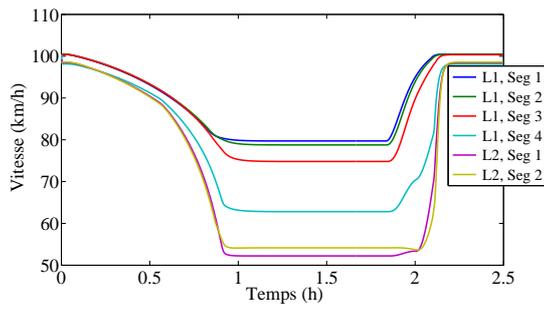
FIG. A.3 – Résultats de la stratégie LDV2 ( $\rho_S=30$  véh/km/voie)



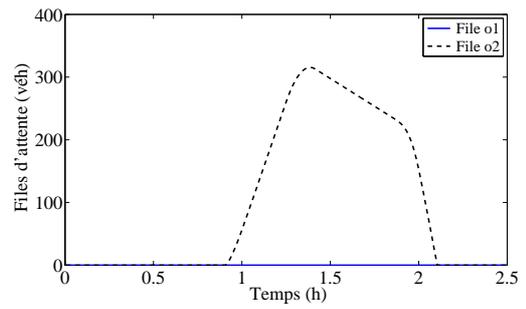
(a) Flux dans les segments du réseau



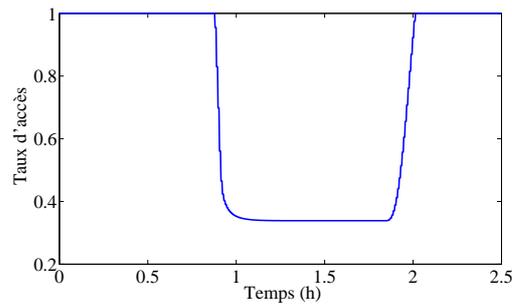
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. A.4 – Résultats de la stratégie DFC ( $\rho_T=40$  véh/km/voie)

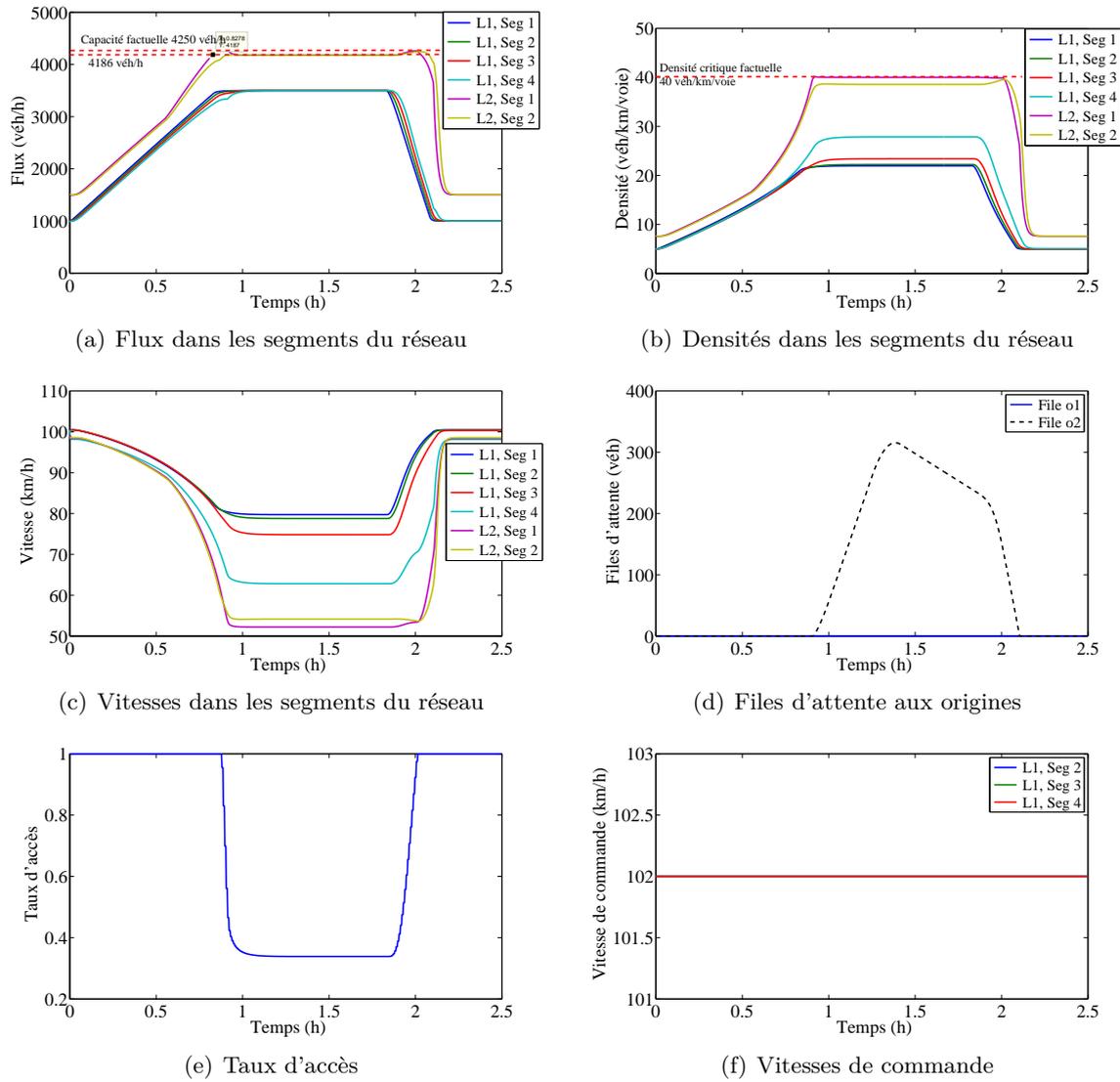
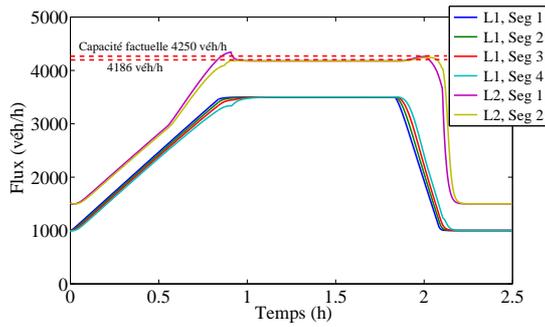
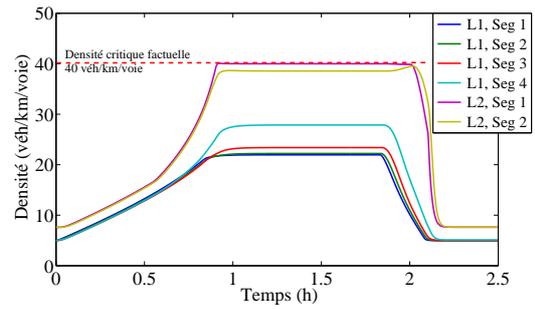


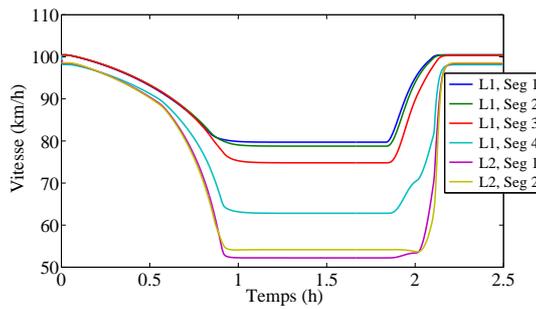
FIG. A.5 – Résultats de la stratégie DFC/LDV1 ( $\rho_T=40$  véh/km/voie,  $\rho_S=41$  véh/km/voie)



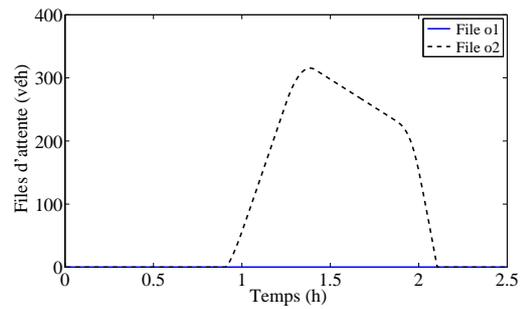
(a) Flux dans les segments du réseau



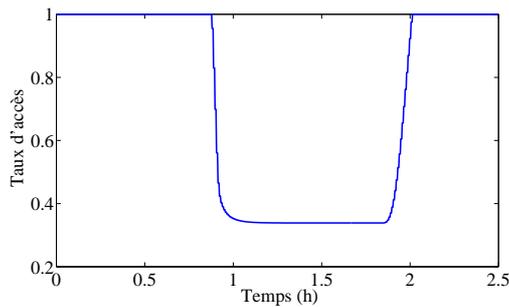
(b) Densités dans les segments du réseau



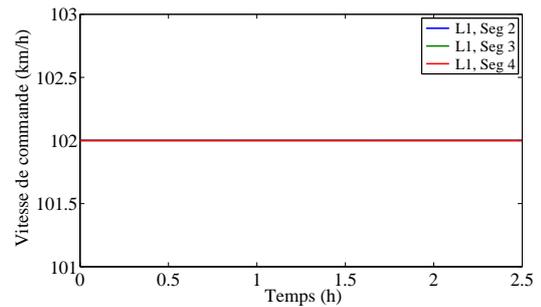
(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines

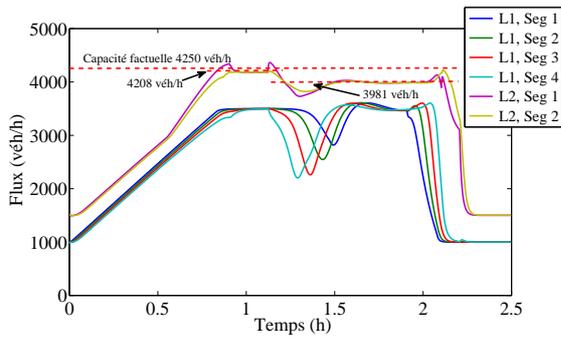


(e) Taux d'accès

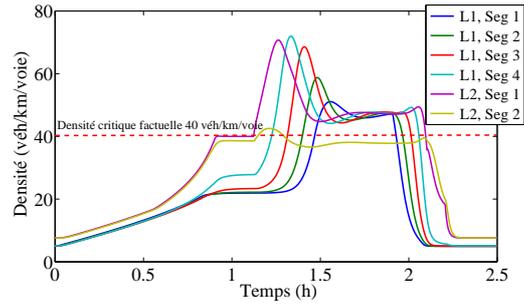


(f) Vitesses de commande

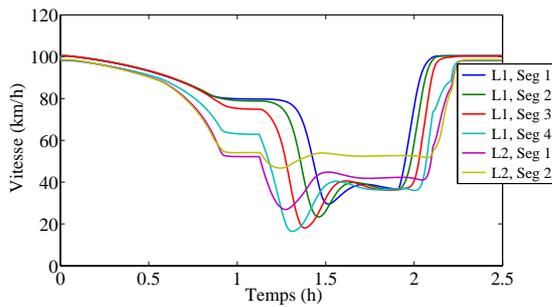
FIG. A.6 – Résultats de la stratégie DFC/LDV2 ( $\rho_T=40$  véh/km/voie,  $\rho_S=41$  véh/km/voie)



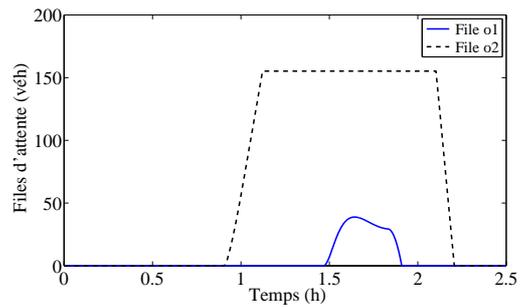
(a) Flux dans les segments du réseau



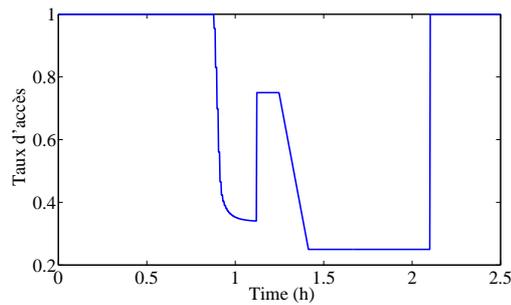
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

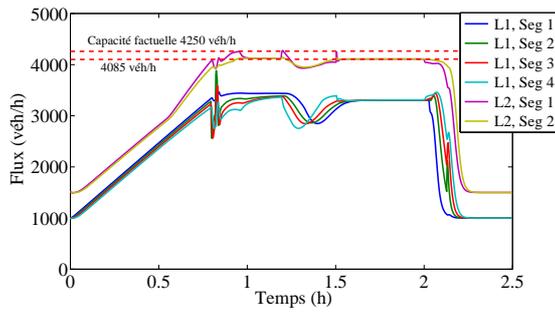


(d) Files d'attente aux origines

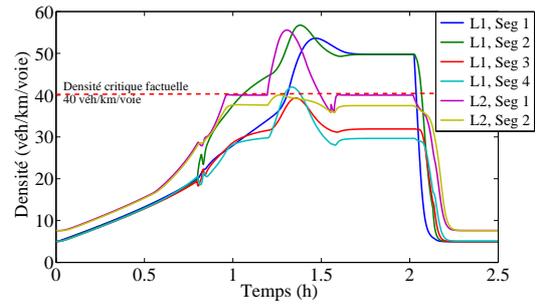


(e) Taux d'accès

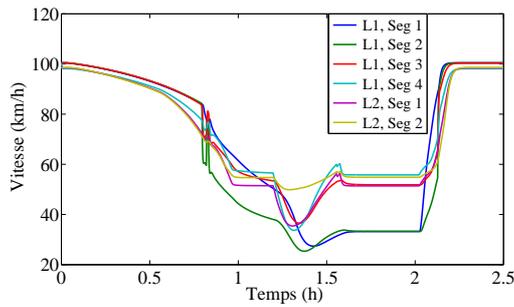
FIG. A.7 – Résultats de la stratégie DFC-FA ( $\rho_T=40$  véh/km/voie)



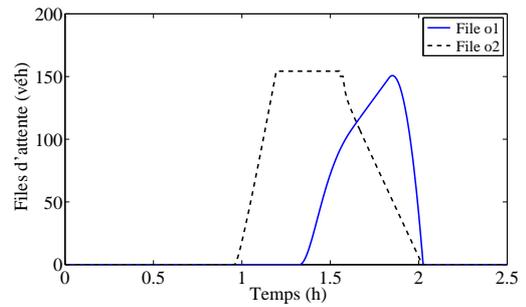
(a) Flux dans les segments du réseau



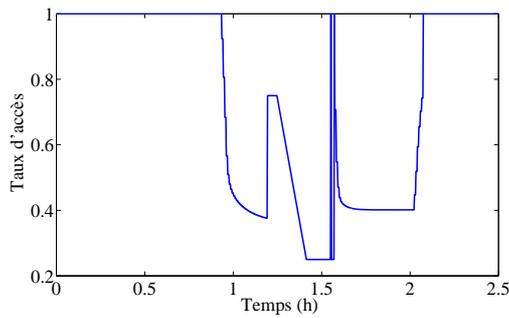
(b) Densités dans les segments du réseau



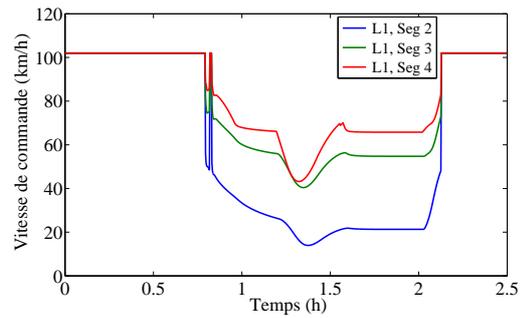
(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès



(f) Vitesses de commande

FIG. A.8 – Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV1 ( $\rho_T=40 \text{ véh/km/voie}$ ,  $\rho_S=28 \text{ véh/km/voie}$ )

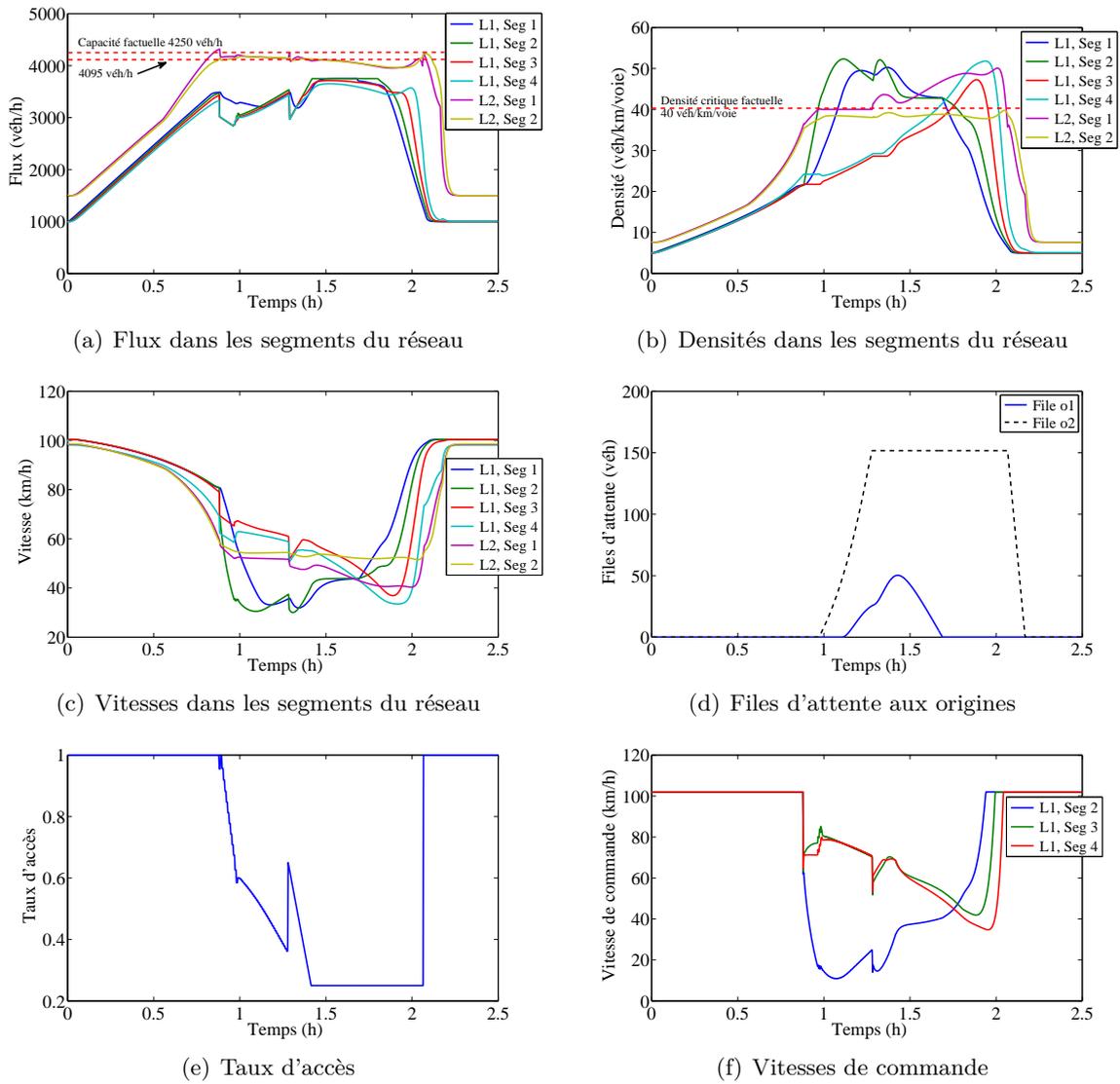
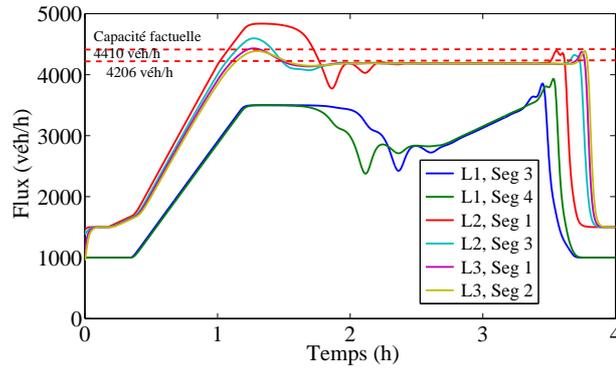


FIG. A.9 – Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV2 ( $\rho_T=40$  véh/km/voie,  $\rho_S=36$  véh/km/voie)

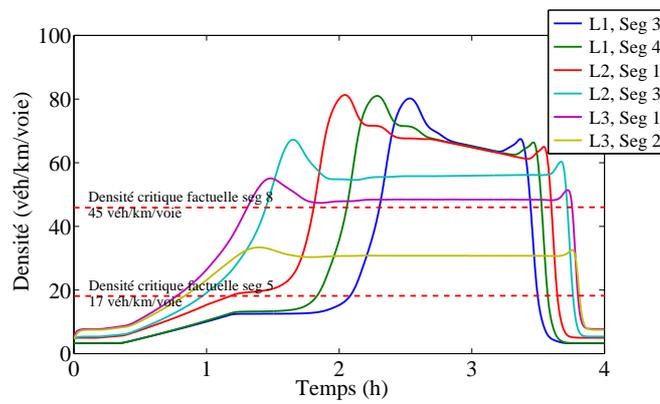
## Annexe B

# Les résultats des simulations du cas avec rétrécissement

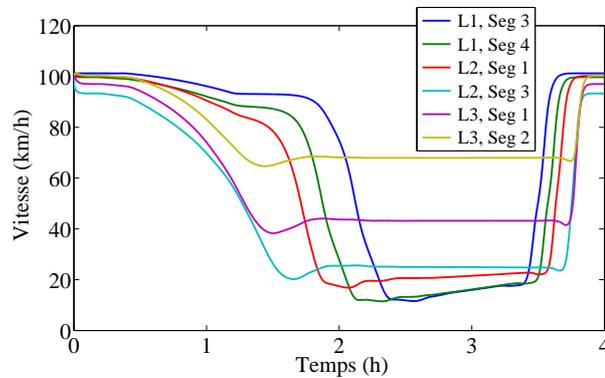
Cette annexe regroupe les différentes courbes de simulation obtenues pour le problème décrit dans le paragraphe 5.1. Il s'agit d'une route de type autoroute avec une rampe d'accès (figure 5.1) soumise aux demandes de flux représentées par la figure 5.3. Pour réduire la congestion, le système est commandé par différentes actions (un contrôle d'accès, une limitation dynamique de la vitesse) appliqués seuls ou en coordination. Les courbes suivantes décrivent l'évolution de différentes grandeurs (vitesse, densité, flux, commande . . .) pour chaque action de contrôle.



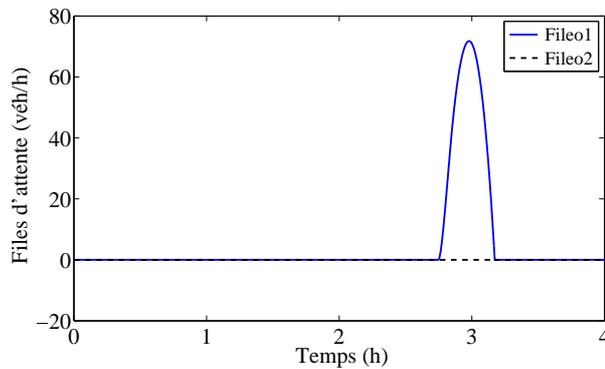
(a) Flux dans les segments du réseau



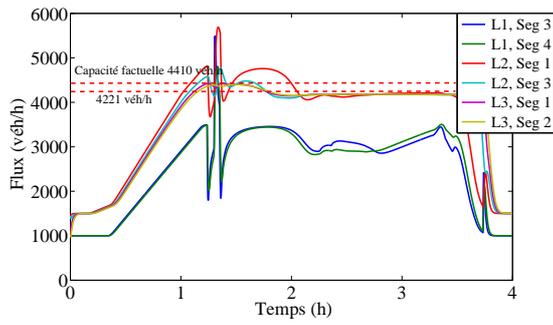
(b) Densités dans les segments du réseau



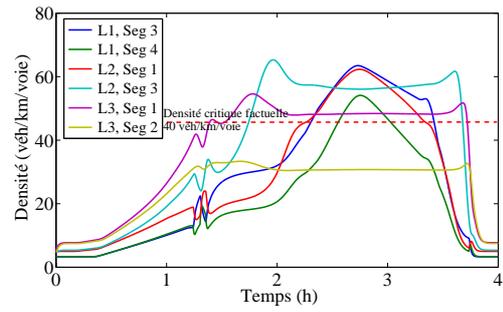
(c) Vitesses dans les segments du réseau



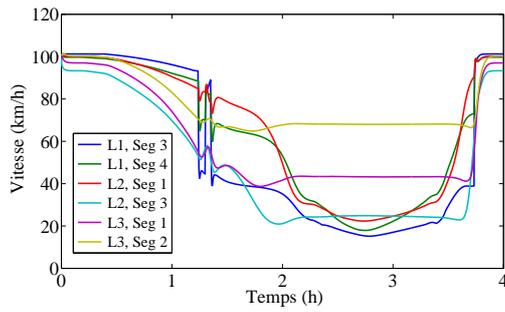
(d) Files d'attente aux origines



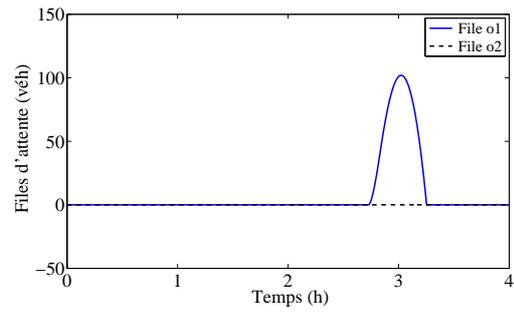
(a) Flux dans les segments du réseau



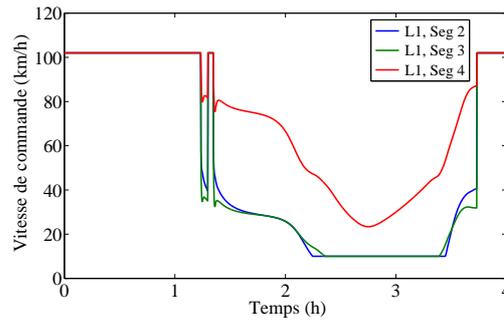
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

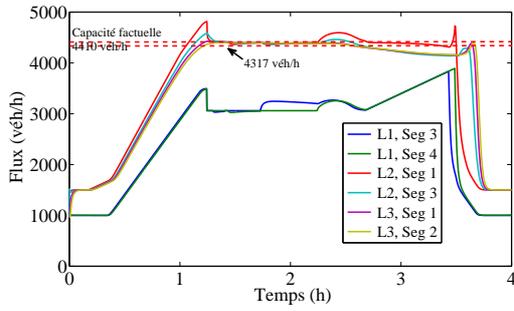


(d) Files d'attente aux origines

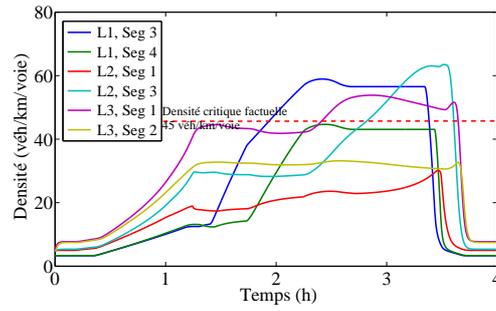


(e) Vitesses de commande

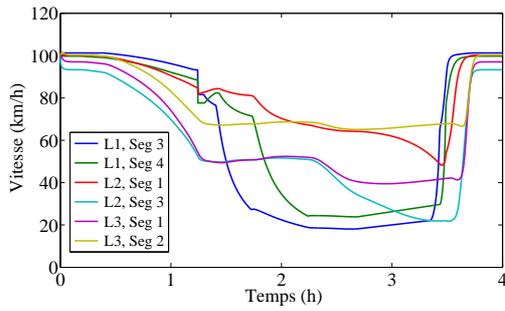
FIG. B.2 – Résultats de la stratégie LDV1 ( $\rho_S=40$  véh/km/voie)



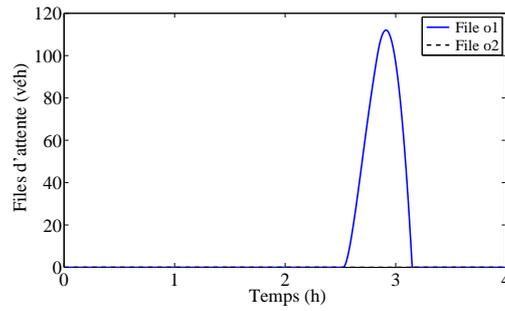
(a) Flux dans les segments du réseau



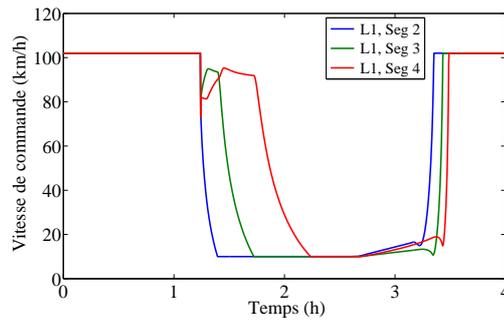
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau

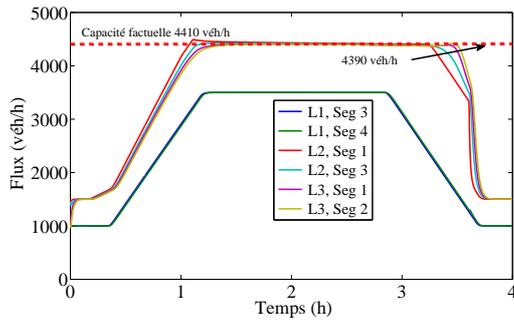


(d) Files d'attente aux origines

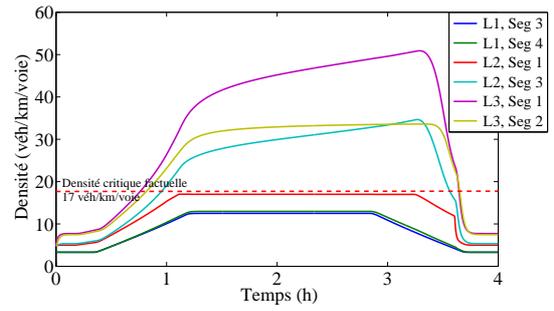


(e) Vitesses de commande

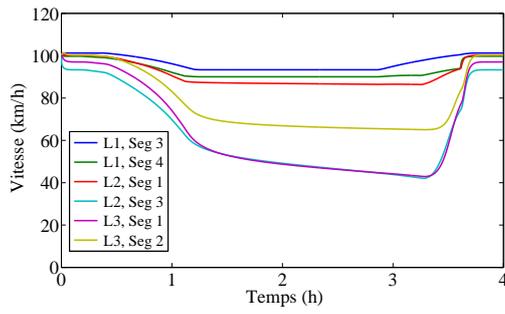
FIG. B.3 – Résultats de la stratégie LDV2 ( $\rho_S=41$  véh/km/voie)



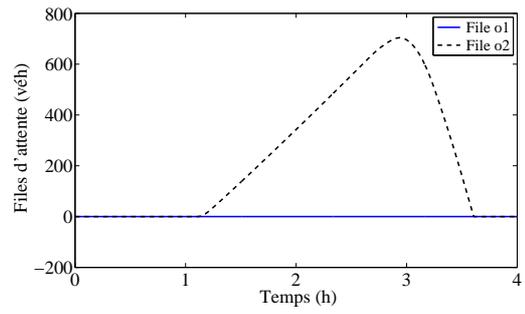
(a) Flux dans les segments du réseau



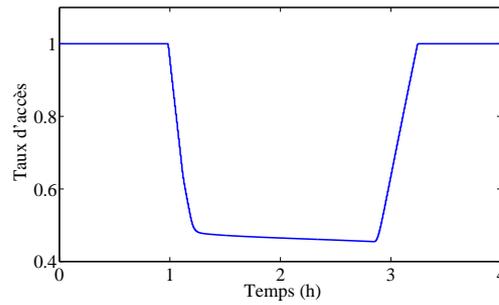
(b) Densités dans les segments du réseau



(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès

FIG. B.4 – Résultats de la stratégie DFC ( $\rho_T=17$  véh/km/voie)

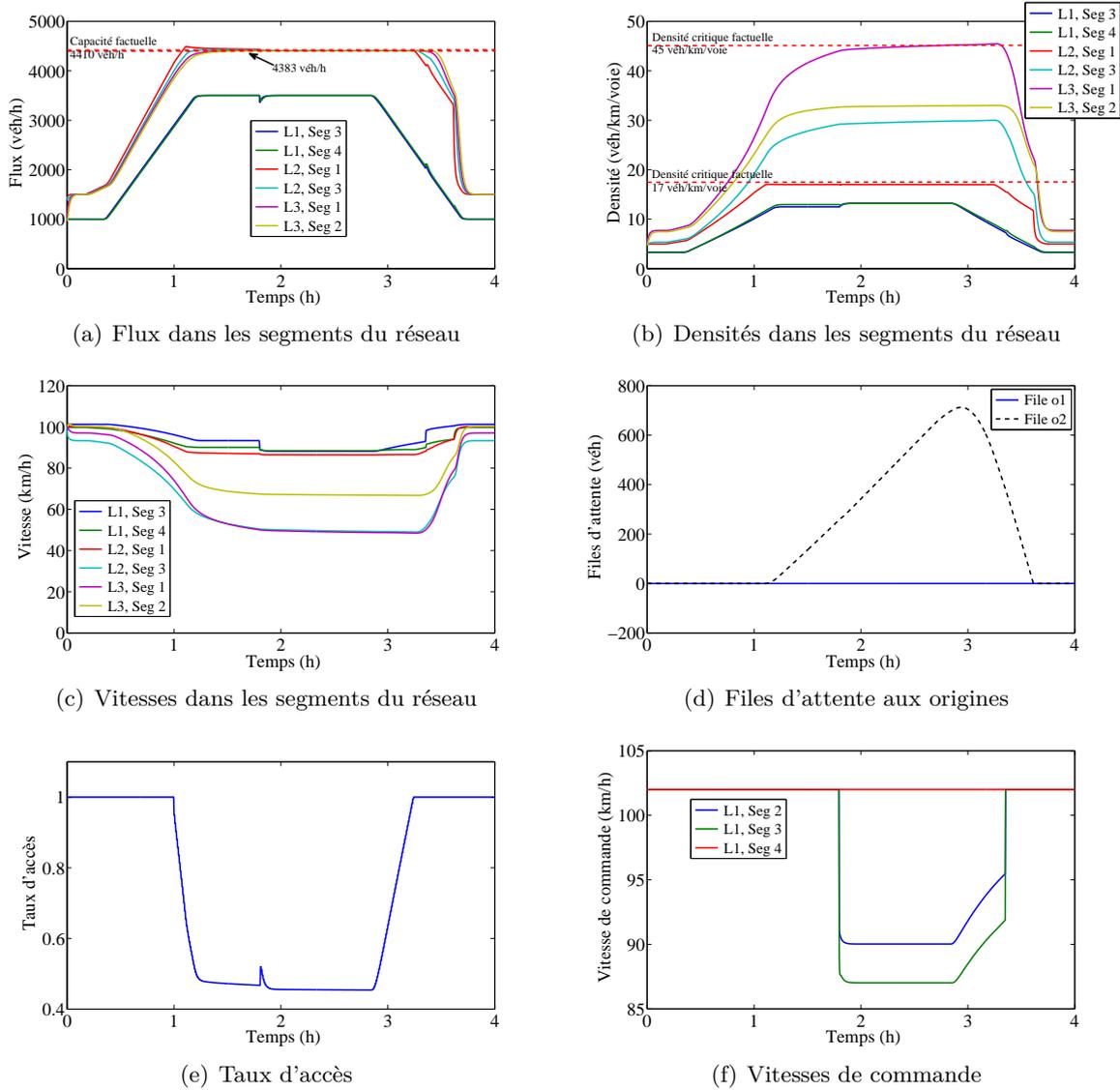
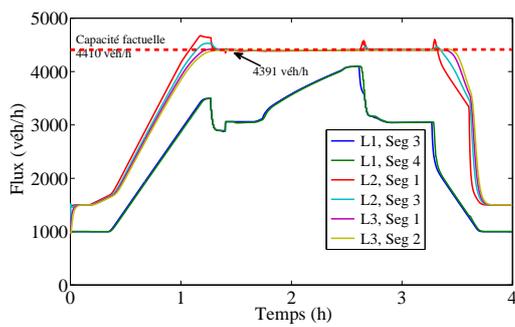
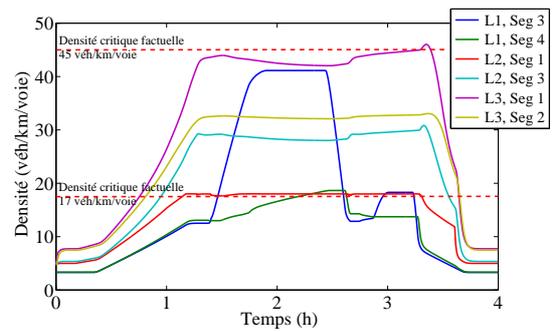


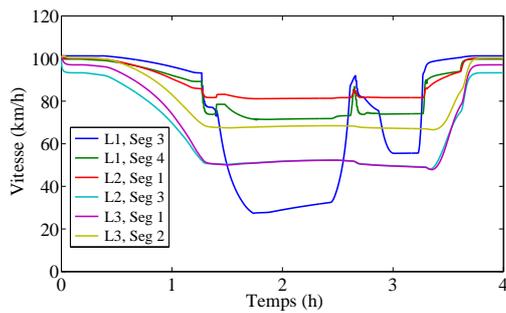
FIG. B.5 – Résultats de la stratégie DFC/LDV1 ( $\rho_T=17 \text{ véh/km/voie}$ ,  $\rho_S=44 \text{ véh/km/voie}$ )



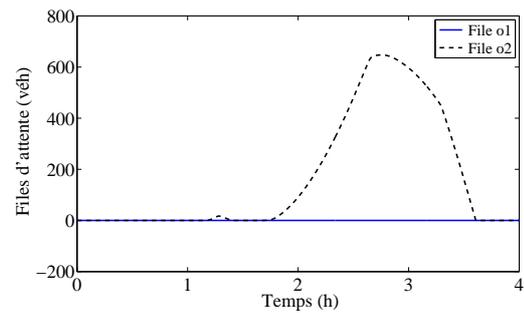
(a) Flux dans les segments du réseau



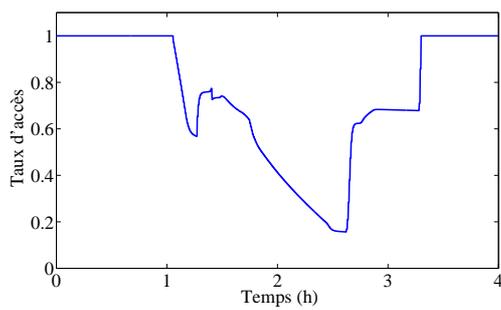
(b) Densités dans les segments du réseau



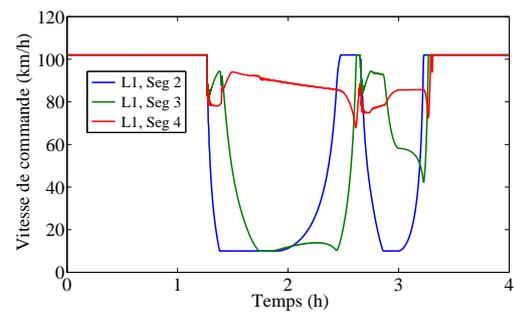
(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès



(f) Vitesses de commande

FIG. B.6 – Résultats de la stratégie DFC/LDV2 ( $\rho_T=18$  véh/km/voie,  $\rho_S=42$  véh/km/voie)

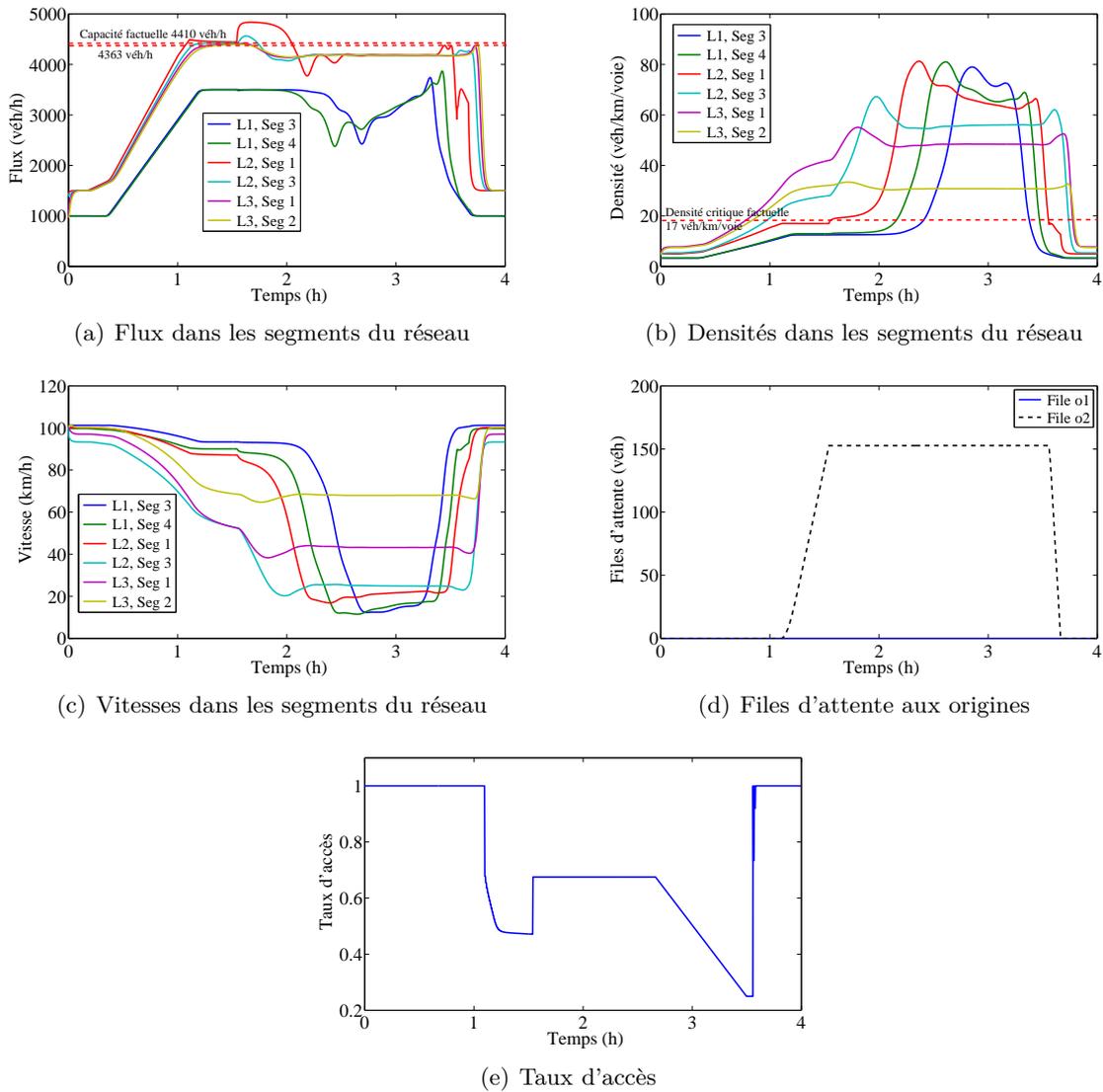
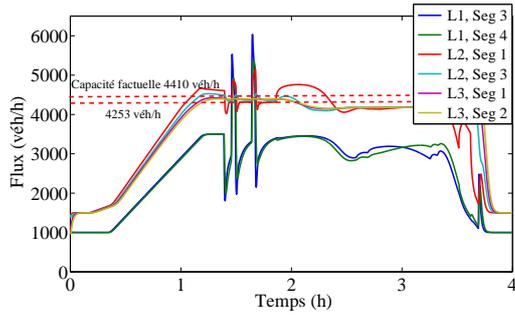
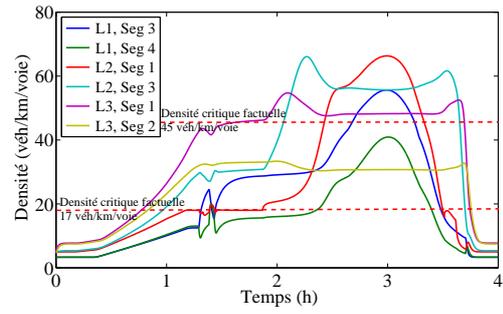


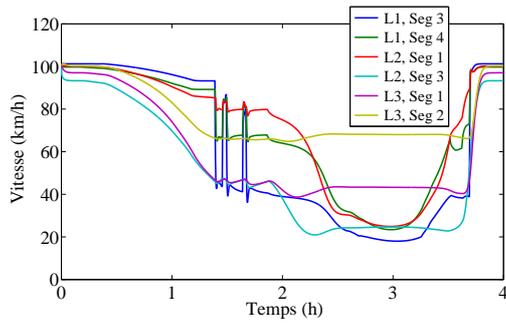
FIG. B.7 – Résultats de la stratégie DFC-FA ( $\rho_T=17\text{ véh/km/voie}$ )



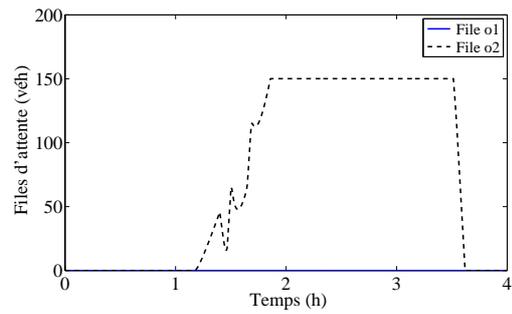
(a) Flux dans les segments du réseau



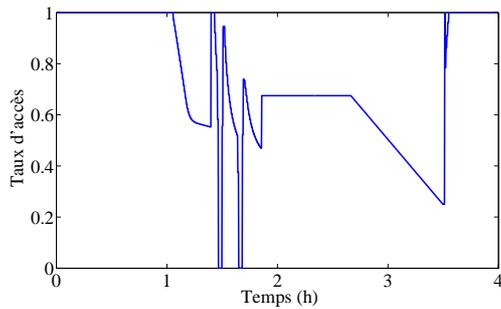
(b) Densités dans les segments du réseau



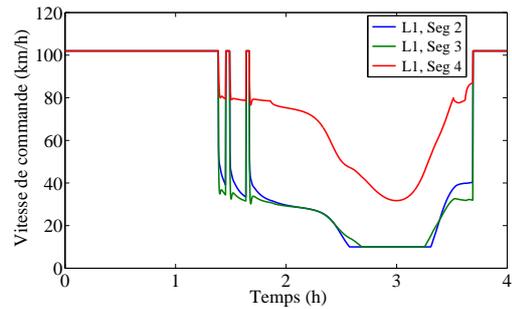
(c) Vitesses dans les segments du réseau



(d) Files d'attente aux origines



(e) Taux d'accès



(f) Vitesses de commande

FIG. B.8 – Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV1 ( $\rho_T=18$  véh/km/voie,  $\rho_S=47$  véh/km/voie)

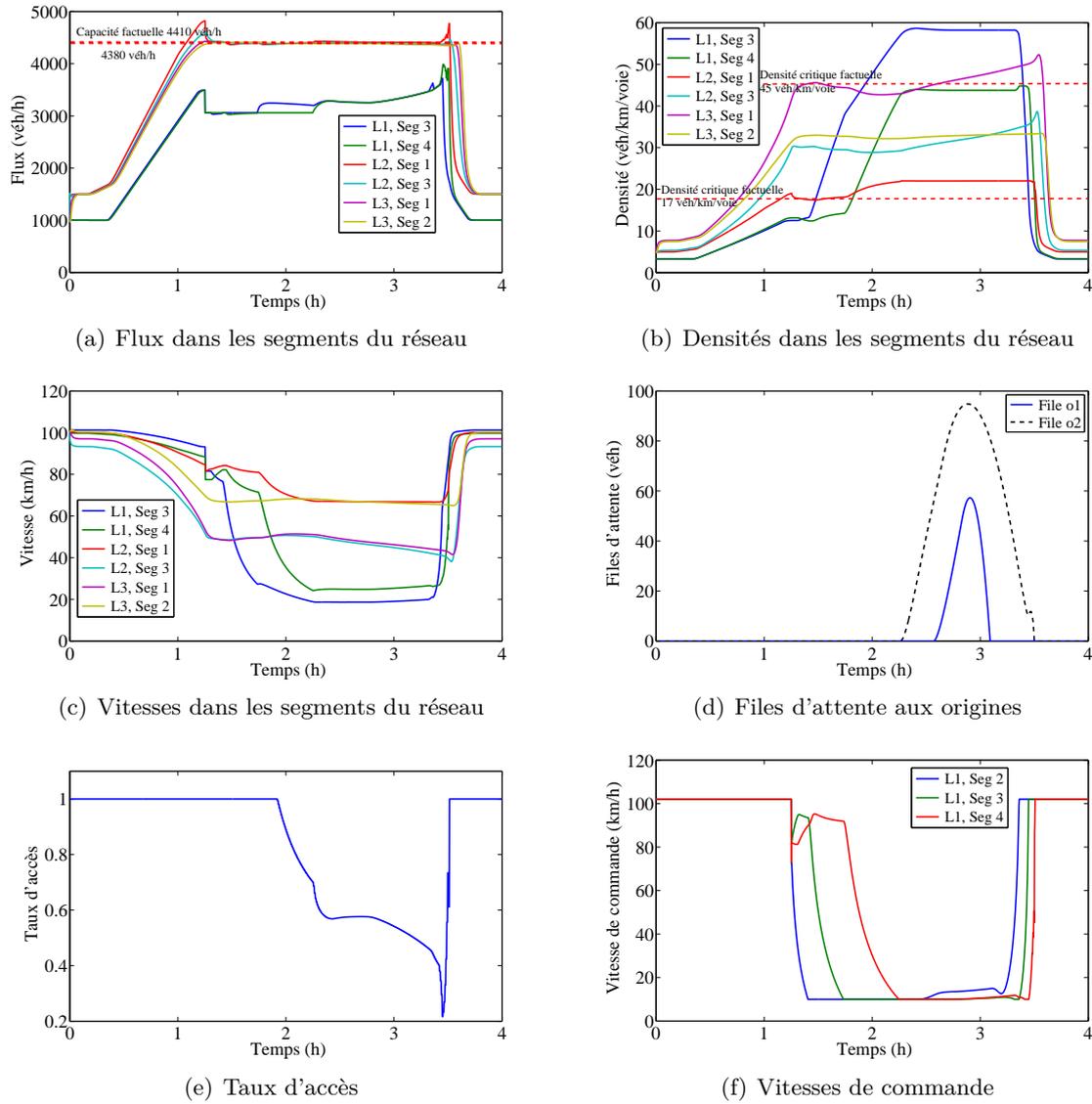


FIG. B.9 – Résultats de la stratégie DFC-FA/LDV2 ( $\rho_T=22 \text{ véh/km/voie}$ ,  $\rho_S=41 \text{ véh/km/voie}$ )

# Bibliographie

- [1] H. ABOUAÏSSA, M. FLIES, et C. JOIN. « Fast Parametric Estimation for Macroscopic Traffic Flow Model ». *17th IFAC world congress, Seoul*, 2008. Accessible sur <http://hal.inria.fr/inria-00259032/fr/>.
- [2] H. ABOUAÏSSA, M. FLIESS, V. IORDANOVA, et C. JOIN. « Vers une caractérisation non linéaire d'un réseau autoroutier (JIME'2011) ». *3<sup>e</sup> Journées Identification et Modélisation Expérimentale*, avril 2011.
- [3] H. ABOUAÏSSA, V. IORDANOVA, et D. JOLLY. « Flatness Based Control of Traffic Flow ». *Proceedings of the IEEE Intelligent Transportation Systems Conference ITSC, Toronto, Canada.*, TC1.1:1060–1065, septembre 2006.
- [4] H. ABOUAÏSSA, V. IORDANOVA, et D. JOLLY. « Integrated control of highway systems using flatness-based concept ». *SCS-IFAC, International Conference on Advances in Vehicle Control and Safety*, février 2007.
- [5] A. ALESSANDRI, A. DI FEBBRARO, A. FERRARA, et E. PUNTA. « Optimal Control of Freeways Via Speed Signalling and Ramp Metering ». *Control Engineering Practice*, 6(6):771–780, juin 1998.
- [6] A. ALESSANDRI, A. DI FEBBRARO, A. FERRARA, et E. PUNTA. « Nonlinear optimization for freeway control using variable-speed signaling ». *IEEE Transactions on Vehicular Technology*, 48(6):2042–2052, novembre 1999.
- [7] L. ALVAREZ, R. HOROWITZ, et P. LI. « Traffic flow control in automated highway systems ». *Control Engineering Practice*, 7(9):1071–1078, septembre 1999.
- [8] L. ALVAREZ, R. HOROWITZ, et C. V. TOY. « Multi-destination traffic flow control in automated highway systems ». *Transportation research Part C: Emerging technologies*, 11(1):1–28, février 2003.
- [9] B. BELLEMANS, T. ans De Schutter et B. DE MOOR. « Model predictive control with repeated model fitting for ramp metering ». *The IEEE 5th International Conference on Intelligent Transportation Systems*, pages 236–241, 2002.
- [10] T. BELLEMANS, B. DE SCHUTTER, et B. DE MOOR. « Models for traffic control ». *Journal A*, 43(3–4):13–22, 2002.
- [11] T. BELLEMANS, B. DE SCHUTTER, et B. DE MOOR. « Anticipative model predictive control for ramp metering in freeway networks ». *American Control Conference*, 5:4077–4082, novembre 2003.
- [12] T. BELLEMANS, B. DE SCHUTTER, et B. DE MOOR. « Model Predictive Control for Ramp Metering of Motorway Traffic: A Case Study ». *Control Engineering Practice*, 14(7):757–767, juillet 2006.
- [13] T. BELLEMANS, B. DE SCHUTTER, G. WETS, et B. DE MOOR. « Model Predictive Control for Ramp metering combined with Extended Kalman Filter-based Traffic State Estimation

- ». *Proceedings of the IEEE Intelligent Transportation Systems Conference ITSC, Toronto, Canada*, pages 406–411, septembre 2006.
- [14] J. BERCELO et J. L. FERRER. « AIMSUN2: Advanced interactive microscopic simulator for urban networks, user's manual ». Rapport Technique, Universitat politecnica de Catalunya, 1997.
- [15] N. BHOURI, M. PAPAGEORGIOU, et J. M. BLOSSVILLE. « Optimal control of traffic flow on periurban ringways with application to the Boulevard Périphérique in Paris ». *Preprints 11th IFAC World Congress*, 10:236–243, 1990.
- [16] H. BOTMA. « State-of-the-Art report "Traffic Flow Models" ». Rapport de recherche R-78-40, in Dutch, 1978.
- [17] E. BOURREL. « Modélisation dynamique de l'écoulement du trafic routier : du macroscopique au microscopique ». Thèse de doctorat, École doctorale mécanique, énergétique, génie civil et acoustique (MEGA) Spécialité : Génie civil, l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, décembre 2003.
- [18] D. BRANSTON. « Models of single lane time headway distributions ». *Transportation Science*, 10(2):125–148, 1976.
- [19] D. J. BUCKLEY. « A Semi-Poisson Model of Traffic Flow ». *Transportation Science*, 2(2):107–132, mai 1968.
- [20] R. C. CARLSON, I. PAPAMICHAIL, M. PAPAGEORGIOU, et A. MESSMER. « Optimal Mainstream Traffic Flow Control of Large-Scale Motorway Networks ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, doi:10.1016/j.trc.2009.05.014, 2009.
- [21] R. C. CARLSON, I. PAPAMICHAIL, M. PAPAGEORGIOU, et A. MESSMER. « Optimal Motorway Traffic Flow Control Involving Variable Speed Limits and Ramp Metering ». *Transportation Science*, DOI: 10.1287/trsc.1090.0314., 44(2):238–253, mai 2010.
- [22] M. J. CASSIDY et R. L. BERTINI. « Some traffic features at freeway bottlenecks ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 33(1):25–42, février 1999.
- [23] M. J. CASSIDY et J. RUDJANAKANOKNAD. « Increasing the Capacity of an Isolated Merge by Metering its on-Ramp ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 39(10):896–913, décembre 2005.
- [24] CERTU. « Rapport d'études CERTU : régulation des accès - un outil pour l'exploitation des voies rapides urbaines ». Rapport Technique, CERTU, décembre 1997.
- [25] CERTU. « Note de problématique relative à la gestion des priorités sur VRU ». Rapport Technique N: R0011155JFM/NF, département systèmes techniques pour la ville, juin 2001.
- [26] R. E. CHANDLER, E. HERMAN, et E. W. MONTROLL. « Traffic Dynamics : Studies in car following ». *Operations Research*, 6(2):165–184, mars 1958.
- [27] T. H. CHANG et Z. Y. LI. « Optimization of mainline traffic via an adaptive co-ordinated ramp-metering control model with dynamic OD estimation ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 10(2):99–120, avril 2002.
- [28] S. CHANUT. « Modélisation dynamique macroscopique de l'écoulement d'un trafic routier hétérogène poids lourds et véhicules légers ». Thèse de doctorat, École doctorale Mécanique, Énergétique, Génie civil et Acoustique (MEGA) Spécialité : Génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, juin 2005.
- [29] I. C. CHEN, J. B. CRUZ, et J. G. PAQUET. « Entrance ramp control for travel rate maximization in expressways ». *Transportation Research*, 8(6):503–508, décembre 1974.
- [30] O. J. CHEN, A. F. HOTZ, et M. E. BEN-AKIVA. « Development and Evaluation of a

- 
- Dynamic Metering Control Model ». *Proceedings of Eighth IFAC/IFIP/IFORS Symposium on Transportation Systems, Chania, Greece*, pages 1162–1168, 1997.
- [31] C. C. CHIEN, P. IOANNOU, et C. K. CHU. « Fuzzy Traffic Density Homogenizer For Automated Highway Systems ». Rapport Technique UCB-ITS-PRR-95-44, California Partners for Advanced Transit and Highways (PATH), janvier 1995.
- [32] K. CHUNG, J. RUDJANAKANOKNAD, et M. CASSIDY. « Relation Between Traffic Density and Capacity Drop at Three Freeway Bottlenecks ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 41(1):82–95, janvier 2007.
- [33] M. CREMER. *Der Verkehrsfulb Auf Schnellstrassen*. Springer, Berlin, Germany, 1979.
- [34] C. F. DAGANZO. « The cell transmission model: A dynamic representation of highway traffic consistent with the hydrodynamic theory ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 28(4):269–287, 1994.
- [35] C. F. DAGANZO. « The cell transmission model, part II: Network traffic ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 29(2):79–93, avril 1995.
- [36] C. F. DAGANZO. « A finite difference approximation of the kinematic wave model of traffic flow ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 29(4):261–276, août 1995.
- [37] C. F. DAGANZO. « Requiem for second-order fluid approximations of traffic flow ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 29(4):277–286, août 1995.
- [38] P. DAGUE, P. DEVÈS, et O. RAIMAN. « Troubleshooting: When Modeling is the Trouble ». *Proceedings of the European Conference on Artificial Intelligence (ECAI), Seattle.*, pages 590–595, 1987.
- [39] L. G. DANIEL et J. H. MATTHEW. *Traffic Flow Theory - A Monograph*. Transportation Research Board Special Report 165, Washington D. C., 1975.
- [40] G. DE NICOLAO. « System Identification: Problems and perspectives ». *12th Workshop on Qualitative Reasoning*, pages 379–386, juin 1997.
- [41] B. DE SCHUTTER, T. BELLEMANS, S. LOGGHE, S. STADA, B. DE MOOR, et B. IMMERS. « Advanced traffic control on highways ». *Journal A*, 40(4):42–51, décembre 1999.
- [42] C. DIAKAKI et M. PAPAGEORGIOU. « Design and simulation test of coordinated ramp metering control (METALINE) for A10-West in Amsterdam ». Rapport Interne 1994-2, Dynamic Systems and Simulation Laboratory, 1994.
- [43] C. DIAKAKI, M. PAPAGEORGIOU, et T. MCLEAN. « Simulation studies of integrated corridor control in Glasgow ». *Transportation research Part C: Emerging Technologies*, 5(3/4):211–224, juillet 1997.
- [44] A. C. DICK. « Speed/Flow Relationships Within an Urban Area ». *Traffic Engineering & Control*, 8:393–396, 1966.
- [45] J. S. DRAKE, J. L. SCHOFER, et A. D. MAY. « A Statistical Analysis of Speed Density Hypothesis ». *Highway Research Record 154*, pages 53–87, 1967.
- [46] D. R. DREW. « Deterministic Aspects of Freeway Operations and Control ». *Highway Research Record*, 99:48–58, 1965.
- [47] L. C. EDIE. « Following and Steady State Theory for Non-Congested Traffic ». *Operations Research*, 9:66–76, 1961.
- [48] Commission EUROPÉENNE. *Livre Blanc. La politique européenne des transports à l'horizon 2010: l'heure des choix*. 2001.
- [49] M. FLIESS, J. LEVINE, P. MARTIN, et P. ROUCHON. « Flatness and defect of non-linear systems: introductory theory and examples ». *International journal of control*, 61(6):1327–1360, 1995.

- [50] M. FLIESS, J. LEVINE, P. MARTIN, et P. ROUCHON. « A Lie-Backlund approach to equivalence and flatness of nonlinear systems ». *IEEE Transactions on Automatic Control*, 44(5):928–937, mai 1999.
- [51] M. FRANS et T. HENK. « Ramp Metering in the Netherlands: An Overview ». *11th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems*, 11, août 2006.
- [52] N. J. GARBER et L. A. HOEL. *Traffic and Highway Engineering*. Brooks/Cole, 2002.
- [53] A. H. GHODS, A. R. KIAN, et M. TABIBI. « A Genetic-Fuzzy Control Application to Ramp Metering and Variable Speed Limit Control ». *IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics*, pages 1723–1728, 7–10 octobre 2007.
- [54] G. GOMES et R. HOROWITZ. « Optimal freeway ramp metering using the asymmetric cell transmission model ». *Transportation research Part C: Emerging technologies*, 14(4):244–262, 2006.
- [55] R. L. GORDON. « Algorithm for controlling spillback from ramp meters ». *Transportation Research Record*, 1554:162–171, 1996.
- [56] H. GREENBERG. « An Analysis of Traffic Flow ». *Operations Research*, 7(1):79–85, janvier 1959.
- [57] B. D. GREENSHIELDS. « A study in highway capacity ». *Proceedings Highway Research Record, Washington*, 14:448–477, 1935.
- [58] DREIF GROUPE ÉTUDES. « Rapport d'évaluation du SIER : Expérimentation de régulation d'accès sur l'autoroute A6 entre Ris-Orangis et Chilly-Mazarin ». Rapport Technique, SIER, may–jun 1999.
- [59] R. HABER et H. UNBEHAUEN. « Structure Identification of Nonlinear Dynamic Systems—a Survey on Input/Output Approaches ». *Automatica*, 26(4):651–677, 1990.
- [60] H. HAJ-SALEM. « Alinea : un outil de régulation d'accès isolé sur autoroute : étude comparative sur site réel ». Rapport Technique n° 80, INRETS, 1988.
- [61] H. HAJ-SALEM. « Régulation d'accès isolé et coordonné sur voie rapide, étude comparative sur site réel ». Rapport Technique afme 8813, INRETS, 1991.
- [62] H. HAJ SALEM. « Étude en simulation de la régulation d'accès généralisée sur le réseau autoroutier Est de l'Île de France ». Rapport Technique, INRETS/SIER, 2002.
- [63] H. HAJ-SALEM, J. M. BLOSSVILLE, et M. PAPAGEORGIOU. « Alinea : a local feedback control law for on-ramp metering : a real life study ». *3<sup>e</sup> IEEE international conference on road traffic control*, pages 194–198, 1990.
- [64] H. HAJ-SALEM, M. BOUKHNIFER, MABROUK H., et S. MAMMAR. « Le contrôle d'accès généralisé sur les autoroutes de l'île de France : études en simulation et sur site réel ». *8<sup>e</sup> Conférence Internationale de MOdélisation et SIMulation - MOSIM'10*, mai 2010.
- [65] H. HAJ-SALEM et M. MANGEAS. « oasis : optimal advanced system for integrated strategies ». *DACCORD workshop, université de Lancaster, Grande-Bretagne*, 1998.
- [66] H. HAJ-SALEM et M. PAPAGEORGIOU. « Ramp metering impact on urban corridor traffic: Field results ». *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 29(4):303–319, juillet 1995.
- [67] H. HAJ-SALEM, P. POIRIER, J.F. HEYLLIARD, et J.P. PEYRAND. « ALINEA: A local traffic responsive strategy for ramp metering: Field results on A6 motorway in Paris ». *Proceedings 4th IEEE Conférence Intelligent Transportation Systems*, pages 108–113, 2001.
- [68] F. L. HALL. Chapitre 2: Traffic stream characteristics. (N. Gartner, C. J. Messer, A. K. Rathi, Eds), *Traffic Flow Theory: State-of-the-art Report*, FHWA/ TRB/ORNL, USA., 2001.

- 
- [69] M. HASAN, M. JHA, et M. BEN-AKIVA. « Evaluation of ramp control algorithms using microscopic traffic simulation ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 10(3):229–256, juin 2002.
- [70] A. HEGYI. « *Model Predictive Control for Integrating Traffic Control Measures* ». PhD thesis, TRAIL Thesis Series T2004/2, the Netherlands TRAIL Research School, 2004.
- [71] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, et H. HELLENDORRN. « Model predictive control for optimal coordination of ramp metering and variable speed control ». *Proceedings of the 1st European Symposium on Intelligent Technologies, Hybrid Systems and their implementation on Smart Adaptive Systems (EUNITE 2001), Tenerife, Spain*, pages 260–272, décembre 2001.
- [72] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, et H. HELLENDORRN. « Model predictive control for optimal coordination of ramp metering and variable speed control ». *Proceedings of the 1st International NAISO Congress on Neuro Fuzzy Technologies(NF 2002), Havana, Cuba*, page 12, janvier 2002.
- [73] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, et H. HELLENDORRN. « Model predictive control for optimal coordination of ramp metering and variable speed limits ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 13(3):185–209, juin 2005.
- [74] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, H. HELLENDORRN, et T. van den BOOM. « Optimal coordination of ramp metering and variable speed control: An MPC approach ». *Proceedings of the American Control Conference*, 5:3600–3605, novembre 2002.
- [75] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, et J. HELLENDORRN. « Optimal coordination of variable speed limits to suppress shock waves ». *Transportation Research Record*, (1852):167–174, 2003.
- [76] A. HEGYI, B. DE SCHUTTER, et J. HELLENDORRN. « Optimal control of freeway networks with bottlenecks and static demand ». *Transportation Research Record*, 1925:29–37, 2005.
- [77] B. HEGYI, A. abd De Schutter et J. HELLENDORRN. « Optimal coordination of variable speed limits to suppress shock waves ». *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, 6(1):102–112, mars 2005.
- [78] A. HEIDEMIJ. « Evaluatie toeritdosering met Fuzzy Logic, RWS AVV ». *Rotterdam*, mars 1996.
- [79] D. HELBING. « Gas-kinetic derivation of Navier-Stokes-like traffic equations ». *Physical Review E*, 53(3):2366–2381, mars 1996.
- [80] D. HELBING. « Modeling multi-lane traffic flow with queuing effects ». *Physica A: Statistical and Theoretical Physics*, 242(1–2):175–194, août 1997.
- [81] D. HELBING et M. SCHRECKENBERG. « Cellular automata simulating experimental properties of traffic flow ». *Physical Review E*, 59(3):R2505–R2508, mars 1999.
- [82] An Executive Agency of the Departement for Transport HIGHWAYS AGENCY. « Ramp Metering summary report ». Rapport Technique 5053147 04 02 141, novembre 2007.
- [83] F-S. HO et P. IOANNOU. « Traffic Flow Modeling and Control Using Artificial Neural Networks ». *Control Systems Magazine, IEEE*, 16(5):16–26, octobre 1996.
- [84] S. P. HOOGENDOORN. « *Multiclass Continuum Modelling of Multiclass Traffic Flow* ». Phd thesis, Delft University of Technology, TRAIL Thesis Series, décembre 1999.
- [85] S. P. HOOGENDOORN et P. H. L. BOVY. « State-of-the-art of vehicular traffic flow modelling ». *Journal of Systems and Control Engineering*, 215(4):283–303, août 2001.
- [86] S. HOOGENDOORN et P. H. L. BOVY. « Gas-kinetic modeling and simulation of pedestrian flows ». *Transportation Research Record*, (1710):28–36, 2000.

- [87] R. HOROWITZ, A. MAY, A. SKABARDONIS, P. VARAIYA, M. ZHANG, G. GOMES, L. MUÑOZ, X. SUN, et D. SUN. « Design, Field Implementation and Evaluation of Adaptive Ramp Metering Algorithms ». Rapport Technique UCB-ITS-PRR-2005-2, Institute of Transportation Studies, University of California at Berkeley, janvier 2005.
- [88] Site INTERNET. « [http://fr.wikipedia.org/wiki/Autoroute des Lacs \(A8 et A9\)](http://fr.wikipedia.org/wiki/Autoroute_des_Lacs_(A8_et_A9)) ».
- [89] Site INTERNET. « <http://www.aucklandmotorways.co.nz/rampsignalling/rampsignalling.html> ».
- [90] Site INTERNET. « <http://www.certu.fr> ».
- [91] Site INTERNET. « <http://www.setra.equipement.gouv.fr> ».
- [92] Site INTERNET. « <http://www.transport-intelligent.net> ».
- [93] V. IORDANOVA, H. ABOUAÏSSA, et D. JOLLY. « Sliding mode control and flatness-based concept for real-time ramp metering ». *17th IFAC World Congress, IFAC'08*, pages 13046–13051, juillet 2008.
- [94] International Road Transport Union (IRU). « Améliorer les infrastructures routières et les flux de trafic ». Résolution de l'IRU adoptée par le Conseil de direction l'IRU à sa réunion du 18 mai 2000 à Bruxelles.
- [95] L. ISAKSEN et H. J. PAYNE. « Suboptimal control of linear systems by augmentation with application to freeway traffic regulation ». *IEEE Transactions on Automatic Control*, 18(3):210–219, juin 1973.
- [96] L. N. JACOBSON, K. C. HENRY, et O. MEHYAR. « Real-Time Metering Algorithm for Centralized Control ». *Transportation Research Record*, 1232:17–26, 1989.
- [97] W. JINGCHENG, J. XIA, et A. J. HOROWITZ. « Methodologies for Estimating Vehicle Queue Length at Metered On-Ramps ». *Transportation Research Record*, (2047):75–82, 2008.
- [98] W. JINGCHENG, J. XIA, A. J. HOROWITZ, et G. DAQING. « Experiment to Improve Estimation of Vehicle Queue Length at Metered On-Ramps ». *Transportation Research Record*, (2099):30–38, 2009.
- [99] D. JOLLY, B. KAMEL, et A. BENASSER. Modélisation et Commande de Flux de Trafic. Dans *Ingénierie de transport et des services de mobilités avancés*, Chapitre 7. Hermès, 2010.
- [100] A. JUDITSKY, H. HJALMARSSON, A. BENVENISTE, B. DELYON, L. LJUNG, J. SJOBERG, et Q ZHANG. « Nonlinear Black-Box Models in System Identification: Mathematical Foundations ». *Automatica*, 31(12):1725–1750, mars 1995.
- [101] J. C. JURVILLIER. « Simulation de temps de parcours et modèle de consommation sur une autoroute urbaine ». *Institut national de recherche sur les transports et leur sécurité, DART, Arcueil, France*, 1982.
- [102] P. KACHROO et K. KRISHEN. « System dynamics and feedback control design problem formulation for real time ramp metering ». *Transactions of the SDPS*, 4(1):37–54, mars 2000.
- [103] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Flatness Based Control of Traffic Flow for Coordination of Ramp Metering and Variable Speed Limits ». *11th International IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC2008)*, pages 838–843, octobre 2008.
- [104] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Commande du Flux de Trafic par modèle inverse ». *Journées doctorales et nationales MACS JD-JN MACS*, 17–18 mars 2009. Angers, France.

- 
- [105] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Coordination of Ramp Metering and Variable Speed Limits ». *12th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems (CTS'09)*, pages 606–611, septembre 2009.
- [106] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Open-Loop and Closed-Loop Control for Ramp Metering in Traffic Flow ». *16th World Congress and Exhibition on Intelligent Transport Systems and Services*, septembre 2009.
- [107] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Ramp Metering by Limitation of Density and Queue Length ». *Intelligent systems and automation: 2nd Mediterranean Conference on Intelligent Systems and Automation (CISA'09)*, 1107(1):283–288, 23–25 mars 2009. Zarzis, Tunisia.
- [108] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Coordination de la limitation variable de la vitesse et du contrôle d'accès en cas de rétrécissement ». *6<sup>e</sup> Conférence Internationale Francophone d'Automatique - CIFA. Nancy - France*, 2–4 juin 2010.
- [109] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Limitation dynamique de la vitesse en cas de rétrécissement ». *8<sup>e</sup> Conférence Internationale de MOdélisation et Simulation - MOSIM. Hammamet - Tunisie*, 10–12 mai 2010.
- [110] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « New local ramp metering control ». *International Journal of Innovative Computing, Information and Control (IJICIC)*, IJICIC-11-04060, soumis en avril 2011.
- [111] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Speed limits in the bottleneck case ». *International Journal of Innovative Computing, Information and Control (IJICIC)*, soumis en mai 2011.
- [112] K. KAMPITAKI. « Integrated control of traffic flow using ramp metering and variable speed limits ». Thèse de doctorat, Technical University of Crete, Chania, Greece, 2008.
- [113] U. KARAASLAN, P. VARAIYA, et J. WALRAND. « Two proposals to improve freeway traffic-flow ». Rapport Technique, UC Berkeley: California Partners for Advanced Transit and Highways (PATH). Accessible sur : <http://escholarship.org/uc/item/2451z0qx>, avril 1990.
- [114] M. J. KEEN, K. G. Schofield et G. C. HAY. « Ramp metering access control on M6 motorway ». *Proceeding 2<sup>nd</sup> IEE International Conference on Road Traffic control*, 1986.
- [115] B. S. KERNER. « Control of spatiotemporal congested traffic patterns at highway bottlenecks ». *Physica A*, 355:565–601, 2005.
- [116] B. S. KERNER. « On-ramp metering based on three-phase traffic theory - Part II: Critical discussion of ALINEA on-ramp metering strategies ». *Traffic Engineering & Control*, 48:68–75, 2007.
- [117] C. J. KHISTY et B. K. LALL. *Transportation Engineering: An Introduction*. Prentice-Hall, New Jersey, 2003.
- [118] H. M. KOBLE, T. A. ADAMS, et V. S. SAMANT. « Control strategies in response to freeway incidents ». Rapport Technique n° FHWA/RD-80/005, FHWA, 1980.
- [119] A. KOTSIALOS, E. KOSMATOPOULOS, et M. PAPAGEORGIOU. « European Ramp Metering Project ». Rapport Technique, décembre 2004.
- [120] A. KOTSIALOS et M. PAPAGEORGIOU. « Efficiency versus fairness in network-wide ramp metering ». *Proceedings 4th IEEE Conference Intelligent Transportation Systems*, pages 1190–1195, 2001.
- [121] A. KOTSIALOS et M. PAPAGEORGIOU. « The Importance of Traffic Flow Modeling for Motorway Traffic Control ». *Networks and Spatial Economics*, 1(1):179–203, mars 2001.

- [122] A. KOTSIALOS et M. PAPAGEORGIU. « Efficiency and equity properties of freeway network-wide ramp metering with AMOC ». *Transportation research Part C: Emerging technologies*, 12(6):401–420, 2004.
- [123] A. KOTSIALOS et M. PAPAGEORGIU. « Motorway Network Traffic Control Systems ». *European Journal of Operational Research*, 152(2):321–333, 2004.
- [124] A. KOTSIALOS et M. PAPAGEORGIU. « Nonlinear optimal control applied to coordinated ramp metering ». *Control Systems Technology, IEEE Transactions*, 12(6):920–933, novembre 2004.
- [125] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, C. DIAKAKI, Y. PAVLIS, et F. MIDDELHAM. « Traffic flow modelling of large-scale motorway networks using the macroscopic modelling tool METANET ». *Recent Advances in Traffic Flow Modelling and Control, Proceedings of the expert seminar on recent advances in traffic flow modelling and control (P.H.L. Bovy and S.P. Hoogendoorn, eds.), TRAIL Conference Preceedings Series No.P99/2*, septembre 1999.
- [126] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, C. DIAKAKI, Y. PAVLIS, et F. MIDDELHAM. « Traffic flow modeling of large-scale motorway networks using the macroscopic modeling tool METANET ». *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, 3(4):282–292, décembre 2002.
- [127] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, M. MANGEAS, et H. HAJ-SALEM. « Coordinated and integrated control of motorway networks via non-linear optimal control ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 10(1):65–84, février 2002.
- [128] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, et A. MESSMER. « Optimal Coordinated and Integrated Motorway Network Traffic Control ». *Proceedings of the 14th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT), Jerusalem, Israel*, pages 621–644, juillet 1999.
- [129] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, et F. MIDDELHAM. « Optimal Coordinated Ramp Metering with Advanced Motorway Optimal Control ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1748(1):55–65, janvier 2001.
- [130] A. KOTSIALOS, M. PAPAGEORGIU, et F. MIDDELHAM. « Local and Optimal Coordinated Ramp Metering for Freeway Networks ». *Journal of Intelligent Transportation Systems*, 9(4):187–203, octobre 2005.
- [131] P. D. LAX. *Hyperbolic Systems of Conservation Laws and the Mathematical Theory of Shock Waves*. Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia, 1973.
- [132] L. LE COZ. « Les opérations expérimentales : la régulation du trafic corridor Nord de Marseille ». Rapport Technique, DDE des Bouches-du-Rhône, 1979.
- [133] J. P. LEBACQUE. « The Godunov scheme and what it means for first order traffic flow models ». *Lesort J. B. (Ed.), Proceedings of 13th International Symposium on Transportation and Traffic Theory ISTTT, Lyon (France).*, pages 647–677, 1996.
- [134] H. LENZ, R. SOLLACHER, et M. LANG. « Nonlinear speed-control for a continuum theory of traffic flow ». *14th World Congress of IFAC*, Q:67–72, janvier 1999.
- [135] C. LIANYU et Y. XU. « Optimization of the ALINEA Ramp-metering Control Using Genetic Algorithm with Micro-simulation ». *82nd Transportation Research Board Annual Meeting*, 2003.
- [136] M. J. LIGHTHILL et G. B. WHITHAM. « On Kinematic Waves. I. Flood Movement in Long Rivers ». *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and physical Sciences (1934-1990)*, 229(1178):281–316, mai 1955.

- 
- [137] M. J. LIGHTHILL et G. B. WHITHAM. « On Kinematic Waves. II. A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads ». *Proceedings of the Royal Society of London. Series, A Mathematical and Physical Sciences (1934-1990)*, 229(1178):317–345, mai 1955.
- [138] G. LIU, A. S. LYRINTZIS, et P. G. MICHALOPOULOS. « Improved High-Order Model for Freeway Traffic Flow ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1644:37–46, 1998.
- [139] L. LJUNG. *System Identification: Theory for the User*. Prentice-Hall PTR, Englewood Cliffs, New Jersey, 1987.
- [140] K. LONG, M. YUN, J. ZHENG, et X. YANG. « Model predictive control for variable speed limit in freeway work zone ». *27th Chinese Control Conference (CCC)*, pages 488–493, août 2008.
- [141] M. LORENZ et L. ELEFTERIADOU. « Defining highway capacity as a function of the breakdown probability ». *Transportation Research Record*, 1776:43–51, 2001.
- [142] S. MAMMAR. *Systèmes de transports intelligents: Modélisation, information et contrôle*. France, Hermès - Lavoisier édition, septembre 2007.
- [143] S. MAMMAR, S. MAMMAR, et M. NETTO. « Coordinated Ramp Metering via Second Order Sliding Mode Control ». *Proceedings of the IEEE ITSC 2006 Intelligent Transportation Systems Conference*, pages 261–266, septembre 2006.
- [144] S. MAMMAR, A. MESSMER, P. JENSEN, M. PAPAGEORGIU, H. HAJ-SALEM, et L. JENSEN. « Automatic control of variable message signs in Aalborg ». *Transportation Research Part C*, 4(3):131–150, 1996.
- [145] D. P. MASHER, D. W. ROSS, P. J. WONG, H. M. TUAN, P. L. Zeidler, et S. PERACEK. « Guidelines for Design and Operating of Ramp Control Systems ». Stanford research institute report, NCHRP 3-22, SRI Project 3340. SRI, Menid Park, California, 1975.
- [146] A. D. MAY. « Traffic flow fundamentals ». *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey*, 1990.
- [147] C MCLEAN, T. Brader, S. HANGLEITER, M. TSAVACHIDIS, C. DAMAS, B. MAXWELL, et P BARBER. « Urban integrated traffic control evaluation results ». Rapport Technique, European Transport Telematics Projet TABASCO, Brussels, Belgium, 1998.
- [148] A. MESSMER et M. PAPAGEORGIU. « METANET: a macroscopic simulation program for motorway networks, ». *Traffic Engineering and Control*, 31(8/9):466–470, 549, 1990.
- [149] A. MESSMER et M. PAPAGEORGIU. « Motorway Network Control via Nonlinear Optimization ». *International Transactions in Operational Research*, 2(2):187–203, avril 1995.
- [150] A. MESSMER, M. PAPAGEORGIU, et N MACKENZIEC. « Automatic control of variable message signs in the interurban Scottish highway network ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 6(3):173–187, juin 1998.
- [151] P. G. MICHALOPOULOS, D. E. BESKOS, et J. K. LIN. « Analysis of interrupted traffic flow by finite difference methods ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 18(4–5):409–421, 0 1984.
- [152] F. MIDDELHAM et H. TAALE. « Ramp metering in the Netherlands: an overview ». *Rijks-waterstaat, AVV Transport Research Centre*, 2006.
- [153] F. MIDDELHAM, T. C. WANG, R. KOEIJVOETS, et Taale. H.. « Flexsyt-II- ». Rapport Technique, AVV Transport Research Centre, Dutch Ministry of Transport, Public Works and Water Management, 1994.
- [154] M. M. MINDERHOUD. « Supported Driving: Impacts on Motorway Traffic Flow ». Thèse de doctorat, Delft University of Technology, Delft University Press, 1999.

- [155] P. K. MUNJAL et L. A. PIPES. « Propagation of on-Ramp Density Perturbations on Unidirectional Two and Three-Lane Freeways ». *Transportation Research*, 5(4):241–255, 1971.
- [156] R. MUSTE. « Simulatie eenvoudige doseer algoritme ». *RWS, AVV*, décembre 2002.
- [157] A. NADEEM, Z. T. CHAUDHARY, J. M. CARROLL, et C. CHI-LEUNG. « Ramp metering algorithms and approaches for Texas ». Rapport Technique 0-4629-1, Texas Transportation Institute The Texas A&M University System College Station, Texas 77843-3135, décembre 2004.
- [158] K. NAGEL. « Particle Hopping Models and Traffic Flow Theory ». *Phys. Rev. E*, 53(5):4655–4672, mai 1996.
- [159] K. NAGEL. « From particle hopping models to traffic flow theory ». *Transportation Research Record*, 1644:1–9, 1998.
- [160] G. F. NEWELL. « A Simplified Theory of Kinematic Waves in Highway Traffic, Part I: General Theory ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 27(4):281–287, août 1993.
- [161] D. OWENS et M. J. SCHOFIELD. « Access control on the M6 motorway: evaluation of Britain’s first ramp-metering scheme ». *Traffic Engineering and Control*, 29(12):616–623, 1988.
- [162] K. OZBAY, I. YASAR, et P. KACHROO. « Improved Online Estimation Methods for a Feedback-Based Freeway Ramp Metering Strategy ». *IEEE Intelligent transportation Systems Conference, ITSC’06*, pages 412–417, octobre 2006.
- [163] M. PAPAGEORGIU. « Multilayer control system design applied to freeway traffic ». *IEEE transactions on automatic control*, 29(6):482–490, 1984.
- [164] M. PAPAGEORGIU. « Freeway on-ramp control : overview discussion and possible application to boulevard périphérique de Paris ». Rapport Technique, INRETS, 1986.
- [165] M. PAPAGEORGIU. « Dynamic modeling, assignment, and route guidance in traffic networks ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 24(6):471–495, décembre 1990.
- [166] M. PAPAGEORGIU. « An integrated control approach for traffic corridors ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 3(1):19–30, février 1995.
- [167] M. PAPAGEORGIU. « Some remarks on macroscopic traffic flow modelling ». *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 32(5):323–329, septembre 1998.
- [168] M. PAPAGEORGIU. « *Traffic Control* », volume 56 de *International Series in Operations Research & Management Science*, Chapitre 8, pages 243–277. Springer new york édition, 2003.
- [169] M. PAPAGEORGIU. « Overview of road traffic control strategies ». *IFAC DECOM-TT Automatic Systems for Building the Infrastructure in Developing Countries*, octobre 2004.
- [170] M. PAPAGEORGIU, J. M. BLOSSEVILLE, et H. HAJ-SALEM. « Modelling and Real-Time Control of Traffic Flow on the Southern Part of Boulevard Périphérique in Paris: Part I: Modelling ». *Transportation Research Part A: Policy and Practice*, 24(5):345–359, septembre 1990.
- [171] M. PAPAGEORGIU, J. M. BLOSSEVILLE, et H. HAJ-SALEM. « Modelling and real-time control of traffic flow on the southern part of Boulevard Périphérique in Paris: Part II: Coordinated on-ramp metering ». *Transportation Research Part A: General*, 24(5):361–370, septembre 1990.
- [172] M. PAPAGEORGIU, C. DIAKAKI, V. DINOPOULOU, A. KOTSIALOS, et W. YIBING. «

- 
- Review of Road Traffic Control Strategies ». *Proceedings of the IEEE*, 91(12):2043–2067, décembre 2003.
- [173] M. PAPAGEORGIU, H. HAJ SALEM, et J. M. BLOSSEVILLE. « ALINEA : a Local Feedback Control Law for On-Ramp Metering ». *Transportation Research Record*, 1320:58–64, 1991.
- [174] M. PAPAGEORGIU, H. HAJ-SALEM, et F. MIDDELHAM. « ALINEA Local Ramp Metering: Summary of Field Results ». *Transportation Research Record*, 1603(12):90–98, janvier 1997.
- [175] M. PAPAGEORGIU, E. KOSMATOPOULOS, et I. PAPAMICHAIL. « Effects of Variable Speed Limits on Motorway Traffic Flow ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2047(1):37–48, décembre 2008.
- [176] M. PAPAGEORGIU, E. KOSMATOPOULOS, I. PAPAMICHAIL, et W. YIBING. « A Misapplication of the Local Ramp Metering Strategy ALINEA ». *IEEE Transactions on intelligent transportation systems*, 9(2):360–365, 2008.
- [177] M. PAPAGEORGIU, E. KOSMATOPOULOS, L. PAPAMICHAIL, et W. YIBING. « ALINEA maximises motorway throughput - : an answer to flawed criticism ». *Traffic engineering & control*, 48(6):271–276, 2007.
- [178] M. PAPAGEORGIU, E. KOSMATOPOULOS, M. PROTOPAPAS, et I. PAPAMICHAIL. « Evaluation of the Effects of Variable Speed Limits on Motorway Traffic using M42 Traffic Data ». Rapport Interne 2006-25, Dynamic Systems and Simulation Laboratory, Technical University of Crete, Chania, Greece, 2006.
- [179] M. PAPAGEORGIU, M. KOSMATOPOULOS, E. Protopappas, et I. PAPAMICHAIL. « Effects of variable speed limits (VSL) on motorway traffic ». Rapport Interne 2006-25, dynamic systems and simulation laboratory, technical university of Crete, Chania, Greece, 2006.
- [180] M. PAPAGEORGIU et A. KOTSIALOS. « Freeway Ramp Metering: An Overview ». *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, 3:271–281, 2002.
- [181] M. PAPAGEORGIU et R. MAYR. « Optimal Decomposition Methods Applied to Motorway Traffic Control ». *International Journal of Control*, 35(2):269–280, 1982.
- [182] M. PAPAGEORGIU, A. MESSMER, J. AZEMA, et D. DREWANZ. « A neural network approach to freeway network traffic control ». *Control Engineering Practice*, 3(12):1719–1726, 1995.
- [183] M. PAPAGEORGIU et I. PAPAMICHAIL. « Handbook of Ramp Metering. Document for European Ramp Metering Project (EURAMP) ». Rapport Technique, 2007.
- [184] M. PAPAGEORGIU, I. PAPAMICHAIL, et partners of the INFORMATION SOCIETY PROJECT EURAMP (IST-2004-507645). « Network-wide ramp metering ». Rapport Technique Deliverable 3.3, Report for the IST Office, Brussels, Belgium, 2006.
- [185] M. PAPAGEORGIU, I. PAPAMICHAIL, A. D. SPILIOPOULOU, et A. F. LENTZAKIS. « Real-Time Merging Traffic Control with Applications to Toll Plaza and Work Zone Management ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 16(5):535–553, octobre 2008.
- [186] I. PAPAMICHAIL, K. KAMPITAKI, M. PAPAGEORGIU, et A. MESSMER. « Integrated Ramp Metering and Variable Speed Limit Control of Motorway Traffic Flow ». *17th IFAC World Congress, Seoul, Korea*, pages 14084–14089, 2008.
- [187] I. PAPAMICHAIL, E. KOSMATOPOULOS, M. PAPAGEORGIU, I. CHRYSOULAKIS, J. GAFFNEY, et V. VONG. « HERO Coordinated Ramp Metering Implemented at the Monash Freeway, Honolulu, Hawaiï, USA ». *2nd International Symposium on Freeway and Tollway Operations*, juin 2009.
- [188] I. PAPAMICHAIL, A. KOTSIALOS, I. MARGONIS, et M. PAPAGEORGIU. « Coordinated

- ramp metering for freeway networks - A model-predictive hierarchical control approach ». *Transportation research Part C: Emerging Technologies*, 18(3):311–331, juin 2010.
- [189] I. PAPAMICHAIL et M. PAPAGEORGIOU. « Traffic-Responsive Linked Ramp-Metering Control ». *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, 9(1):111–121, 2008.
- [190] S. L. PAVERI-FONTANA. « On Boltzmann-like treatments for traffic flow: A critical review of the basic model and an alternative proposal for dilute traffic analysis ». *Transportation Research*, 9(4):225–235, août 1975.
- [191] H. J. PAYNE. « Models of Freeway Traffic and Control ». *Mathematical Models of Public Systems, Simulation Council Proceedings*, 1(1):51–61, 1971.
- [192] H. J. PAYNE, W. S. MEISEL, et M. D. TEENER. « Ramp control to relieve freeway congestion caused by traffic disturbances ». *Highway Research Record*, (469):52–64, 1973.
- [193] H. J. PAYNE, W. A. THOMPSON, et L. ISAKSEN. « Design of a Traffic-Responsive Control System for a Los Angeles Freeway ». *IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics*, 3(3):213–224, 1973.
- [194] G. PIOTROWICZ et J. ROBINSON. « Ramp Metering Status in North America ». Final report DOT-T-95-17, Federal Highway Administration and Federal Transit Administration, U.S. Department of Transportation 400 Seventh Street SW Washington, D.C. 20590, juin 1995.
- [195] L. A. PIPES. « An Operational Analysis of Traffic Dynamics ». *Journal of Applied Physics*, 24(3):274–287, mars 1953.
- [196] L. A. PIPES. « Car Following Models and Fundamental Diagram of Road Traffic ». *Transportation Research*, 1:21–29, 1967.
- [197] Rémy PRUD'HOMME. « La congestion et ses coûts ». Rapport Technique, Université de Paris XII, 1999.
- [198] PTV. « *Vissim-traffic flow simulation* ». PTV, Germany, 2003.
- [199] S. P. PUTCHA, J. H. KREINER, R. R. TADI, et M. CHAROENSUPHONG. « Development of a new traffic flow model ». *MS'06: Proceedings of the 17th IASTED International Conference on Modelling and Simulation, Montreal, Canada.*, pages 134–136, 2006.
- [200] QUADSTONE. « *Paramics v4.0 system overview* ». Quadstone Limited, Edinburgh, Scotland, 2002.
- [201] P. RICHARDS. « Shock Waves on the Highway ». *Operations Research*, 4:42–51, 1956.
- [202] R. P. ROESS, W. R. MCSHANE, et E. S. PRASSAS. *Traffic Engineering: Second Edition*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1998.
- [203] S. C. SCHWARTZ et H. H. TAN. « Integrated control of freeway entrance ramps by threshold regulation ». *Proceeding IEEE on Decision and Control including the 16th Symposium on Adaptive Processes and A Special Symposium on Fuzzy Set Theory and Applications*, pages 984–986, 1977.
- [204] J. SJÖBERG, Q. ZHANG, L. LJUNG, A. BENVENISTE, B. DEYLON, P. GLORENNEC, H. HJALMARSSON, et A. JUDITSKY. « Nonlinear Black-Box Modeling in System Identification: A Unified Overview ». *Automatica*, 31(12):1691–1724, 1995.
- [205] E. SMARAGDIS et M. PAPAGEORGIOU. « Series of New Local Ramp Metering Strategies ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1856:74–86, 2003.
- [206] E. SMARAGDIS et M. PAPAGEORGIOU. « A series of new local ramp metering strategies ». *Actes INRETS*, 97:89–117, 2004.

- 
- [207] E. SMARAGDIS, M. PAPAGEORGIOU, et E. KOSMATOPOULOS. « A Flow-Maximizing Adaptive Local Ramp Metering Strategy ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 38(3):251–270, 2004.
- [208] S. SMULDERS. « Control of freeway traffic flow by variable speed signs ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 24(2):111–132, avril 1990.
- [209] S. SMULDERS. « Control by variable speed signs — the Dutch experiment ». *Proceedings of the Sixth International Conference on Road Traffic Monitoring and Control*, pages 99–109, avril 28–30 1992.
- [210] T. SÖDERSTRÖM et P. STOICA. « System Identification ». 1989.
- [211] M. STANESCU. « Adaptive ramp metering development of an adaptive capacity-demand ramp metering method ». Thèse de doctorat, Center for Transport and Navigation and the Delft University of Technology, ITS Edulab, Netherlands, avril 2008.
- [212] X. SUN et R. HOROWITZ. « Set of New Traffic-Responsive Ramp-Metering Algorithms and Microscopic Simulation Results ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1959(1):9–18, janvier 2006.
- [213] Cambridge SYSTEMATICS, SRF Consulting GROUP, et N.K. Friedrichs CONSULTING. « *Twin Cities Ramp Meter Evaluation* ». Minnesota Department of transportation, Oakland, California, février 2001.
- [214] H. TAALE. « Evaluation of Intelligent Transport Systems in the Netherlands ». *Proceedings of the 82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC*, 2003.
- [215] H. TAALE et F. MIDDELHAM. « Ten years of ramp-metering in the Netherlands ». *Tenth International Conference on Road Transport Information and Control*, pages 106–110, avril 2000.
- [216] H. TAALE, J. SLAGER, et J. ROSLOOT. « The Assessment of Ramp Metering Based on Fuzzy Logic ». *Third annual congress on intelligent transport systems*, 1996.
- [217] D. TABAC. « A linear programming model of highway traffic control ». *Proceeding 6th annual Princeton Conference on Information Science and System*, pages 568–570, 1972.
- [218] A. TAYLOR, D. MELDRUM, et L. JACOBSON. « Fuzzy ramp metering: Design overview and simulation results ». *Transportation research record*, 1634:10–18, 1998.
- [219] C. J. TAYLOR, P. G. MCKENNA, P. C. YOUNG, A. CHOTAI, et M. MACKINNON. « Macroscopic traffic flow modelling and ramp metering control using Matlab/Simulink ». *Environmental Modelling & Software*, 19(10):975–988, octobre 2004.
- [220] TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE, DYNAMIC SYSTEMS AND SIMULATION LABORATORY et A. MESSMER. « METANET: a simulation program for motorway networks ». Rapport Technique, mars 2009.
- [221] M. TREIBER, A. KESTING, et D. HELBING. « Understanding Widely Scattered Traffic Flows, the Capacity Drop, and Platoons as Effects of Variance-Driven Time Gaps ». *Physical Review E (Statistical, Nonlinear, and Soft Matter Physics)*, 74(1):016123–1–016123–10, 2006.
- [222] J. TREITERER et J. A. MYERS. « The Hysteresis Phenomena in Traffic Flow ». *Proceedings of the 6th International Symposium on Transportation and Traffic Flow Theory*, pages 13–38, 1974.
- [223] M. VAN AREM, A. P. de VOS, et M. J. W. A. VANDERCHUREN. « The Microscopic Simulation Model MIXIC 1.3 ». Rapport Technique TNO-INRO 1997-02b, Delft, Department of Traffic and Transport, janvier 1997.

- [224] M. van den BERG, T. BELLEMANS, B. DE SCHUTTER, B. DE MOOR, et J. HELLENDORRN. « Anticipative ramp metering control using dynamic traffic assignment ». *7th International IEEE Conference on Intelligent transportation Systems*, pages 503–508, 2004.
- [225] E. VAN DEN HOOGEN et S. SMULDERS. « Control by Variable Speed Signs: Results of the Dutch Experiment ». *7th International Conference on Road Traffic Monitoring and Control*, 391:145–149, avril 26–28 1994.
- [226] H. D. VERWEIJ. *Congestion Warning and Traffic Flow Operations*. Dutch Ministry of Traffic and Transportation, Delft, Netherlands, 1985.
- [227] G. VIGOS, M. PAPAGEORGIU, et Yibing W.. « A Ramp Queue Length Estimation Algorithm ». *2006 IEEE Intelligent Transportation Systems Conference*, pages 418–425, octobre 2006.
- [228] S. VOKANOVIC et O. ERNHOFER. « Field evaluation of the fuzzy logic based ramp metering algorithm ACCEZZ ». *Preprints 11th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems*, 2006.
- [229] S. VUKANOVIC et O. ERNHOFER. « Evaluation and field implementation of the Fuzzy Logic Based Ramp Metering Algorithm ACCEZZ ». *9th annual international IEEE ITS Conference*, septembre 2006.
- [230] C. F. WANG. « On a ramp-flow assignment problem ». *Transportation Science*, 6:114–130, 1972.
- [231] J. J. WANG et A. D. MAY. « Computer model for optimal freeway on-ramp control ». *Highway Research Board, Washington, DC, Highway Research Record*, 469, 1973.
- [232] J. A. WATTLEWORTH. « Peak-period analysis and control of a freeway system / with discussion ». *Highway Research Board, Washington, DC, Highway Research Record*, 157:1–21, 1967.
- [233] J. A. WATTLEWORTH et D. S. BERRY. « Peak-period control of a freeway system-some theoretical investigations ». *Highway Research Record*, 89:1–25, 1965.
- [234] R. WIEDEMANN. « Simulation des Straßenverkehrsflusses. ». Rapport Technique, Institute for Traffic Engineering, University of Karlsruhe, 1974. en Allemand.
- [235] D. E. WOLF. « Cellular automata for traffic simulations ». *Physica A*, 263(1):438–451, février 1999.
- [236] L. Q. XIAO-YUN, T. Z. VARAIYA, R. HOROWITZ, et S. E. SHLADOVER. « Combining Variable Speed Limits with Ramp Metering for freeway traffic control ». *American Control Conference (ACC)*, pages 2266–2271, juillet 2010.
- [237] W. YIBING et M. PAPAGEORGIU. « Real-time freeway traffic state estimation based on extended Kalman filter: a general approach ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 39(2):141–167, février 2005.
- [238] W. YIBING et M. PAPAGEORGIU. « Local Ramp Metering in the Case of Distant Downstream Bottlenecks ». *Intelligent Transportation Systems Conference, 2006. ITSC '06. IEEE*, pages 426–431, septembre 2006.
- [239] L. S. YUAN et J. B. KREER. « Adjustment of freeway ramp metering rates to balance entrance ramp queues ». *Transportation Research*, 5:127–133, 1971.
- [240] Y. YUAN. « Coordination of ramp metering control in freeway network ». Thèse de doctorat, ITS Edulab, 2008.
- [241] Y. YUAN, W. DAAMEN, S. HOOGENDOORN, et J. VRANCKEN. « Coordination Concepts for Ramp Metering Control in a Freeway Network ». *12th IFAC Symposium on Transportation Systems*, pages 612–618, septembre 2009.

- 
- [242] Y. YUAN, J. VRANCKEN, W. DAAMEN, et S. HOOGENDOORN. « Coordinated Ramp Metering: A case study with the HERO algorithm ». *16th World Congress and Exhibition on Intelligent Transport Systems and Services*, septembre 2009.
- [243] H. ZACKOR. « Beurteilung Verkehrsabhängiger Geschwindigkeitsbeschränkungen Auf Autobahnen ». *Strassenbau und Strassenverkehrstechnik*, 128:1–61, 1972.
- [244] H. ZACKOR. « Speed Limitation on Freeways: Traffic-Responsive Strategies ». *In concise encyclopedia of traffic and transportation systems*, pages 507–511, 1991.
- [245] H. ZACKOR. « Self-sufficient control of speed on freeways ». *Proceedings of the International Symposium on Traffic Control Systems*, 2A:226–249, août 6–9 1979.
- [246] H. ZHANG et S. G. RITCHIE. « An integrated traffic responsive ramp metering control strategy via nonlinear state feedback ». *74th annual meeting of the transportation research board*, janvier 1995. 19 pages.
- [247] H. ZHANG, S. G. RITCHIE, et W. W. RECKER. « Some general results on the optimal ramp control problem ». *Transportation research Part C: Emerging technologies*, 4(2):51–69, avril 1996.
- [248] H. M. ZHANG. « Driver memory, traffic viscosity and a viscous vehicular traffic flow model ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 37(1):27–41, janvier 2003.
- [249] H. M. ZHANG. « On the consistency of a class of traffic flow models ». *Transportation Research Part B: Methodological*, 37(1):101–105, janvier 2003.
- [250] H. M. ZHANG et S. G. RITCHIE. « Freeway ramp metering using artificial neural networks ». *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 5(5):273–286, octobre 1997.
- [251] H. M. ZHANG, S. G. RITCHIE, et R. JAYAKRISHNAN. « Coordinated traffic-responsive ramp control via nonlinear state feedback ». *Transportation Research Part C: Emerging technologies*, 9(5):337–352, 2001.
- [252] L. ZHANG. « Developing efficient and equitable freeway ramp control strategies ». Thèse de doctorat, University of Minnesota, septembre 2002.
- [253] L. ZHANG et D. LEVINSON. « Optimal freeway ramp control without origin-destination information ». *Transportation research Part B: Methodological*, 38(10):869–887, 2004.
- [254] M. ZHANG, T. KIM, X. NIE, et W. JIN. « Evaluation of On-ramp Control Algorithms ». Rapport Technique, California PATH Research Report, décembre 2001.

"Liste des publications"



# Liste des publications

- [1] D. JOLLY, B. KAMEL, et A. BENASSER. Modélisation et Commande de Flux de Trafic. Dans *Ingénierie de transport et des services de mobilités avancés*, Chapitre 7. Hermès, 2010.
- [2] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Flatness Based Control of Traffic Flow for Coordination of Ramp Metering and Variable Speed Limits ». *11th International IEEE Conference on Intelligent Transportation Systems (ITSC2008)*, pages 838–843, octobre 2008.
- [3] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Commande du Flux de Trafic par modèle inverse ». *Journées doctorales et nationales MACS JD-JN MACS*, 17–18 mars 2009. Angers, France.
- [4] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Coordination of Ramp Metering and Variable Speed Limits ». *12th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems (CTS'09)*, pages 606–611, septembre 2009.
- [5] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Open-Loop and Closed-Loop Control for Ramp Metering in Traffic Flow ». *16th World Congress and Exhibition on Intelligent Transport Systems and Services*, septembre 2009.
- [6] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Ramp Metering by Limitation of Density and Queue Length ». *Intelligent systems and automation: 2nd Mediterranean Conference on Intelligent Systems and Automation (CISA '09)*, 1107(1):283–288, 23–25 mars 2009. Zarzis, Tunisia.
- [7] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Coordination de la limitation variable de la vitesse et du contrôle d'accès en cas de rétrécissement ». *6<sup>e</sup> Conférence Internationale Francophone d'Automatique - CIFA. Nancy - France*, 2–4 juin 2010.
- [8] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Limitation dynamique de la vitesse en cas de rétrécissement ». *8<sup>e</sup> Conférence Internationale de Modélisation et Simulation - MOSIM. Hammamet - Tunisie*, 10–12 mai 2010.
- [9] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « New local ramp metering control ». *International Journal of Innovative Computing, Information and Control (IJICIC)*, IJICIC-11-04060, soumis en avril 2011.
- [10] B. KAMEL, A. BENASSER, et D. JOLLY. « Speed limits in the bottleneck case ». *International Journal of Innovative Computing, Information and Control (IJICIC)*, soumis en mai 2011.



## Abstract

The highways congestion is a problem which appears in a recurring way and which has a wide economic, environmental and social impact. This problem can be resolved by increasing the highways capacity or by decreasing the traffic demand. These solutions are long to operate and are very expensive. An accessible solution in the shorter run consists in implementing a traffic management system.

In this optics, several actions and control measures were developed to improve the efficiency of highways. Among these actions, we can quote the ramp metering control and the dynamic speed limits. The *ramp metering* consists of a regulation of the vehicles flow wishing to enter on a highway from an on-ramp. We developed the DFC strategy (Différence de Flux Caractérisée par une densité désirée). It aims at maintaining on the main road, at the vicinity of the on-ramp, a density lower than a target beforehand determined by means of simulations. This new strategy was compared with the existing strategies such as ALINEA and PI-ALINEA. The DFC strategy presents the interest not to generate oscillatory phenomena in the trajectories of flow and not to require parameters to be adjusted.

The *dynamic speed limits* imposes on several sections of the main road a speed limit which depends on traffic conditions. The objective is to avoid the congestion at a downstream bottleneck. We proposed several strategies of dynamic speed limits. They use quite the METANET model of traffic. Two of the proposed methods exploit the model METANET anticipation term and the third is based on the flow.

Finally, the various strategies of dynamic speed limits were used in coordination with the DFC ramp metering. The coordination allows to obtain the results better than ramp metering used only or dynamic speed limits used only.

**Keywords :** macroscopic modelling, control, traffic flow, DFC strategy, dynamic speed limits, coordinated control.

## Résumé

La congestion des autoroutes est un problème qui apparaît de façon récurrente et qui a un large impact économique, environnemental et social. Ce problème peut être résolu en augmentant la capacité des autoroutes ou en diminuant la demande de trafic. Ces solutions sont longues à mettre en œuvre et sont très coûteuses. Une solution accessible à plus court terme consiste à mettre en œuvre un système de gestion du trafic.

Dans cette optique, plusieurs actions et mesures de contrôle ont été développées pour améliorer l'efficacité des autoroutes. Parmi ces actions, on peut citer le contrôle d'accès et la limitation dynamique de la vitesse. Le *contrôle d'accès* consiste en une régulation du flux de véhicules désirant entrer sur une autoroute à partir d'une rampe. Nous avons développé la stratégie DFC (Différence de Flux Caractérisée par une densité désirée). Elle vise à maintenir sur la chaussée principale, au niveau de la rampe d'entrée, une densité inférieure à une cible déterminée au préalable à l'aide de simulations. Cette nouvelle stratégie a été comparée aux stratégies existantes telles que ALINEA et PI-ALINEA. La stratégie DFC présente l'intérêt de ne pas générer de phénomènes oscillatoires dans les trajectoires du flux et de ne pas nécessiter de paramètres à régler.

La *limitation dynamique de la vitesse* impose sur plusieurs tronçons de la chaussée principale une limitation de vitesse qui dépend des conditions de circulation. L'objectif est d'éviter la congestion au niveau d'un goulot d'étranglement qui se trouve en aval. Nous avons proposé plusieurs stratégies de limitation dynamique de la vitesse. Elles utilisent toutes le modèle de trafic METANET. Deux des méthodes proposées exploitent le terme d'anticipation du modèle METANET et la troisième est basée sur le flux.

Enfin, les différentes stratégies de limitation dynamique de la vitesse ont été utilisées en coordination avec le contrôle d'accès DFC. La coordination permet d'obtenir des résultats meilleurs qu'un contrôle d'accès utilisé seul ou une limitation dynamique de la vitesse utilisée seule.

**Mots clés :** Modélisation macroscopique, commande, flux de trafic, stratégie DFC, limitation dynamique de la vitesse, commande coordonnée.

