

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



École Nationale Polytechnique

Laboratoire de Recherches Sciences de l'Eau

Département Hydraulique

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN HYDRAULIQUE

Thème :

**Prévision et gestion des risques d'inondation en milieux
urbains,
Mise en place d'un système de contrôle en temps réel**

Réalisé par : Mr. BRAHIMI Abdelbari Farouk

Proposé et dirigé par : Mr. KOUIDER Khaled
Mr. NEBBACHE Nacer-Eddine

Promotion: 2015

ENP, 10 Avenue Hassen Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah Le Tout Puissant de nous avoir donnés le courage et nous avoir guidés pour pouvoir mener à bien ce modeste travail.

Nos sincères remerciements s'adressent à la Direction Etudes et Projets de la SEAAL qui nous a ouvert un terrain de stage pour concrétiser notre formation d'ingénieur d'état en hydraulique, à nos enseignants qui nous ont accompagnés durant tout notre cursus et ont été plus que généreux dans l'enseignement qu'ils nous ont dispensés.

Nous remercions Mr NEBBACHE Nacer-Eddine qui nous a encadrés pour ce travail, et n'as ménagé aucun effort avec ses conseils pertinents.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Mr KOUIDER Khaled de nous avoir fait l'honneur de nous encadrer et pour sa disponibilité au cours de toute la période de notre stage au sein de la SEAAL durant laquelle il nous a orienté avec ses conseils judicieux et ses critiques constructives.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin, nous adressons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué par leurs conseils et leurs encouragements à l'aboutissement de ce travail.

Dédicaces

A mes très chers parents, qui m'ont soutenu tout au long de mes études,

A mon frère et mes sœurs à qui je souhaite beaucoup de réussites,

A toute ma famille et mes amis,

A Tous, Je dédie cet humble travail

ملخص :

بينت الأضرار الكبيرة الناجمة عن الفيضانات مؤخرا والتي مست القطاع المدني في الجزائر، أهمية الاجراءات المتخذة من طرف البلديات. لمواجهة الفيضانات، القرارات المتخذة يجب أن تكون معتمدة على المعلومات المتوفرة آنيا، والتي تكون عادة جد محدودة بسبب عدم توفر الوقت اللازم للحصول عليها، تحليلها والتحقق منها. إن تسيير ومراقبة شبكات الصرف الصحي يمكن أن يستخدم من أجل الحد من خطر الفيضانات آنيا. يعتمد النظام على الترتيب التوقعي ذو التوجيه غير الخطي) المستعمل في إطار المراقبة العامة لشبكة الصرف الصحي) ، المطور والمفصل في هذه الأطروحة.

كلمات مفتاحية: المراقبة الانية، الترتيب التوقعي، مراقبة وقائية محلية، مراقبة وقائية مدمجة، الفيضانات، تصميم، الاسناد المتصل.

Résumé :

En Algérie, les dommages sérieux provoqués dans les secteurs urbains par des inondations récentes ont montré l'importance de réactions efficaces et adaptées de la part des municipalités. Face à une inondation, les décisions doivent être prises à partir de l'information disponible en temps réel, qui est souvent très limitée à cause du manque de temps nécessaire pour l'obtenir, la contrôler et l'analyser. La gestion et le contrôle des réseaux d'assainissement peuvent être employés afin de réduire le risque d'inondation urbaine en temps réel. Le système se base sur la commande prédictive à objectif non linéaire (utilisée dans le cadre du contrôle global du réseau d'assainissement), développée et détaillée dans le présent mémoire.

Mots clés : *Contrôle en temps réel, commande prédictive, contrôle réactif local, control réactif intégré, inondation, modélisation, calage en ligne.*

Abstract:

In Algeria, the serious damages caused in urban areas by the recent floods showed the importance of efficient and adapted reactions of the municipalities. Faced to a flood crisis, decisions should be taken based on the current information available, which is often very limited due to the lack of necessary time to obtain, manage and analyze it. The management and control of sewerage systems can be used to reduce the risk of urban flooding in the real time. The system is based on a predictive control with a non-linear objective (used under the overall control of the sewerage system), developed and detailed in this thesis.

Keywords: *Real-time control, predictive control, local control reactive, responsive integrated control, flood, modeling, rigging online.*

« L'inondation ! De tous les fléaux qui nous menacent, il n'en est pas peut-être de plus redouté que l'inondation, comme si l'humanité avait conservé à travers les âges, la terreur du châtement qui faillit l'anéantir à son berceau. Et en vérité, nous n'en savons pas de plus redoutable. L'inondation a de la foudre la rapidité, de la grêle l'irrésistible violence, du cyclone la marche dévastatrice, du feu la dévorante activité. Blé a de plus l'imprévu de sa progression et de sa durée. On ignore comment elle viendra et quand il lui plaira de s'en aller ; ce qu'on sait bien, par exemple, c'est que tous les efforts humains seront impuissants à en abrégé la durée. Ici, elle s'insinue, ailleurs elle se précipite ; voleuse, elle opère parfois à la tire ; d'autres fois avec effraction. Tantôt tortueuse et sournoise, elle chemine à travers la capillarité des terrains, détrempe le sol, s'épand bientôt à la surface, en nappe toujours plus large, toujours plus profonde, comblant les creux, nivelant la plaine, investissant fermes et châteaux, en faisant le siège, minant leurs murailles, interceptant les communications, employant à la fois pour les réduire la sape et la famine. Plus fréquemment impérieuse et dominatrice, elle jaillit à l'improviste des berges crevées d'un torrent. C'est l'attaque de vive force. Furieusement lancées dans les vallées qu'elles envahissent en un clin d'œil, ses colonnes d'assaut renversent tout sur leur passage, insatiables elles ne laissent rien après elles, il leur faut toute la récolte, tout le bétail, trop souvent aussi, hélas ! Le berger et le cultivateur »

« Henri Vashadde, Les inondations du Vivarais depuis le XIII^e siècle, 1890 ; aimablement communiqué par M. L. Coste (EDF-ERA, Lyon). »

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I Inondations pluviales et milieu urbain	3
1. Introduction.....	4
2. Problématiques des inondations en milieux urbains	4
3. Gestion du risque pluvial	4
4. Conclusion	5
Chapitre II Modèles Hydrauliques de contrôle des eaux pluviales	6
1. Introduction.....	7
2. Modèles détaillés	7
3. Modèles simplifiés	8
3.1. Modèle de l'onde cinématique.....	8
3.2. Le modèle Muskingum	8
4. Conclusion	9
Chapitre III Gestion et contrôle en temps réel	10
1. Introduction.....	11
2. Les structures de régulation	11
2.1. Les régulateurs statiques	11
2.2. Les régulateurs dynamiques.....	12
2.2.1. Les systèmes de contrôle des régulateurs dynamiques	12
2.2.1.1. Les contrôleurs mécaniques	12
2.2.1.2. Les contrôleurs numériques	13
3. Les Degrés de contrôle.....	14
3.1. Contrôle réactif local.....	14
3.2. Contrôle réactif intégré (étendu).....	16
3.3. Contrôle global.....	18
3.4. Utilisation de la commande prédictive.....	20
4. Conclusion	21
Chapitre IV Modèles d'optimisation du contrôle en temps réel du réseau d'assainissement	22
1. Introduction.....	23
2. Modèles d'optimisation.....	23

2.1. Modèle MA	23
2.2. Modèle ARMA	25
3. Conclusion	27
Chapitre V Le Calage en ligne des modèles de contrôle	28
1. Introduction	29
2. Les objectifs du calage en ligne.....	29
3. Procédure de calage	29
4. Conclusion	30
Conclusion générale.....	31
Bibliographie	

Introduction générale

En Algérie, les eaux pluviales et sanitaires sont drainées par un seul réseau, un réseau unitaire, pour être acheminées vers la station de traitement des eaux usées. Par temps pluvieux, les flux véhiculés dans les réseaux d'égouts sont gonflés par le ruissellement en surface des sous bassins tributaires du réseau d'assainissement. Les flux entrants peuvent alors excéder la capacité de traitement, de rétention et/ou de transport du réseau. Des ouvrages de régulation tels que des vannes et des déversoirs permettent d'éviter les inondations et les refoulements ainsi que le bris des ouvrages de transport. Les eaux excédant les capacités sont alors déversées directement dans le milieu récepteur (rivière, lac, fleuve, océan, etc.) sans être traitées, via des conduites prévues à cet effet. Les déversements non traités de réseaux unitaires d'assainissement constituent sans contredit une source importante de pollution aquatique.

Une gestion statique des flux à partir d'ouvrages de régulation tels que des orifices, des vannes fixes et des déversoirs ne permet de maximiser l'usage des infrastructures nouvelles et existantes que pour une gamme restreinte d'événements pluvieux. D'ailleurs, des découvertes archéologiques nous démontrent qu'une gestion similaire était déjà utilisée par les Grecs dans l'Antiquité.

En revanche, le contrôle global en temps réel permet de maximiser l'utilisation faite des ouvrages de transport, de rétention et de traitement du réseau pour différents types d'événements pluvieux pouvant survenir. Ce type de contrôle permet ainsi de diminuer les déversements non traités ou de protéger plus efficacement les citoyens contre les inondations. Des simulations effectuées sur différents réseaux dans le monde démontrent que les stratégies de contrôle global permettent des réductions de déversements par rapport à une gestion statique. Alternativement, une gestion globale en temps réel permet d'amoinrir les volumes de rétention nécessaires et, ainsi, diminuer le coût des infrastructures nécessaires pour atteindre un objectif donné.

Plusieurs solutions sont possibles pour appliquer le contrôle global en temps réel. Dans le cadre de cette maîtrise, la commande prédictive à objectif non linéaire peut être employée.

D'abord, le chapitre Un présente des généralités sur les inondations (causes, genèse et type d'inondation) et leur impact dans le milieu urbain. Les modèles hydrauliques évalués dans le cadre de cette maîtrise sont ensuite exposés dans le chapitre 2, avec les principaux modèles hydrauliques de transport détaillés. Au chapitre 3, les différents types de contrôle sont expliqués ainsi que les systèmes de régulation. Subséquemment, le chapitre 4 propose des méthodes d'optimisation des modèles hydrauliques. Enfin, le chapitre 5 explicite l'approche du calage pour la gestion en temps réel des réseaux d'assainissement.

Chapitre I

Inondations pluviales et milieu urbain

1. Introduction

L'inondation est de loin le risque naturel le plus répandu dans le monde. Les plus meurtrières et sans doute aussi les plus spectaculaires correspondent aux inondations dites fluviales, qui résultent du débordement exceptionnel de cours d'eau. Les surfaces touchées par ce type de catastrophes couvrent, dans certains des cas, des proportions importantes des territoires nationaux. Les inondations par ruissellement pluvial correspondent, quant à elles, à des phénomènes localisés dans l'espace et dans le temps, consécutifs à des précipitations violentes sur des unités hydrologiques de faible taille (quelques km² à quelques dizaines de km² au maximum). Ces unités hydrologiques comportent généralement un système de drainage plus ou moins apparent au fonctionnement occasionnel, voire des ruisseaux de faible importance intégrés ou non dans le système d'assainissement du secteur. Les effets d'un envahissement par l'eau sont en effet particulièrement ressentis en milieu urbain: la concentration des biens et des personnes y est importante, et la violence des événements y est accentuée du fait des modifications des processus hydrologiques et des conditions d'écoulement induites par l'urbanisation du milieu.

2. Problématiques des inondations en milieux urbains

Ce problème, de plus en plus préoccupant, a suscité de nombreuses réflexions et actions à différents niveaux à la fois dans les milieux scientifiques, techniques et législatifs. Des chercheurs en hydrologie urbaine de plus en plus nombreux suggèrent d'ailleurs qu'une proportion significative des villes du globe sujettes au risque d'inondation se situe sur des bassins versants de taille limitée plutôt que dans le lit majeur des plaines d'inondation et qu'elles sont par conséquent concernées de près par le risque d'inondation par ruissellement pluvial. Les recherches actuelles visent à améliorer la gestion du risque d'inondation. Elles visent aussi et surtout à affiner la connaissance des phénomènes afin de mieux caractériser le risque pluvial.

3. Gestion du risque pluvial

Le risque pluvial, ou le risque d'inondation en général, résulte de l'association d'un aléa d'ordre climatique (les précipitations et les ruissellements qui en résultent), et d'une vulnérabilité des zones exposées. La vulnérabilité peut être évaluée, pour un milieu donné, à partir de différentes informations concernant le type d'occupation des sols et divers autres facteurs d'ordre socio-économiques. La caractérisation de l'aléa hydraulique, résultant d'un aléa climatique donné, consiste à décrire les caractéristiques des écoulements (trajectoires, vitesses, hauteurs d'eau) et plus particulièrement les caractéristiques des inondations (étendue, profondeur, durée...) dans le milieu étudié. Les méthodes actuelles destinées à caractériser l'aléa hydraulique en milieu urbain restent encore assez rudimentaires: elles sont essentiellement destinées au calcul des réseaux d'assainissement, pour des niveaux de protection fixés a priori et empiriquement en fonction des types d'urbanisation et d'activités socio-économiques.

Face aux limites des modèles classiques, les hydrologues cherchent maintenant davantage à analyser l'impact des écoulements sur le milieu, et tentent de modéliser les flux dans des situations

de crise pour lesquelles les flux transités dépassent les capacités du réseau, en pouvant alors se propager dans le tissu urbain. On parle ainsi plus de modèles d'inondabilité que de ruissellement pluvial. Ces modèles restent cependant du domaine de la recherche, et se heurtent actuellement à plusieurs types de difficultés : multiplicité des phénomènes à décrire (hydrologie de surface, hydraulique à surface libre ou en charge), irrégularité du tissu urbain (topographie contrastée, milieu hétérogène), fonctionnement du réseau de drainage complexe (réseau maillé et instationnaire) et surtout méconnaissance du comportement du tissu urbain qui, en cas de défaillance du réseau de drainage, va recevoir les flux des débordements.

Pour anticiper les risques liés aux inondations, il faut être capable de délimiter la zone inondable tout au long de tronçons de rivière présentant des enjeux en matière de sécurité civile. Pour cela, les recherches menées en hydraulique depuis plusieurs dizaines d'années ont abouti à des méthodes permettant de résoudre les équations de Saint-Venant, ces équations seront détaillées au chapitre suivant afin d'explicitier la procédure de calcul des paramètres d'écoulement (Hauteur, vitesse...). Ces approches, communément utilisées en ingénierie, exploitent une représentation sous forme de modèle réduit numérique comme présenté sur la **figure I.1**.



Figure I.1 : De la réalité à la modélisation hydraulique

4. Conclusion

Les modèles d'écoulement en réseau présentent des limites beaucoup plus pénalisantes lorsque l'on se situe dans des situations de crise localisée ou généralisée qui induisent des débordements du réseau, ceux-ci apparaissant lorsque la charge hydraulique en un point du réseau a atteint la cote du terrain.

L'identification des points de débordement qui nécessite de croiser la ligne piézométrique de l'écoulement dans la conduite en charge avec la topographie du terrain, est déjà une difficulté en soi. La modélisation du comportement des zones de débordement est cependant beaucoup plus délicate.

Chapitre II

Modèles Hydrauliques de contrôle des eaux pluviales

1. Introduction

Le comportement d'un réseau de drainage urbain peut être représenté mathématiquement par un modèle hydraulique, comprenant des équations décrivant l'effet des vannes et autres ouvrages de régulation, des seuils de déversement, des conduites et des réservoirs sur les niveaux et débits d'eau à certains points dans le réseau.

Habituellement, dans des applications de contrôle, deux modèles hydrauliques sont développés. Le premier est un modèle détaillé. Il représente fidèlement le comportement hydraulique du réseau. La rapidité de calcul et la robustesse aux instabilités du modèle sont de moindre importance puisque les calculs se font habituellement en temps différé. Ce modèle est utilisé pour faire de la conception de réseau et pour analyser en simulation la performance des méthodes de contrôle. Le deuxième, le modèle hydraulique simplifié, est utilisé pour des fins de contrôle en ligne. Dans ce modèle, la complexité, et donc la précision, sont diminuées au profit de la vitesse d'exécution et de la robustesse. La perte en précision du modèle sera compensée par l'adaptation régulière du modèle : le calage en ligne, qui sera détaillé au chapitre 5.

2. Modèles détaillés

Les modèles de transport des logiciels de modélisation les plus complets et les plus vendus sont basés sur la résolution numérique des deux équations de Saint-Venant. La première, l'équation de conservation de la quantité de mouvement est basée sur la loi de conservation de l'énergie :

$$\frac{1}{g} \left(\frac{\partial U(x, t)}{\partial t} + U(x, t) \frac{\partial U(x, t)}{\partial x} \right) = - \frac{\partial U(x, t)}{\partial x} + i_r - i_e \quad (\text{II.1.})$$

Où

- x est la position le long de l'axe de la conduite ;
- t est le temps ;
- g est l'accélération gravitationnelle ;
- U est la vitesse d'écoulement ;
- h est la hauteur d'eau dans la conduite ;
- i_r est la pente du radier (fond) de la conduite ;
- i_e est la pente de la ligne d'énergie.

La deuxième est l'équation de continuité et est basé sur la loi de la conservation de la masse :

$$\frac{\partial A(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} = 0 \quad (\text{II.2.})$$

Où

- A est la surface de la section de la conduite ;
- Q est le débit dans la conduite.

Le débit calculé empiriquement selon l'équation de Manning:

$$i_c = (N_M)^2 Q^2 R(h)^{-4/3} M(h)^{-2} \quad (\text{II.3.})$$

Où

- $R(h)$ est le rayon hydraulique de la conduite ;
- $M(h)$ est le périmètre mouillé;
- N_M est le coefficient de rugosité de Manning.

Les modèles basés sur les équations de Saint-Venant sont donc des modèles basés sur les caractéristiques physiques du réseau.

En l'absence d'hypothèses simplificatrices, ce système ne possède pas de solution analytique connue, il faut donc le résoudre par approximation numérique.

Pour résoudre numériquement les équations de Saint-Venant, il faut ajouter les éléments suivants.

- Des données topographiques décrivant la géométrie des lits mineurs et majeurs. Ces données peuvent être obtenues par des relevés de terrain ou par télédétection, bien que ces méthodes demeurent moins précises.
- Des données sur les volumes d'eau ou débits entrants dans la zone modélisée. Ces débits sont alors injectés en amont du tronçon de rivière (on parle alors d'apports amont), et sur le parcours de celui-ci (on parle dans ce cas d'apports latéraux).
- Des informations sur les variables hydrauliques à l'extrémité aval du tronçon. Ces informations sont nommées conditions aux limites aval.

3. Modèles simplifiés

3.1. Modèle de l'onde cinématique

Ce modèle est une simplification des équations ci-dessus où i_e est choisie égale à la pente de la conduite i_r . Il permet de représenter le délai d'écoulement et le laminage des crues. Il ne peut pas représenter, entre autre, les écoulements en charge et les refoulements. Ce modèle non linéaire permet des calculs plus rapides et plus stables que le modèle complet.

Comme leurs équations sont implicites, les modèles ci-dessus ne peuvent pas être résolus de façon analytique. Les différents logiciels diffèrent donc dans la méthode numérique de résolution, ainsi que dans l'interface utilisateur.

3.2. Le modèle Muskingum

C'est un modèle empirique bien connu en hydrologie. Il est aussi défini par deux équations. La première est l'équation de continuité :

Où V représente le volume de rétention dans la conduite.

$$\frac{dV}{dt} = q_e(t) - q_s(t) \quad (\text{II.4.})$$

La seconde est l'équation de rétention :

$$V = K[Xq_e + (1 - X)q_s] \quad (\text{II.5.})$$

Où

- $q_s(k)$ est le débit de sortie de la section à l'instant k ;
- $q_e(k)$ est le débit d'entrée de la section à l'instant k ;
- X et K sont des paramètres liés aux caractéristiques de la conduite.

En discrétisant, la forme classique suivante peut être obtenue :

$$q_s(k) = c_0 q_e(k) + c_1 q_e(k - 1) + c_2 q_s(k - 1) \quad (\text{II.6.})$$

4. Conclusion

Bien que des simulations et des applications de contrôle en temps réel aient été tentées avec des modèles hydrauliques détaillés, des modèles simplifiés sont généralement utilisés. Malheureusement, les solutions numériques des modèles basés sur les équations de Saint-Venant sont parfois instables et demandent beaucoup de temps de calcul, ce qui limite leur utilisation dans des applications en temps réel. De plus, il est difficile de mettre à jour les paramètres en temps réel selon les mesures. Ces modèles ne possèdent donc pas les qualités recherchées pour le contrôle en temps réel

Chapitre III

Gestion et contrôle en temps réel

1. Introduction

Un réseau d'assainissement urbain est dit contrôlé en temps réel si des mesures d'états (débits, niveaux, etc.) sont utilisées sur le fait pour opérer des ouvrages de contrôle (position de vanne, vitesse de pompe, etc.) ou bien lorsque son état est continuellement évalué et que cette information est immédiatement utilisée dans le but de déterminer de façon automatique les ajustements nécessaires à son bon fonctionnement.

Des mesures de type structurel sont adoptées, nécessitant le design et la construction de nouvelles infrastructures dans le réseau. (Il peut s'agir par exemple de l'installation de réservoirs qui permettent d'emmagasiner temporairement les surplus collectés ou bien de régulateurs automatiques) qui permettent la réalisation d'un contrôle en temps réel du réseau.

2. Les structures de régulation

Les équipements chargés de la régulation des eaux usées et d'orage sont habituellement situés aux points de raccordement des collecteurs unitaires avec l'intercepteur. Tout dépendant du mécanisme responsable du contrôle de l'écoulement, on distingue deux types de régulateurs : les régulateurs statiques et les régulateurs dynamiques.

2.1. Les régulateurs statiques

Dans un régulateur statique, le contrôle du débit dirigé vers l'intercepteur est assuré par une structure fixe et passive. Un exemple bien connu est le déversoir latéral (**Figure III.1**), dans lequel le débit de consigne qui doit être intercepté est celui qui correspond au seuil de l'ouvrage. Aussitôt que le débit en provenance du collecteur dépasse cette valeur de consigne, l'eau commence à déborder au-dessus du déversoir et est acheminée vers le cours d'eau récepteur.

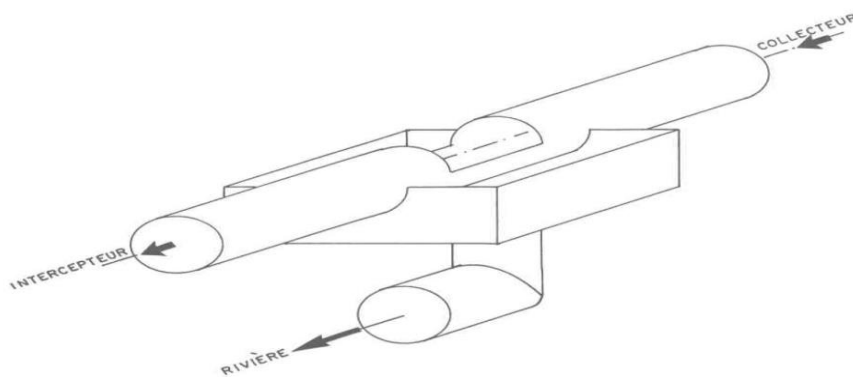


Figure III.1 : Schéma illustrant le déversoir latéral

En pratique, le déversoir latéral effectue une bien mauvaise régulation puisqu'il ne permet pas le maintien du débit de consigne. En effet, à mesure que le débit d'entrée s'élève par rapport au débit de seuil, le débit intercepté augmente lui aussi, quoique moins rapidement qu'en l'absence de toute

structure de contrôle. La tâche principale du régulateur statique consiste donc à empêcher le débit envoyé à l'intercepteur de trop augmenter par rapport à la valeur de consigne.

2.2. Les régulateurs dynamiques

Les régulateurs dynamiques sont généralement composés de deux chambres séparées par une vanne ajustable. Le collecteur et la conduite de débordements sont connectés à la première chambre, tandis que l'intercepteur est relié à la seconde. C'est donc l'ouverture de la vanne qui va déterminer la grandeur du débit à intercepter.

Dans un régulateur dynamique, le débit admissible à l'intercepteur est contrôlé automatiquement au moyen d'un système d'autorégulation comprenant un capteur, un contrôleur et un actionneur. Le rôle du capteur consiste à mesurer la valeur de la variable à contrôler, habituellement le niveau dans la seconde chambre du régulateur. Le contrôleur compare ensuite cette mesure avec la valeur désirée (point de consigne) et à l'aide d'un algorithme approprié, il détermine la correction qui s'impose. Celle-ci va être transmise à l'actionneur (hydraulique ou moteur électrique) qui va alors ajuster l'ouverture de la vanne murale donnant accès à l'intercepteur de façon à corriger l'erreur détectée par le contrôleur

2.2.1. Les systèmes de contrôle des régulateurs dynamiques

Les systèmes de contrôle des régulateurs dynamiques peuvent être classés de différentes manières. Ainsi, au niveau de la technologie utilisée pour la transmission des signaux à l'intérieur de la boucle de contrôle, on peut faire la distinction entre les contrôleurs analogiques et les contrôleurs numériques. D'autre part, au niveau de l'emplacement des contrôleurs numériques, on va parler de contrôle distribué si chaque régulateur possède son propre contrôleur local, et de contrôle centralisé si tous les contrôleurs locaux sont remplacés par un ordinateur agissant à distance au moyen d'un système de télémétrie.

2.2.1.1. Les contrôleurs mécaniques

Les contrôleurs analogiques sont des appareils dont le fonctionnement reproduit, par analogie, la logique d'un algorithme de contrôle. L'exemple le plus courant est celui des contrôleurs mécaniques dans lesquels les signaux de réglage de la position des vannes murales sont transmis de façon mécanique par l'intermédiaire de chaînes, de leviers... Leur rôle consiste à envoyer à l'intercepteur tout le débit qu'ils reçoivent du collecteur, et ce, tant et aussi longtemps que ce débit est inférieur au point de consigne qui leur a été assigné. Tout excédent est alors rejeté automatiquement au cours d'eau récepteur. Ainsi, en période de débordement, les contrôleurs mécaniques vont toujours diriger le même débit à l'intercepteur, peu importe le débit réel qui y circule.

Pour décrire le fonctionnement d'un régulateur dynamique équipé d'un contrôleur mécanique, consultons la **Figure III.2**. On y voit que les variations du niveau d'eau dans la seconde chambre sont captées par le flotteur, puis transmises par l'intermédiaire du levier à la tige qui règle l'ouverture de la vanne murale. Ainsi, lorsque le débit en provenance du collecteur augmente, il en résulte une élévation du flotteur, ce qui force alors le levier à commander une baisse proportionnelle de la vanne. Le niveau étant maintenu constant dans la seconde chambre, le débit dirigé vers l'intercepteur va également demeurer constant.

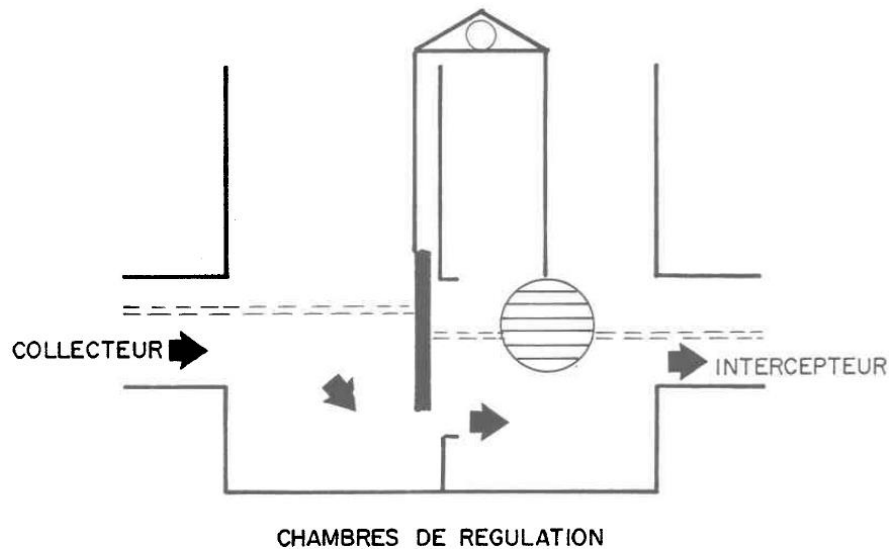


Figure III.2 : Schéma d'un régulateur dynamique équipé d'un contrôleur mécanique

L'action correctrice du contrôleur mécanique est déterminée par l'agencement des différentes pièces qui le constituent (par exemple le rapport des longueurs des bras du levier) et son fonctionnement correspond généralement à un algorithme de type proportionnel. De plus, comme son point de consigne dépend des longueurs des tiges de la vanne et du flotteur, il ne peut être modifié à distance.

2.2.1.2. Les contrôleurs numériques

Les développements de la micro-informatique ont amené progressivement le remplacement des contrôleurs analogiques par des contrôleurs numériques, c'est à dire des microprocesseurs qui sont programmés pour exécuter un algorithme de contrôle donné avec une consigne conservée en mémoire.

Un premier avantage des contrôleurs numériques est qu'ils ne sont pas limités à l'exécution d'algorithmes conventionnels, comme c'était le cas pour les contrôleurs analogiques. En effet, comme leur fonctionnement est déterminé par un programme et non par un mécanisme, ils peuvent effectuer des tâches beaucoup plus complexes, qui auraient été impossibles à définir analogiquement. Leur deuxième avantage provient de leur plus grande souplesse d'utilisation

puisque leur algorithme de contrôle peut être aisément modifié, de même que leur point de consigne.

Lorsque ces modifications sont effectuées à distance, à partir d'un ordinateur central qui est en communication directe avec chacun des contrôleurs locaux du réseau, on a un contrôle de type distribué. Chaque ouvrage de régulation est alors muni d'un contrôleur numérique chargé de l'ouverture et de la fermeture automatique des vannes motorisées, mais avec possibilité de modifier cet ajustement depuis le poste de commande.

Il est également possible de remplacer l'ensemble des contrôleurs locaux par un seul ordinateur, qui est relié au moyen d'un système de télécommunication à chacune des structures de régulation. Il s'agit alors d'un contrôle centralisé, à distance, où c'est l'ordinateur qui reçoit les mesures en provenance des capteurs et qui envoie lui-même les signaux de réglage aux actionneurs responsables du positionnement des vannes murales.

3. Les Degrés de contrôle

Trois degrés de contrôle sont possibles et les voici en ordre croissant de complexité :

3.1. Contrôle réactif local

Dans une stratégie réactive locale, chaque contrôleur agit individuellement sans tenir compte des décisions adoptées par les autres contrôleurs du réseau. Les structures de régulation sont donc opérées de manière indépendante, chacune ne considérant que l'état du système dans son voisinage immédiat.

Lorsque la régulation est effectuée par des contrôleurs mécaniques, la stratégie a généralement pour but de s'assurer que l'intercepteur n'entrera pas en charge. Cependant, comme la configuration du contrôleur ne lui permet pas de tenir compte du débit réel qui circule dans l'intercepteur, on prévient la mise en charge en assignant à chacun des ouvrages de régulation une certaine fraction de la capacité totale de la conduite. Chaque contrôleur limite donc son apport au point de consigne qui lui est alloué, et ce, quel que soit la grandeur du débit véhiculé dans l'intercepteur.

Le principal inconvénient d'une stratégie réactive locale effectuée au moyen de contrôleurs mécaniques est qu'elle ne permet pas la minimisation des volumes de débordement, puisque l'intercepteur n'est pas toujours utilisé à sa pleine capacité.

En effet, il peut arriver qu'un régulateur soit forcé de faire des déversements alors qu'il y a encore de l'espace disponible dans l'intercepteur.

On voit donc que la sous-utilisation de l'intercepteur est due au fait que la régulation est effectuée sans tenir compte du débit réel qui y circule. Pour corriger cette situation, il faut employer des

contrôleurs qui permettent l'installation d'appareils de mesure dans l'intercepteur, comme par exemple des contrôleurs numériques.

L'algorithme de la stratégie réactive locale présenté à la **Figure III.3** décrit une situation où le point de consigne de chacun des contrôleurs numériques est le débit maximal que peut accepter l'intercepteur. On a un premier capteur qui mesure le débit dans le collecteur et un second qui mesure le débit dans l'intercepteur en amont de la structure. Si le débit du collecteur est inférieur au débit disponible dans l'intercepteur ($Q_{Max} - Q_{Amont}$), le contrôleur dirige alors le total de l'apport vers l'intercepteur. Autrement, cet apport est limité au débit disponible et le surplus est rejeté au cours d'eau.

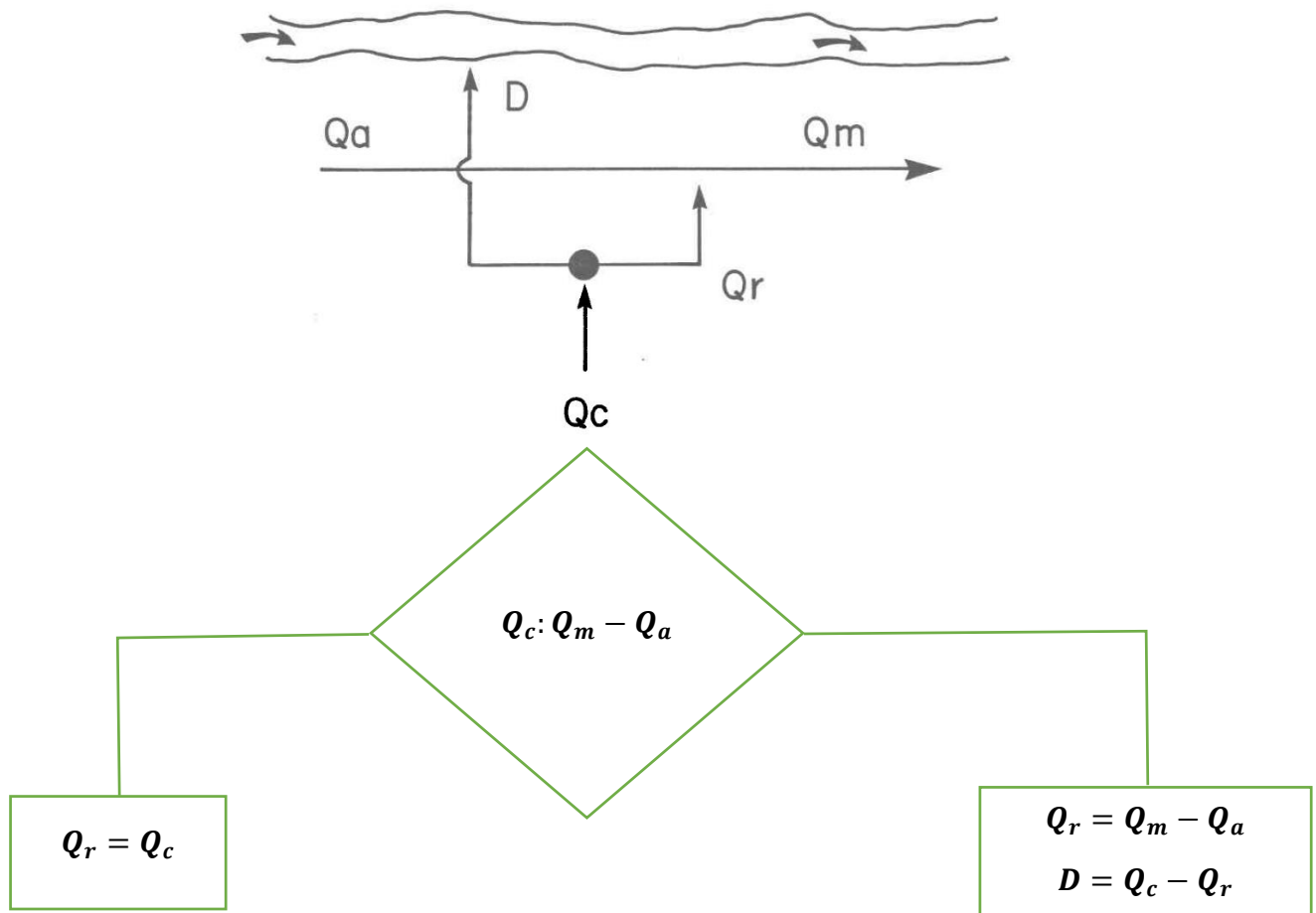


Figure III.3 : Algorithme du contrôle réactif local

Comme la tâche de chaque contrôleur est d'utiliser l'intercepteur au maximum, la stratégie va permettre de minimiser les rejets sur l'ensemble du réseau. Cependant, bien qu'elle soit globalement optimale en termes de volumes déversés, la stratégie n'a toutefois aucun contrôle sur la répartition de ces volumes.

En termes d'impact sur le milieu récepteur, il peut parfois s'avérer souhaitable d'avoir une répartition des volumes de débordement qui soit différente de celle obtenue avec un contrôle réactif local, surtout si on désire tenir compte des sensibilités différentes des points de rejet. Pour obtenir cette autre répartition tout en s'assurant que le volume total déversé demeure inchangé, c'est-à-dire minimal, il faut toutefois que les contrôleurs agissent de concert. Ceci implique donc que pour permettre à un régulateur aval de disposer d'une part plus grande de la capacité de l'intercepteur, un régulateur situé en amont peut être appelé à augmenter ses débordements. Un tel mode d'opération n'est évidemment pas possible si les contrôleurs agissent de façon indépendante, d'où l'intérêt d'une gestion intégrée des opérations.

Cependant, bien qu'une stratégie intégrée nous permette d'obtenir une distribution différente des débordements, elle ne nous garantit pas l'optimalité du contrôle en terme de volume rejeté. En effet, dans la stratégie réactive locale, le fait que chaque contrôleur utilise déjà au maximum la capacité de l'intercepteur nous assure la minimisation des volumes de débordement. Par conséquent, toute modification de l'ajustement des contrôleurs risque d'entraîner une augmentation des volumes débordés, à moins que ces modifications ne soient soigneusement calculées de façon à tenir compte du fait que les relations de cause à effet entre les régulateurs sont retardées par les délais d'écoulement dans le réseau.

Pour que la stratégie puisse prendre note du fait que des décisions appliquées en amont ne se répercutent pas immédiatement en aval, il lui faut connaître à l'avance l'état du système pour les pas de temps à venir; d'où la nécessité d'avoir recours à une stratégie prédictive intégrée.

3.2. Contrôle réactif intégré (étendu)

C'est grâce à l'utilisation de prédictions de l'état futur du système qu'il devient possible de minimiser les volumes de débordement, tout en ayant un certain contrôle sur leur distribution spatiale et temporelle. L'opération optimale d'un réseau repose donc sur la capacité à anticiper son état futur sur une période de temps suffisamment longue pour pouvoir tenir compte du fait que les interactions entre les régulateurs sont retardées par les délais d'écoulement en conduite.

Il est donc avantageux d'utiliser une stratégie prédictive car elle va nous permettre de simuler l'évolution dans le temps du système et ainsi d'évaluer à l'avance les conséquences futures, à l'aval du réseau, de décisions présentes appliquées en amont. Ce faisant, elle va pouvoir transférer efficacement les débordements d'un point à un autre, sans pour autant augmenter le volume total des rejets.

La mise en œuvre d'une stratégie prédictive intégrée va nécessiter l'utilisation des éléments suivants :

- un modèle de prédiction des débits attendus dans le réseau pour une période de temps appelée horizon de prédiction
- un modèle de simulation de l'écoulement en conduite
- un plan d'action définissant la marche à suivre de chacun des contrôleurs
- une fonction exprimant l'objectif global du contrôle
- une méthode d'optimisation capable de déterminer en temps réel le plan d'action optimal qui doit être appliqué

La tâche de l'ordinateur central chargé de la gestion du réseau consiste donc à déterminer, à chaque pas de temps, un plan d'action optimal définissant la suite d'actions à entreprendre à chacun des régulateurs, c'est-à-dire les points de consigne que doivent respecter les contrôleurs locaux de ces ouvrages. Pour ce faire, l'ordinateur doit d'abord connaître la situation actuelle du réseau, de même que l'évolution de cette situation au cours des prochains pas de temps. A l'aide du modèle de simulation de l'écoulement, il va être en mesure de calculer, pour toute la durée de l'horizon de prédiction, les conséquences au niveau du réseau de l'application d'un plan d'action donné. Différents plans d'action vont être testés au moyen d'un algorithme d'optimisation" et celui qui va s'avérer optimal en regard de l'objectif du contrôle va finalement être appliqué. L'organigramme présenté à la **Figure III.4** montre de quelle façon se déroule le contrôle dans une stratégie prédictive intégrée.

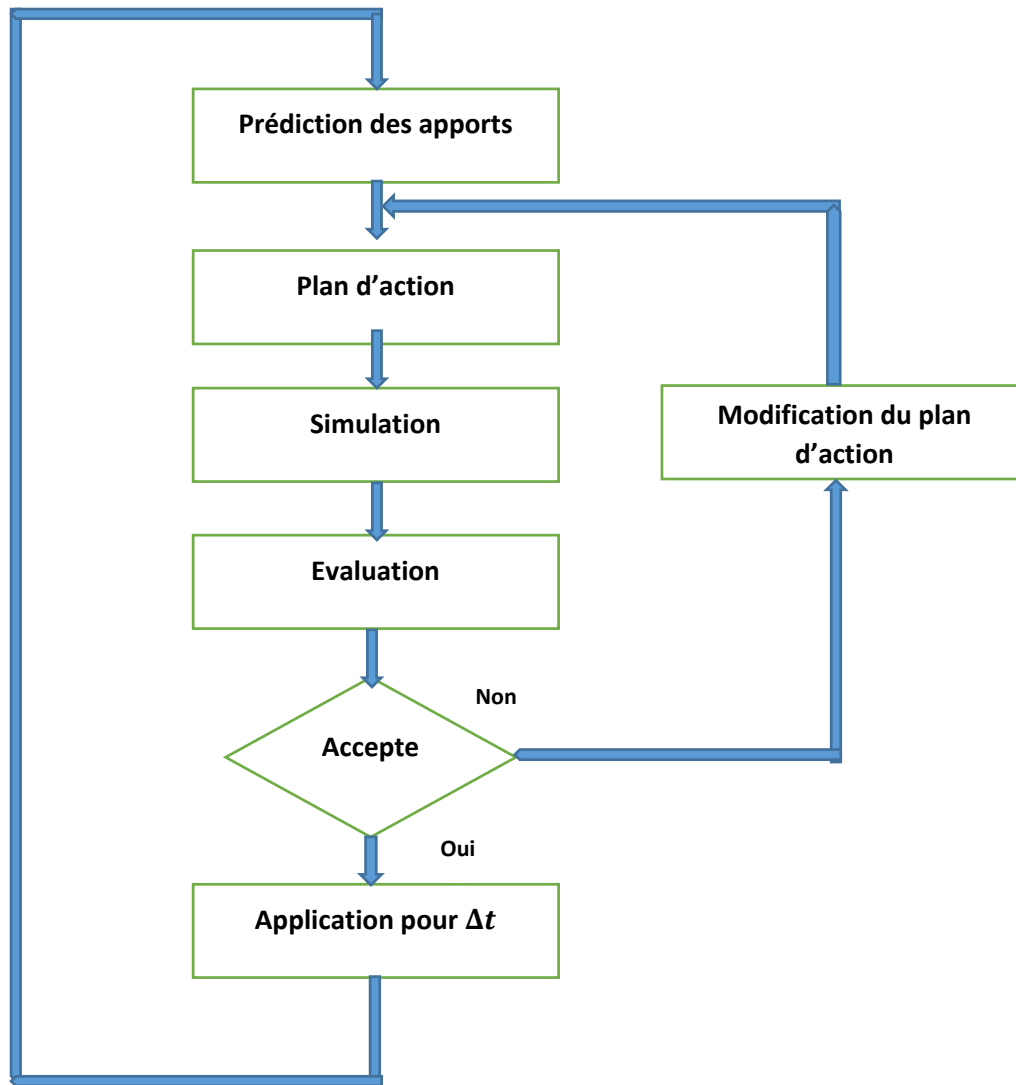


Figure III.4 : Algorithme du contrôle prédictif intégré

3.3. Contrôle global

Le contrôle global en temps réel permet de maximiser l'utilisation faite des ouvrages de transport, de rétention et de traitement du réseau pour différents types d'événements pluvieux pouvant survenir. Les applications ou simulations de gestion globale de réseaux sont souvent basées sur une hiérarchie de contrôle à trois niveaux. La **Figure III.5** montre ces trois couches.

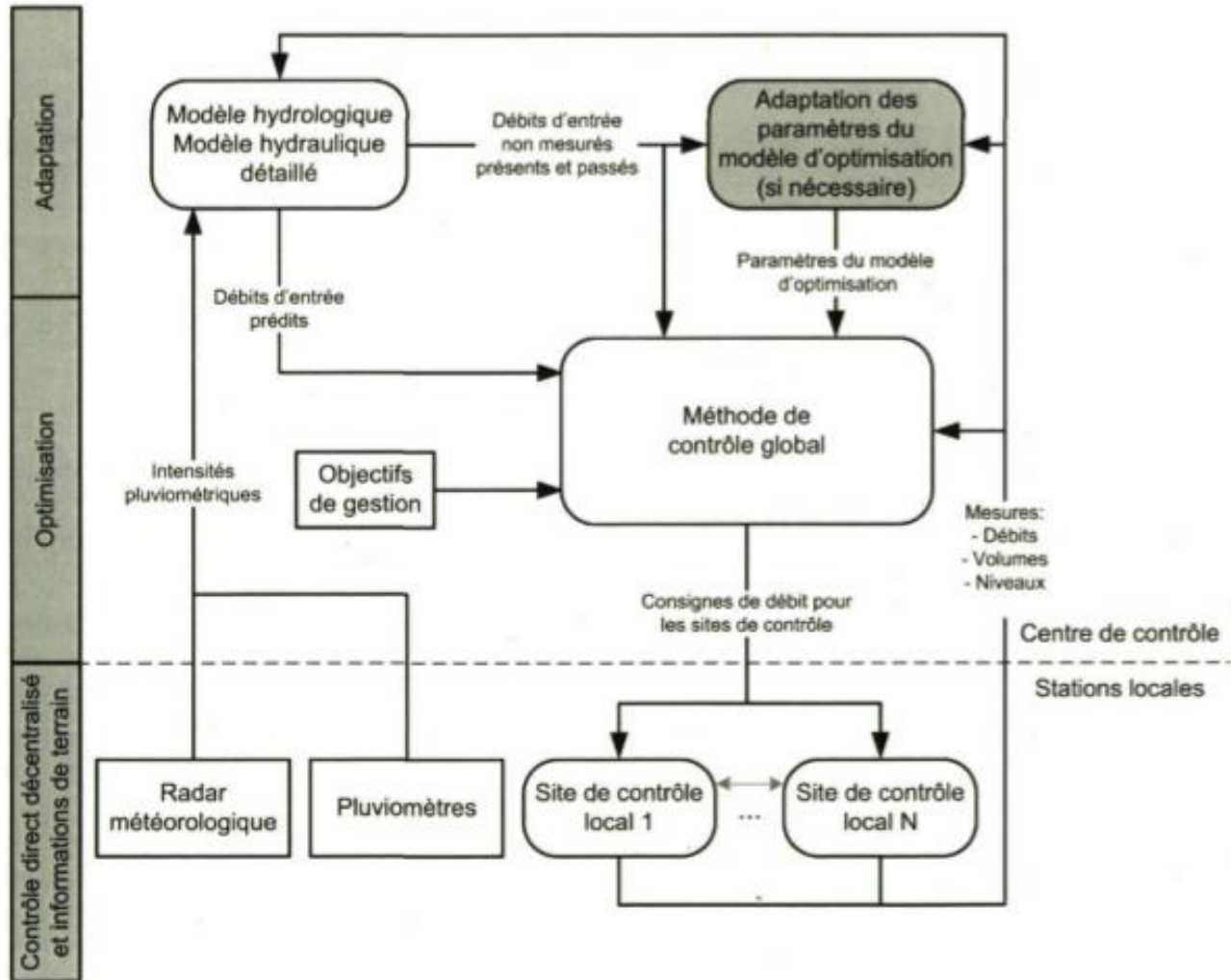


Figure III.5 : Algorithme du contrôle global.

Cette structure par niveau offre l'avantage d'être flexible, robuste et efficace.

La couche de base est le contrôle direct décentralisé. Chaque site de gestion avec un ou plusieurs ouvrages de régulation reçoit des consignes à chaque pas de temps du centre de contrôle. Pendant la durée d'un pas de temps, des contrôleurs locaux ajustent la position des vannes ou la vitesse des pompes pour atteindre le débit de consigne.

La seconde couche, dite d'optimisation, est celle où les consignes de débit sont calculées pour l'ensemble du réseau, selon les mesures de volume, débit et niveau d'eau, ainsi que les prévisions d'apports futurs. À ce niveau, des méthodes telles que celles décrites dans le prochain paragraphe sont utilisées.

Le dernier niveau est celui d'adaptation. C'est dans cette couche que les débits d'entrée sont déterminés et prédits en fonction des prévisions météo et des mesures pluviométriques provenant du terrain. Les prévisions sont faites à l'aide du modèle hydrologique et hydraulique détaillé. C'est

aussi dans cette couche que l'adaptation des paramètres du modèle simplifié d'optimisation est faite selon les mesures de débit les plus à jour.

3.4. Utilisation de la commande prédictive

La commande prédictive consiste à évaluer, à l'aide d'un modèle hydraulique du comportement du réseau d'assainissement et des prévisions des apports futurs au réseau (provenant des modèles hydrologique et hydraulique), la série d'actions qui permettra de minimiser une fonction objectif, tout en respectant des contraintes opérationnelles et physiques. L'évaluation est recommencée à tous les pas de temps de contrôle (5 minutes par exemple) avec les nouvelles informations disponibles, de sorte que seulement la première consigne calculée est appliquée par les boucles de contrôle locales. Les prévisions des apports futurs du réseau sont calculées à l'aide d'un modèle hydrologique s'alimentant de mesures pluviométriques et de prévisions météorologiques.

La fonction objectif reflète les buts de gestion. Chaque but est représenté dans la fonction objectif par un terme de pénalité quadratique. Plus la priorité est élevée, plus la pénalité associée est grande. À ces termes s'ajoutent des termes décrivant le comportement non linéaire du réseau. Ces comportements non linéaires pourraient alternativement être représentés par des équations non linéaires d'égalité et d'inégalité, mais les temps de calcul en seraient augmentés, ce qui rend leur application difficile en temps réel.

Les contraintes linéaires d'égalité et d'inégalité sont choisies de façon à représenter le comportement hydraulique du système, tel que les vannes. De plus, des contraintes d'inégalité permettent de protéger de la surcharge certaines conduites restrictives du réseau ainsi que de limiter le débit vers la station de traitement à sa capacité maximale. Des bornes permettent de s'assurer que les variables sont contenues dans leur spectre possible.

Une série de contraintes d'égalité joue un rôle très important. Chaque contrainte de cette série définit la corrélation entre les débits et les volumes accumulés à un site de gestion. C'est en fait un bilan de matière discrétisé. Elle est définie de la façon suivante pour chacun des sites de gestion i

$$v_i(k + 1) = v_i(k) + T(\psi_i(k) - u_i(k) - \delta_i(k)) \quad \text{III.1}$$

Où

- $v_i(k)$ représente le volume au site de gestion i à l'instant k ;
- T est la période d'échantillonnage, la durée d'un pas de temps contrôle ;
- $u_i(k)$ représente le débit sortant au site de gestion i à l'instant k ;
- $\delta_i(k)$ est le débit déversé à l'instant k , au site de gestion i ;
- $\psi_i(k)$ est le débit entrant à l'instant k , au site de gestion i .

Afin de simplifier cette série de contraintes et le problème d'optimisation, l'hypothèse que le débit de sortie $u_i(k)$ est égal à la consigne de débit sortant est posée. C'est donc dire que le contrôleur de l'ouvrage du site de gestion est considéré idéal i.e. qu'il permet de positionner instantanément

l'actionneur afin d'atteindre et de maintenir le débit sortant égal à la consigne de débit. La **Figure III.2** représente les variables de l'équation **III.1**.

Le débit $\psi_i(k)$ entrant au site de gestion est en fait le débit de sortie $q_s(k)$ de la conduite juste en amont de ce site. Ce débit $q_s(k)$ est lui-même la somme des débits d'entrée de la conduite q_{ej} retardés et laminés par leur écoulement. Les entrées de la conduite peuvent être soit le débit régularisé par un site de gestion situé plus en amont, soit des entrées non contrôlées du réseau. Par exemple, ces dernières peuvent être la sortie du collecteur d'un petit quartier drainé par le réseau. Ces apports sont parfois mesurés, mais étant donné le coût très élevés des capteurs, ils ne le sont pas souvent.

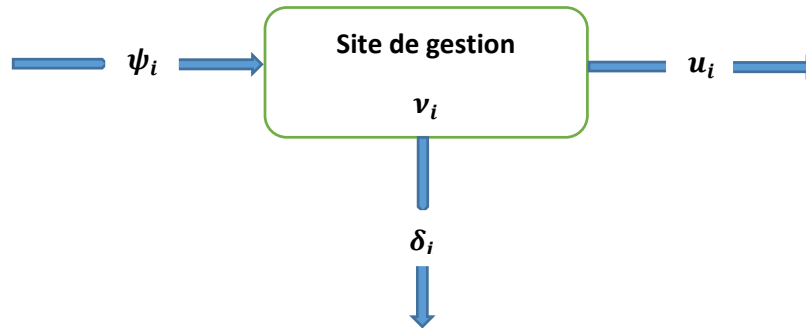


Figure III.2: Schéma d'un site de gestion avec les variables du bilan de matière

Il y a deux difficultés principales au calage en temps réel du modèle hydraulique d'optimisation. Premièrement, les débits d'entrée et de sortie ont une richesse fréquentielle généralement limitée. De plus, dans le cas d'une conduite à plusieurs points d'entrée, les différents débits d'entrée sont souvent corrélés. Deuxièmement, il est souhaitable de caler le modèle sur une fenêtre de données passées qui est limitée puisque les paramètres nécessaires pour bien représenter l'écoulement en conduite peuvent varier de façon importante dans le temps.

Ces deux difficultés ont pour effet de donner un très grand nombre de degrés de liberté au processus de détermination des paramètres. Les paramètres doivent aussi être choisis de façon à ce que le modèle soit compatible avec la dynamique du procédé. Si un tel réalisme physique n'est pas satisfait, la qualité du modèle, donc sa capacité prédictive s'en trouveront diminuées.

4. Conclusion

Le contrôle réactif local est opéré sur site et ne peut être manipulé à distance, il est en réaction à des mesures prises près de l'ouvrage de contrôle. La stratégie de contrôle est déterminée à la conception et consiste souvent à régulariser un débit ou un niveau en aval ou en amont du site de gestion. Par contre, le contrôle réactif étendu gère plusieurs sites de gestion, où les mesures prises en compte dans les décisions peuvent venir d'un ou plusieurs sites de contrôle éloignés.

Le contrôle global à plus d'envergure que les deux autres systèmes de contrôle grâce à son système de télégestion à grande échelle permettant de traiter en temps réel un grand nombre de télémessures et de contrôler à distance des installations techniques, et ce, afin d'atteindre les objectifs visés d'un point de vue d'ensemble du système.

Chapitre IV
Modèles d'optimisation du contrôle en temps réel
du réseau d'assainissement

1. Introduction

En rapport au dernier objectif de prédiction du risque hydrologique, les modèles hydrauliques sont fréquemment utilisés pour définir et caractériser l'aléa. Ces modèles permettront aux décideurs et aux services techniques concernés de prendre différentes mesures et décisions.

De multitude de modèles hydrauliques existent, et ce utilisant les équations complètes de Saint-Venant sont les plus complets, mais difficiles à intégrer pour le contrôle. Ainsi, la plupart des méthodes basées sur des modèles pour le contrôle des réseaux d'égouts utilisent des modèles d'optimisation simplifiés.

2. Modèles d'optimisation

Dans la plupart des cas, surtout lorsque la commande prédictive est utilisée, un modèle hydraulique simplifié est choisi pour faire l'optimisation. Ces modèles simplifiés sont linéaires. Trois types de modèles sont souvent utilisés pour représenter l'écoulement dans les conduites : délai pur, MA et ARMA.

Le modèle de type délai pur est très simple et ne permet pas de représenter le laminage des crues. Il a été utilisé dans les premiers pas de la gestion optimale des réseaux d'assainissements ou bien dans le cas de conduites où la rapidité d'écoulement font en sorte que le laminage est négligeable.

Des modèles de type MA ont été utilisés avec succès dans quelques cas de contrôle de réseaux d'assainissement. L'autre type de modèle, ARMA, a aussi été utilisé dans le même contexte.

2.1. Modèle MA

Le modèle de type MA représente la sortie comme la moyenne pondérée du débit entrant présent et lors des n_d pas de temps passés. Un avantage du modèle MA pour une utilisation en contrôle est qu'il est toujours stable. Sous la forme matricielle, pour le cas avec une seule entrée et une seule sortie (SISO, Single Input / Single Output), le modèle d'écoulement est :

$$q_s(k) = [q_e(k) \ q_e(k-1) \ \dots \ q_e(k-n_d)] \begin{bmatrix} \alpha(0) \\ \alpha(1) \\ \vdots \\ \alpha(n_d) \end{bmatrix} \quad \text{IV. 1}$$

Où

- $\alpha(i)$ sont les paramètres du modèle MA ;
- n_d est l'ordre du modèle MA.

Ce dernier est fixé par l'utilisateur et représente le nombre de pas de temps après lequel on néglige les effets de l'entrée sur la sortie.

Le comportement dynamique d'un système peut être représenté par un modèle de type fonction de transfert discrète :

$$\frac{q_s(k)}{q_e(k)} = H(z) \quad \text{IV. 2}$$

Où z est un opérateur de décalage d'un pas de temps tel que :

$$z q_s(k) = q_s(k + 1) \quad z^i q_s(k) = q_s(k + i) \quad \text{IV. 3}$$

$H(z)$ peut être représenté par la réponse impulsionnelle infinie :

$$H(z) = \alpha(0) + \alpha(1)z^{-1} + \alpha(2)z^{-2} + \alpha(3)z^{-3} + \dots \quad \text{IV. 4}$$

Ce modèle permet donc de représenter le débit de sortie en fonction du débit d'entrée présent et ceux passés. Pour un système physique, l'influence de l'entrée sur la sortie devient négligeable après un certain nombre de pas de temps. Dans le cas d'un écoulement en conduite, cette durée dépend des caractéristiques de la dite conduite telles que la pente, le diamètre et la longueur. La formulation utilisée ne tient pas compte explicitement d'un retard possible afin de simplifier la formulation du problème d'optimisation pour le contrôle. Par contre, rien n'empêche de mettre les premiers paramètres ($\alpha(0), \alpha(1), \dots$) à 0.

La relation entre l'entrée et la sortie est aussi appelée intégrale discrète de convolution :

$$q_s(k) = \sum_{\tau=k-n_d}^k q_e(\tau) \alpha(k - \tau) \quad \text{IV. 5}$$

L'action de trouver les paramètres MA peut aussi s'appeler la deconvolution.

Le modèle **MA** est la réponse impulsionnelle unitaire. Le même concept est utilisé en hydrologie. Les caractéristiques d'écoulement d'un cours d'eau ou d'un système de drainage sont souvent exprimées par une courbe théorique appelée hydrogramme unitaire établie en supposant que toute précipitation sur le bassin versant va ruisseler intégralement vers le cours d'eau. Chaque paramètre du modèle représente donc la portion d'une l'impulsion d'entrée qui sort de la conduite à chaque décalage d'un pas de temps. Puisqu'il est choisi de ne pas représenter le refoulement, les paramètres du modèle MA doivent être positifs afin d'assurer un réalisme physique :

$$\alpha(i) \geq 0 \quad i = 1, 2, \dots, n_d \quad \text{IV. 6}$$

De plus, pour s'assurer de la conservation de la masse, la somme des paramètres, le gain du modèle, doit être unitaire :

$$\sum_{i=0}^{n_d} \alpha(i) = 1 \quad \text{IV. 7}$$

Dans la plupart des cas, les sections de conduite ont une sortie et plusieurs entrées. Le modèle MA s'adapte bien à un problème de ce type (MISO, Multiple Input / Single Output, entrées multiples, sortie unique).

$$q_s(k) = q_e(k) \theta_{MA} \quad \text{IV. 8}$$

$$q_e(k) = \begin{bmatrix} q_{e,1}(k) & q_{e,1}(k-1) & \dots & q_{e,1}(k-n_{d_1}) & \dots \\ & & q_{e,n_e}(k) & \dots & q_{e,n_e}(k-n_{d_{n_e}}) \end{bmatrix} \quad \text{IV. 9}$$

$$\theta_{MA} = \begin{bmatrix} \alpha_1(0) \\ \alpha_1(1) \\ \vdots \\ \alpha_1(n_{d_1}) \\ \vdots \\ \alpha_{n_e}(0) \\ \vdots \\ \alpha_{n_e}(n_{d_{n_e}}) \end{bmatrix} \quad \text{IV. 10}$$

Où n_e est le nombre d'entrées à la conduite de calage. Dans ce cas, les paramètres doivent tous être positifs. En plus, pour s'assurer de la conservation de la masse, la somme des paramètres MA pour chacune des entrées (gain) doit être unitaire :

$$\sum_{i=0}^{n_{d_j}} \alpha_j(i) = 1 \quad j = 1, \dots, n_e \quad \text{IV. 11}$$

2.2. Modèle ARMA

Le modèle de type ARMA représente la sortie comme la moyenne pondérée du débit entrant présentement et lors des n_d pas de temps passés et du débit sortant des n_a pas de temps précédents. Sous la forme matricielle pour le cas à plusieurs entrées et une seule sortie, le modèle est :

$$q_s(k) = q_u(k)\theta_{ARMA} \quad \text{IV. 12}$$

$$q_s(k) = \begin{bmatrix} q_s(k-1) & q_s(k-2) & \dots & q_s(k-n_a) & q_{e,1}(k) & q_{e,1}(k-1) & \dots & q_{e,n_e}(k-n_{d_{n_e}}) \end{bmatrix} \quad \text{IV. 13}$$

$$\theta_{ARMA} = \begin{bmatrix} \gamma(1) \\ \gamma(2) \\ \vdots \\ \gamma(n_a) \\ \alpha_1(0) \\ \alpha_1(1) \\ \vdots \\ \alpha_1(n_{d_1}) \\ \alpha_2(0) \\ \vdots \\ \alpha_{n_e}(n_{d_{n_e}}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma \\ \alpha \end{bmatrix} \quad \text{IV. 14}$$

Où

- θ_{ARMA} représente le vecteur des paramètres du modèle ;
- $q_u(k)$ est le vecteur des mesures de débits d'entrée et de sortie utilisées pour le calcul de l'estimé du modèle pour le débit de sortie présent ;
- $q_s(k)$ est le débit de sortie de la section à l'instant k ;
- $q_{e,i}(k)$ est le débit de l'entrée i de la section à l'instant k ;
- $\alpha_i(j)$ est le paramètre de régression du modèle pour l'entrée i et le délai j ;
- $\gamma(j)$ est le paramètre d'auto régression du modèle pour le délai j ;
- n_a est l'ordre de la partie auto régressive du modèle. Il représente le nombre de pas de temps après lequel on néglige l'effet des sorties précédentes sur la sortie présente. C'est une valeur fixée par l'utilisateur.

La formulation utilisée ne tient pas compte explicitement d'un retard possible afin de simplifier la formulation du problème d'optimisation pour le contrôle. Par contre, rien n'empêche de mettre les premiers paramètres de régression ($\alpha_i(0), \alpha_i(1), \dots$) à 0.

Le modèle ARMA peut aussi être exprimé sous la forme d'une matrice de transfert discrète :

$$H(z) = \frac{[\alpha_1(0) + \alpha_1(1)z^{-1} + \dots + \alpha_1(n_{d_1})z^{-n_{d_1}} \dots \alpha_{n_e}(0) + \dots + \alpha_{n_e}(n_{d_{n_e}})z^{-n_{d_{n_e}}}]}{1 - \gamma(1)z^{-1} - \gamma(2)z^{-2} - \dots - \gamma(n_a)z^{-n_a}} \quad \text{IV. 15}$$

Pour que le modèle ARMA soit stable, il faut donc que les pôles du modèles, les valeurs de z pour lesquelles le polynôme $-\gamma(1)z^{-1} - \gamma(2)z^{-2} - \dots - \gamma(n_a)z^{-n_a}$ est nul soient à l'intérieur du cercle unitaire dans le plan complexe.

Pour s'assurer de la conservation de la masse, il faut que le gain de chaque modèle monovarié soit unitaire :

$$\frac{\sum_{i=0}^{n_{d_j}} \alpha_{j(i)}}{1 - \sum_{m=1}^{n_a} \gamma(m)} = 1 \quad \text{IV. 16}$$

Si n_a est choisi nul dans les équations du modèle **ARMA**, on obtient alors le modèle **MA**. On peut donc voir le modèle **MA** comme une simplification du modèle **ARMA**. Les techniques de calage en ligne étudiées dans le cadre de cette maîtrise sont donc développées pour le modèle **ARMA**. Pour alléger les équations, θ est utilisé dans le reste du travail pour représenter les paramètres du modèle θ_{ARMA} ou θ_{MA} selon le cas choisi. Les méthodes de calage ne changent pas selon le modèle utilisé, excepté dans le cas des méthodes du filtre de Kalman augmenté avec ou sans contraintes détaillées au chapitre V.

3. Conclusion

Plusieurs des méthodes de contrôle en temps réel global et optimal utilisent des modèles hydrauliques du réseau d'égouts afin de calculer les consignes de chaque régulateur. Malencontreusement, les modèles hydrauliques utilisant les équations complètes de Saint-Venant sont difficiles à intégrer pour le contrôle. Ainsi, la plupart des méthodes basées sur des modèles pour le contrôle des réseaux d'égouts utilisent des modèles d'optimisation simplifiés.

Les caractéristiques d'un bon modèle d'optimisation incluent la rapidité d'exécution, la robustesse, et la facilité à s'intégrer dans le schéma de contrôle et l'adaptabilité.

Les modèles de moyenne mobile **MA** ou autorégressifs et moyenne mobile **ARMA**, peuvent assurer une bonne représentativité hydraulique et permettent de représenter l'écoulement dans les conduites. Ces derniers doivent être calés en ligne.

Chapitre V

Le Calage en ligne des modèles de contrôle

1. Introduction

Afin d'assurer une meilleure représentativité des techniques d'adaptation, le calage en ligne est employé où les paramètres du modèle sont corrigés à tous les pas de temps de contrôle, en fonction des nouvelles mesures disponibles.

2. Les objectifs du calage en ligne

Le calage en ligne a deux objectifs. En premier lieu, dans le cas d'un modèle hydraulique simplifié, les coefficients le définissant peuvent devoir varier dans le temps, selon les conditions. Ceci est dû au comportement grandement non linéaire de l'hydraulique. Afin de mieux représenter le comportement présent et futur de l'écoulement en conduite, le modèle est adapté à une fréquence régulière avec les mesures les plus à jour des débits d'entrée et de sortie.

En second lieu, le calage en ligne permet d'ajuster les paramètres du modèle hydraulique d'optimisation pour compenser les erreurs d'estimation des débits d'entrée et, ainsi, mieux prévoir celui de sortie. Les estimations des débits d'entrées d'une conduite de calage peuvent provenir soit de mesures, soit du modèle hydrologique. Dans tous les cas, mais particulièrement dans le deuxième, ces estimations peuvent être affectées d'une erreur non négligeable et variable dans le temps par rapport aux valeurs réelles.

3. Procédure de calage

Le problème de calage en temps réel du modèle hydraulique d'optimisation peut donc être énoncé comme suit :

à l'instant k , connaissant les observations bruitées $q_s(k), q_s(k-1), \dots, q_e(k), q_e(k-1), \dots$ des valeurs présentes et passées du débit de sortie et des débits d'entrée de la conduite, choisir les meilleurs paramètres d'un modèle qui servira à faire les prédictions $\hat{q}_s(k+i|k)$ jusqu'à un horizon de prédiction de h_p pas de temps dans le futur du débit de sortie.

Il y a deux difficultés principales au calage en temps réel du modèle hydraulique d'optimisation. Primo, les débits d'entrée et de sortie sont assujettis aux conditions météorologiques et à la structure physique du réseau. La richesse fréquentielle des signaux d'entrée du modèle est donc généralement limitée. De plus, dans le cas d'une conduite à plusieurs entrées, les différents débits d'entrées sont souvent corrélés. Ces deux points font en sorte que les relations de cause à effet entre les débits d'entrée et de sortie ne sont pas toujours facilement discernables. Secundo, il est souhaitable de caler le modèle sur une fenêtre de données passées qui est limitée. Puisque les paramètres de l'écoulement en conduite peuvent varier de façon importante dans le temps et que le but est de bien représenter le comportement hydraulique présent et futur, il faut éviter d'utiliser des données trop éloignées de l'instant présent, puisqu'elles pourraient provenir de conditions hydrauliques différentes et révolues.

Ces deux difficultés ont pour effet de donner un très grand nombre de degrés de liberté au processus de détermination des paramètres. Les paramètres doivent aussi être choisis de façon à ce que le modèle soit compatible avec la dynamique du procédé. Si un tel réalisme physique n'est pas satisfait, la qualité du modèle, donc sa capacité prédictive, s'en trouvera diminuée.

Dans toutes les méthodes de calage le permettant, une première série de contraintes s'applique aux gains de modèle. Tel que décrit par l'équation IV.16, le gain du modèle devrait être unitaire. Par contre, tel qu'expliqué au début du chapitre, les observations des débits d'entrée peuvent être affectés d'une erreur par rapport à la réalité. Un gain non unitaire permet au modèle hydraulique d'optimisation de compenser pour cette erreur possible. Pour augmenter la robustesse générale du système, il est choisi de contraindre les gains du modèle entre une valeur minimale g_{min} et une valeur maximale g_{max} .

$$\begin{aligned}
 g_{min_1} &\leq \frac{\sum_{i=0}^{n_{d_1}} \hat{\alpha}_1(i)}{1 + \sum_{j=1}^{n_a} \hat{\gamma}(j)} \leq g_{max_1} \\
 &\vdots \\
 g_{min_{n_e}} &\leq \frac{\sum_{i=0}^{n_{d_{n_e}}} \hat{\alpha}_{n_e}(i)}{1 + \sum_{j=1}^{n_a} \hat{\gamma}(j)} \leq g_{max_{n_e}}
 \end{aligned}
 \tag{V. 1}$$

Où $\hat{\alpha}_j(i)$ et $\hat{\gamma}(j)$ représentent les estimés des paramètres du modèle calculé par la méthode de calage. Les valeurs de g_{min} et de g_{max} sont liées au degré d'incertitude des mesures et des données provenant du modèle détaillé.

Lorsqu'un modèle MA est utilisé, dans toutes les méthodes le permettant, les paramètres du modèles sont contraints positifs :

$$\hat{\alpha}_i(j) \geq 0 \quad j = 1, 2, \dots, n_d; \quad i = 1, 2, \dots, n_e \tag{V. 2}$$

Dans le cas où le modèle ARMA est utilisé, les contraintes de positivité des paramètres (équation V.2) ne s'appliquent pas. Des contraintes supplémentaires peuvent s'ajouter selon la méthode utilisée.

4. Conclusion

Les méthodes d'optimisation simplifiées sont d'une parfaite adéquation avec le calage en ligne. La compatibilité de ce dernier permet de compléter et d'aiguiser les débits sortant en aval du réseau et ce, avec des mesures de débit espacées d'un Δt très court.

Conclusion générale

Le modèle hydraulique de transport permet de représenter l'écoulement dans les conduites du réseau d'assainissement, entre leurs débits d'entrée Q_e et celui de sortie Q_s . Il est essentiel à la commande prédictive. Ce sont les équations de St-Venant qui permettent de représenter de manière rigoureuse le comportement hydraulique. Par contre, leur application pour le contrôle en temps réel est difficile pour des raisons de robustesse face aux instabilités numériques et de temps de calculs. L'utilisation d'un modèle hydraulique simplifié est donc nécessaire pour la commande prédictive. Pour s'assurer d'une meilleure représentativité, des techniques d'adaptation, telles le calage en ligne, permettent de corriger les paramètres du modèle à tous les pas de temps de contrôle, en fonction des nouvelles mesures disponibles.

Le contrôle en temps réel offre en effet d'intéressantes possibilités de réduire ces impacts sans modifier à outrance la structure des réseaux existants. Bien qu'il ne s'agisse pas encore d'une réalité qui soit largement répandue, il est à prévoir que dans un avenir assez rapproché, cette technologie soit de plus en plus utilisée, étant donné les derniers développements survenus dans les domaines du contrôle numérique et de l'informatique.

Bibliographie

- Angelakis, a N., D. Koutsoyiannis, and G. Tchobanoglous. "Urban Wastewater and Stormwater Technologies in Ancient Greece." *Water Research* 39, no. 1 (January 2005): 210–20.
- Asada, K., S. P. Zhang, and M. Hirai. "Discharge Capacity Evaluation Methodology for Urban Drainage." In *Proceedings Of The International Conference On Urban Storm Drainage*, 1719–24. Hanover; Germany, 1996.
- Assabbane, Abderrahman, and Saad Bennis. "Modèle de prévision pour la gestion en temps réel : application aux réseaux d'assainissement." *Canadian Journal of Civil Engineering* 27, no. 2 (April 2000): 327–37.
- Azzout. *Techniques Alternatives En Assainissement Pluvial - Choix, Conception, Réalisation et Entretien*. Edited by Tec et Doc - Lavoisier, 1997.
- Barozet, O., O. Gilard, G. Gleyses, and M. Sommier. "Le Modèle de Gestion Hydraulique Bassin Versant de La Bourbre - Portail Documentaire." In *Congrès de La Société Hydrotechnique de France Crues et Inondations 23èmes Journées de L'hydraulique*, 727–34. Nîmes, France, 1994.
- Barré de Saint-Venant, and Adhémar-Jean-Claude. "Théorie Du Mouvement Non Permanent Des Eaux, Avec Application Aux Crues Des Rivières et à L'introduction Des Marées Dans Leur Lit." *Comptes Rendus, Académies Des Sciences* 73 (1871): 148–54, 237–40.
- Baume, J.P. "Modélisation Des Ouvrages de Type : Déversoir, Vanne, Orifice, Dans Les Modèles D'hydraulique à Surface Libre." *CEMAGREF, Division Irrigation, N°205* 87, no. 1 (1987): 5p.
- Bouvier, C, and M Desbordes. "Un Modèle de Ruissellement Pour Les Villes d'Afrique de L'ouest." *Hydrologie Continentale* 5, no. 2 (1990): 77–86.
- Bouvier, C, and B. Hingray. "Une Méthode Hyde-Géographique Pour La Caractérisation Du Risque Pluvial En Milieu Urbain." *Hydrologie Urbaine et Modélisation Spatialisée*, 1995.
- Bouvier, Christophe, Fuentes , G. Mariles, and Dominguez R. Mora. "Mercedes: Un Modèle Hydrologique D'analyse et de Prévision Des Crues En Milieu Hétérogène. Crues et Inondations," 1:257–60. Nîmes, France, 1994.
- Boyd, Michael, Ted Rigby, and Rudy VanDrie. "A Comprehensive Flood Model for Natural and Urban Catchments.," 329–34. Hannover, Germany, 1996.
- Browne, O., G. Auriaux, F. Idier, and J.M. Delattre. "Un Système D'aide à La Décision Pour La Conduite Du Réseau D'assainissement de Seine Saint-Denis," 2:147–54. Lyon, France, 1998.
- Campisano, Alberto, Wolfgang Schilling, and Carlo Modica. "Regulators à€™ Setup with Application to the Roma ± Cecchignola Combined Sewer System." *Event (London)* 2, no. 2000 (2001): 235–42.
- Cantrell, C.J., A.H. Godsey, D. Schnipke, and R.W. Frutchey. "Analysis of the City of Lima Real Time Control System. Utilizing Astate of the Art Hydraulics Computer Model," 2:295–302. Lyon, France, 1998.

- Carlier, M. *Hydraulique Générale et Appliquée*. Eyrolles. Collection Du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou 14, n.d.
- Chebbo, G., and M.C. Gromaire. "The Experimental Urban Catchment 'Le Marais' in Paris: What Lessons Can Be Learned from It?" *Journal of Hydrology* 299, no. 3–4 (December 2004): 312–23.
- Chocat, B. *Encyclopédie de l'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement*. EURYDICE 92, 1997.
- . "Modélisation Du Fonctionnement Des Réseaux D'assainissement Maillés." INSA, Lyon, France, 1987.
- . "Un Modèle de Simulation Des écoulements Dans Les Réseaux D'assainissement Pluvial." 1978.
- Colas, H, M Pleau, J Lamarre, G Pelletier, and P Lavalée. "Practical Perspective on Real-Time Control." *Water Quality Research Journal of Canada* 39, no. 4 (2004): 466–78.
- Darsono, Suseno, and John W. Labadie. "Neural-Optimal Control Algorithm for Real-Time Regulation of in-Line Storage in Combined Sewer Systems." *Environmental Modelling & Software* 22, no. 9 (September 2007): 1349–61.
- Davis, Stuart A, Nahor B Johnson, William J Hansen, Frank R Reynolds Jr, James Warren, Carl O Foley, and Robert L Fulton. "National Economic Development Procedures Manual. Urban Flood Damage." ARMY ENGINEER INST FOR WATER RESOURCES ALEXANDRIA VA, 1988.
- Debo, T.N. "Urban Flood Damage Estimating Curves." *Journal of the Hydraulics Division* 108, no. 10 (1982): 1059–69.
- Desbordes, M. "La Gestion Urbaine Du Risque d'Inondation." *La Houille Blanche*, no. 07: 20–24.
- Desbordes, M, and C Bouvier. "Assainissement Pluvial Urbain En Afrique de l'Ouest. Modélisation Du Ruissellement (Rapport Final)." *Université De Montpellier*, 1990.
- Fradet, Olivier. "Calage En Ligne de Modèles Hydrauliques Simplifiés Pour La Gestion En Temps Réel de Réseaux de Drainage Urbain." Laval University, 2009.
- Hajda, P, V Novotny, X Feng, and R Yang. "Simple Feedback Logic, Genetic Algorithms and Artificial Neural Networks for Real-Time Control of a Collection System." *Water Science and Technology* 38, no. 3 (1998): 187–95.
- Hou, S.-L., and N.L. Ricker. "Minimization of Combined Sewer Overflows Using Fuzzy Logic Control." In *Proceedings of IEEE International Conference on Fuzzy Systems*, 1203–10. IEEE, 1992.
- International Federation of Automatic Control. World Congress. *A Bridge Between Control Science and Technology*. Edited by Janos J. Gertler and László Keviczky. Vol. 6. The University of Virginia: Technology & Engineering, 1985.
- Lee, J, and K.W Bang. "Characterization of Urban Stormwater Runoff." *Water Research* 34, no. 6 (2000): 1773–80.
- Marinaki, Magdalene, and Markos Papageorgiou. "Central Flow Control in Sewer Networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 123, no. 5 (September 1997): 274–83.

- . *Optimal Real-Time Control of Sewer Networks*. 01 ed. Advances in Industrial Control. London: Springer-Verlag, 2005.
- Messmer, A., and M. Papageorgiou. “Multireservoir Sewer-Network Control Via Multivariable Feedback.” *Journal of Water Resources Planning and Management* 118, no. 6 (November 1992): 585–602.
- Natale, L., and E. Todini. “A Stable Estimator for Linear Models: 1. Theoretical Development and Monte Carlo Experiments.” *Water Resources Research* 12, no. 4 (August 1976): 667–71.
- . “A Stable Estimator for Linear Models: 2. Real World Hydrologic Applications.” *Water Resources Research* 12, no. 4 (August 1976): 672–76.
- Neuman, Shlomo P., and Ghislain De Marsily. “Identification of Linear Systems Response by Parametric Programming.” *Water Resources Research* 12, no. 2 (April 1976): 253–62.
- Pleau, M, H Colas, P Lavallee, G Pelletier, and R Bonin. “Global Optimal Real-Time Control of the Quebec Urban Drainage System.” *Environmental Modelling & Software* 20, no. 4 (April 2005): 401–13.
- Pleau, M., H. Colas, A. Lebrun, and F. Methot. “Minimizing Combined Sewer Overflows in Real-Time Control Applications.” *Water Quality Research Journal of Canada* 31, no. 4 (1996): 775–86.
- Salamero, Maria, Gabriela Cembrano, Isabel Escaler, Joseba Quevedo, Vicenç Puig, and Jaume Figueras. “Real Time Optimization of the No Flooding / No CSO Binomium: The Barcelona Sewer Network Case.” In *Global Solutions for Urban Drainage*, 1–17. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2002.
- Schütze, Manfred, Alberto Campisano, Hubert Colas, Wolfgang Schilling, and Peter a. Vanrolleghem. “Real Time Control of Urban Wastewater Systems—where Do We Stand Today?” *Journal of Hydrology* 299, no. 3–4 (December 2004): 335–48.
- Tan, P.C., C.S. Berger, K.P. Dabke, and R.G. Mein. “Recursive Identification and Adaptive Prediction of Wastewater Flows.” *Automatica* 27, no. 5 (September 1991): 761–68.
- Weyand, Michael. “Real-Time Control in Combined Sewer Systems in Germany—some Case Studies.” *Urban Water* 4, no. 4 (December 2002): 347–54.