

Année Universitaire : 2011-2012



Master Sciences et Techniques : Hydrologie de Surface et Qualité des Eaux

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du Diplôme de Master Sciences et
Techniques

**Gestion des eaux pluviales dans les projets
d'aménagement Cas de la ville de Casablanca**

Présenté par:

M. Younes KHDAYCHI

Encadré par:

M. Said ASSANFE, Bureau d'Etudes Techniques NOVEC, Rabat

M. Lahcen BENAABIDATE, Professeur à la Faculté des Sciences et Techniques, Fès

Soutenu Le 20 Juin 2012 devant le jury composé de:

- **Pr. A. Lahrach**
- **Pr. L. Benaabidate**
- **Pr. A. Fekri**
- **Pr. A. Chaouni**

Stage effectué à : NOVEC, Rabat





Mémoire de fin d'études pour l'obtention du Diplôme de Master Sciences et Techniques

Nom et prénom: KHDAYCHI Younes

Année Universitaire : 2011/2012

Titre: Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : cas de la ville de Casablanca

Résumé

Le développement de l'urbanisation n'a pas été sans conséquences sur le cycle de l'eau : augmentation des écoulements due à l'imperméabilisation, accélération des écoulements avec la création du chemin préférentiel dû à l'artificialisation des hydrosystèmes, création d'obstacles à l'écoulement...

Ces phénomènes peuvent en saturant le réseau être la cause d'inondations ou de déversement d'eaux usées dans le milieu naturel. Ils participent aussi lorsque les réseaux sont unitaires aux dysfonctionnements des systèmes d'épuration

L'assainissement par réseau a montré ses limites. Depuis les années 70, de nombreuses techniques, dites alternatives ou compensatoires, susceptibles de compléter, voire de se substituer complètement au système par réseau, ont été imaginées. Toutes reposent sur la même stratégie : essayer de se rapprocher le plus possible du cycle naturel de l'eau, c'est-à-dire continuer à utiliser au mieux les cheminements que prenait l'eau avant l'urbanisation.

Les principes de base de ces solutions nouvelles peuvent ainsi se résumer en une seule phrase : retarder le transfert de l'eau vers les exutoires de surface et accélérer son évacuation vers les exutoires souterrains.

Ces systèmes ont été mis en place et testés dans différents pays depuis plusieurs dizaines d'années pour les plus anciens : chaussées à structures réservoirs avec ou sans revêtements poreux, bassins de retenue, puits d'infiltration, tranchées drainantes, stockage en toiture, etc. Toutes ces expériences ont montré que ce type de technique permettait de réduire très significativement les pointes de débit ainsi que les masses de polluants déversées. Elles ont également mis en évidence le fait que l'emploi de technologies alternatives aux réseaux d'assainissement pluvial n'augmente pas les coûts de viabilisation à l'échelle de la zone équipée, et que leur utilisation contribue à diminuer de façon très sensible les coûts en équipements structurants d'assainissement.

Ces techniques innovantes, même si elles ne sont pas toutes nouvelles, représentent donc une alternative extrêmement efficace et pertinente à l'assainissement traditionnel par réseau. Par ailleurs, elles peuvent constituer l'occasion ou le moyen de développer de nouveaux espaces « naturels » en ville.

Mots clés: urbanisation, cycle de l'eau, réseau d'assainissement, techniques alternatives ou compensatoires.

TABLE DES MATIÈRES

Introduction.....	1
Chapitre préliminaire : présentation de l'organisme d'accueil.....	3
I- Présentation.....	3
II- Domaines d'intervention.....	6
III- Moyens humains & matériels.....	9
 PREMIÈRE PARTIE : LES EAUX DE RUISSELLEMENT ET LEURS CARACTÉRISTIQUES	
Chapitre I : Impacts du ruissellement et justifications.....	18
I. Impact général du développement urbain sur le ruissellement.....	18
II. Impacts quantitatifs.....	24
III. Impacts qualitatifs.....	28
IV. Impacts sur la morphologie et l'écologie des cours d'eau.....	35
V. Impacts appréhendés des changements climatiques sur le drainage urbain.....	38
Chapitre II : Evaluation quantitative du ruissellement : Aspects hydrologiques.....	41
I. Analyse du ruissellement urbain.....	41
II. Les processus de ruissellement et d'écoulement des eaux pluviales.....	42
III. Précipitation.....	44
IV. Pertes.....	50
V. COURBES IDF.....	51
VI. Les pluies de projet.....	55
VII. Méthode rationnelle pour l'estimation des débits de ruissellement et des hydrogrammes.....	62
VIII. Écoulement souterrain.....	69
 DEUXIÈME PARTIE : NOUVELLES OPTIQUES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES	
Chapitre I : Développement du territoire et pratiques de gestion des eaux pluviales.....	72
I. Principes d'aménagement.....	72
II. Les pratiques de gestion optimales des eaux pluviales.....	77
Chapitre II : Bassins de rétention.....	103
I. Définitions et principe de fonctionnement.....	103
II. Dimensionnement.....	106
III. Conception.....	109

IV. Entretien.....	112
V. Les bassins de rétention : Fiche technique	112
Chapitre III : Conception et dimensionnement d'un bassin de rétention des eaux pluviales - Cas de la ville de Casablanca.....	128
I- Données de base.....	128
II. Conception et dimensionnement du réseau des eaux pluviales.....	130
III. Conception et dimensionnement du bassin de rétention.....	133
IV. Implantation et calage des bassins de rétention.....	139
V. Réalisation du projet.....	140
VI. Estimation du coût du projet.....	146
Conclusion.....	147

Introduction

L'urbanisation massive et mal maîtrisée est un facteur majeur de la genèse des inondations, puisque d'une part s'opposant totalement à l'infiltration, elle entraîne obligatoirement le ruissellement de la totalité des eaux reçues et, d'autre part en réorganisant les écoulements par le biais de l'assainissement, elle peut modifier les phénomènes liés à la propagation des eaux.

L'importance des écoulements d'eaux pluviales et leurs impacts sur l'environnement sont directement reliés aux surfaces imperméabilisées ou drainées. Ainsi, lorsque la situation le justifie et afin de ne pas aggraver la situation existante relative à l'écoulement naturel, pour toute nouvelle construction ou tout nouvel aménagement engendrant une imperméabilisation, il est préconisé une limitation et/ou une régulation des eaux pluviales issues du ruissellement. Celle-ci peut être envisagée par différentes techniques dont l'objet est de compenser les effets négatifs de l'imperméabilisation.

En outre, par contact avec l'air et par phénomène de lessivage des sols et des surfaces (toits, chaussées ...), l'eau de pluie peut se charger en éléments polluants. Ainsi, dans le cas où la contamination des eaux de pluie est avérée ou très probable, il est souhaitable de les traiter avant de les restituer au milieu naturel.

Pour limiter les impacts de ces événements, il a fallu trouver des moyens pour gérer au mieux les eaux pluviales ; comme d'une part on ne peut pas empêcher la pluie de tomber et que d'autre part, il est difficile de faire revenir l'urbanisation en arrière ou de la stopper, on s'est reposé sur des ouvrages qui permettraient de retenir une partie des eaux.

C'est donc la raison pour laquelle se sont développés tous les types de bassins de rétention d'eau pluviale ; leur but est de ne laisser passer qu'un faible débit sur une durée plus importante. Pour cela, il est nécessaire de stocker l'excédent d'eau qui ruisselle sur le terrain en question.

Le présent rapport a pour objectif principal de présenter les différentes approches et techniques permettant de minimiser les impacts hydrologiques pouvant être associés au développement urbain. Les approches à préconiser étant souvent spécifiques à chaque site, ces pratiques de gestion optimales (PGO), et leur cadre d'application doivent être en principe adaptés à chaque situation.

Afin de traiter ce sujet de « **gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement** », ce rapport est divisé en deux parties, la première s'intéressera à l'évaluation des impacts que peuvent provoquer les eaux de ruissellement ainsi qu'une évaluation quantitative du phénomène. Ensuite, il sera question dans la deuxième partie de la définition et de l'exploitation des nouvelles approches de gestion des eaux pluviales dans le but d'adapter au mieux la conception et le dimensionnement des ouvrages d'assainissement.

Chapitre préliminaire : présentation de l'organisme d'accueil



NOVEC est le fruit de la fusion entre les sociétés **Ingema** et **Scet-Scom**, dont CDG Développement est l'actionnaire de référence.

NOVEC regroupe désormais les activités des deux bureaux d'étude, dont il convient de rappeler les plus importantes :

Scet-Scom (fondée en 1958) : Bâtiment, Aménagements urbains, Agriculture et développement rural, Alimentation en eau et Assainissement.

Ingéma (fondée en 1973) : Grandes infrastructures (Barrages, Autoroutes, Ouvrages d'art, Ports, Tunnels), Ressources en eau, Energie et Environnement.

NOVEC emploie près de 600 collaborateurs, intervient dans des domaines d'activité variés et dispose de nombreuses implantations régionales. Ainsi, NOVEC, dont le siège social est à Rabat, est également présente à l'échelle régionale à travers ses agences. Elle opère également à l'international, où elle est appelée à devenir l'un des bureaux de référence, notamment en Afrique et au Moyen-Orient.

A travers la création de NOVEC, CDG Développement ambitionne de doter le pays d'une ingénierie d'excellence, offrant des services de haut niveau dans les métiers en rapport avec le développement territorial durable, tant à l'intérieur du Royaume qu'à l'international.

I- Présentation

1 -Renseignements généraux

-Raison sociale : NOVEC

- Forme juridique : Société anonyme

- Capital : 25.700.000 DH

-Adresse siège : Angle Av. Annakhil et Mehdi Ben Barka -Hay Riad – Rabat - Maroc

-Tél : (212) 537576200 / (212) 537576800

-E-mail : info@novec.ma

2 -organisations

Dans le but d'offrir les meilleurs services d'études ou d'assistance à ses clients,  dispose d'un personnel qualifié qui assure le fonctionnement de ses divers départements opérationnels et supports :

- Direction Eau, Aménagement et Environnement

- Département Eau potable & Assainissement
- Département Aménagement Urbain
- Département Ressources en Eau
- Département Environnement

- Direction Développement

- Département Agriculture & Développement rural
- Département Energie
- Département OPC
- Service Développement Durable

- Direction Infrastructure

- Département Barrages
- Département Rails, Routes et Autoroutes
- Département Ouvrages d'art
- Département Géologie & Géotechnique

-Direction Bâtiment

- Direction Financière & Juridique

- Département Commercial et Marketing

- Département Ressources Humaines

- Département Support

- Département technique et Management du Savoir

-Service Qualité

3- Moyens humains

NOVEC compte presque **600** collaborateurs dont 202 ingénieurs, 227 techniciens et 103 Administratifs



4- Domaines d'activités

- Grandes infrastructures (Barrages ; autoroutes, ouvrages d'art, Ports, Tunnels)
- Bâtiment
- OPC
- Aménagements Urbains
- Ressources en eau
- Agriculture et développement rural
- Alimentation en eau potable et assainissement
- Etudes environnementales
- Ingénierie énergétique et industrielle
- Ingénierie maritime

5- Services et missions

- Etudes générales
- Faisabilités
- Projets complets
- Dossiers d'appel d'offres
- Assistance technique à l'exécution
- OPC et Maîtrise d'oeuvre

- Expertise

6- Moyens informatiques

NOVEC dispose de puissants moyens informatiques, y compris un grand parc de matériel et une logithèque de référence relative aux domaines d'activité de la société.

II- Domaines d'intervention

1- BARRAGES & OUVRAGES SOUTERRAINS

- Etudes préliminaires
- Etudes d'exécution
- Auscultation
- Expertise
- Assistance technique durant l'exécution

2- Bâtiment & génie civil

- Ingénierie de bâtiment et Génie Civil
- Etudes techniques en tous corps d'état
- Etudes de faisabilité
- Expertise de bâtiments
- Etude de réhabilitation
- Assistance au maître d'ouvrage
- Suivi des travaux

3- INFRASTRUCTURES DE TRANSPORT

- Routes
- Autoroutes
- Ouvrages d'Art
- Ingénierie de mobilité, circulation et transport
- Ingénierie ferroviaire
- Etudes de définition et d'exécution des routes, autoroutes et voies de contournement
- Etudes de rectification des tracés
- Etudes de dédoublement des routes principales
- Expertise d'assainissement et de drainage
- Assistance technique à la maîtrise d'oeuvre
- Audits des travaux de construction

4- Assainissement & AEP

- Adduction et distribution d'eau potable
- Etudes des ouvrages de captage des eaux
- Station de traitement et de pompage d'eau potable
- Réservoirs et réseaux de distribution d'eau potable

- Adduction et distribution d'eau potable
- Animations villageoises et études socio-économiques
- Assistance technique et suivi des études et des travaux

5- Ressources en eau & hydro électricité

- Etude des ressources en eau superficielle : Plans Directeur, études de réévaluation, hydrologie des barrages et des bassins versants
- Etude des ressources en eau souterraine : Etudes hydrogéologique et de modélisation
- Planification et gestion des ressources en eau : Gestion des barrages via des modèles de prévision hydrologique dans le cadre des PDAIRE
- Modélisation hydraulique : Ondes de rupture de barrages, modèles hydraulique des oueds et zones d'épandage
- Assainissement routier, portuaire et touristique
- Protection contre les inondations
- Etude des usines hydro-électriques
- Etude des microcentrales
- Expertise des équipements hydromécaniques et électriques des barrages
- Etudes des stations de traitement, de pompage, de transfert et des stations de relevage
- Assistance technique des travaux d'installation des équipements des barrages

6- Hydraulique & agriculture

Irrigation, drainage & aménagements fonciers

- Inventaire et évaluation des ressources naturelles (eau et sol)
- Plans directeurs et études de factibilité d'aménagement hydro-agricole
- Etude des ouvrages de mobilisation et de transferts des eaux
- Etude des réseaux d'irrigation et de drainage
- Pistes rurales
- Aménagements anti-érosifs

Développement agricole et rural

- Etudes générales de mise en valeur agricole de commercialisation des produits agricoles
- Etudes agro-socio-économiques régionales
- Proposition de mise en valeur et programme d'intervention
- Evaluation financière et économique des projets.
- Suivi et évaluation des projets

Etudes des Sols

- Analyse des sols d'aptitude des sols
- Carte pédagogique.

- Classifications des sols.

Barrages & Ouvrages Hydrauliques

- Plans directeurs d'aménagement des eaux des bassins hydrauliques.
- Etudes techniques et socioéconomiques des barrages hydrauliques.

7- Infrastructure urbaine

- Schéma directeur d'assainissement,
- Voirie et réseaux divers,
- Evacuation des eaux pluviales et usées
- Dimensionnement des réseaux d'eaux pluviales et usées
- Assainissement des zones littorales,
- Epuration des eaux usées
- Etudes générales de développement touristique
- Infrastructure des zones industrielles
- Assistance au maître d'ouvrage et suivi des travaux

8- Etudes environnementales

- Evaluation environnementale
- Etudes d'impact
- Etudes d'assainissement solide
- Etudes de décharges contrôlées
- Evaluation des risques
- Assistance technique de suivi travaux de décharge

9- Géologie & hydrogéologie

- Barrages & Tunnels
- Routes & Autoroutes
- Zones touristiques
- Recherche des matériaux de construction
- Modélisation et synthèse hydrogéologiques
- Reconnaissances géologiques et Géotechniques

10- Ingénierie énergétique et industrielle

- Services de maintenance industrielle
(Réhabilitation d'installation, études de fiabilité, organisation et gestion de la maintenance)
- Service de consultance énergétique

(Transport et distribution de l'énergie, efficacité énergétique, énergies renouvelables)

- Sécurité incendie
- Vidéo surveillance
- Audits énergétiques

11- Ingénierie maritime

- Etudes techniques
- Maîtrise d'oeuvre
- Assistance à maîtrise d'ouvrage

III- Moyens humains & matériels

1- Personnel

NOVEC est composée de 600 collaborateurs dont 202 ingénieurs, 227 techniciens et 103 administratifs.

NOVEC fidélise son personnel en valorisant la responsabilité et le travail d'équipe tout en stimulant l'innovation et l'amélioration des compétences techniques.

2- Locaux

7.200 m² de bureaux conçus spécialement pour répondre aux besoins d'un bureau d'ingénieurs conseils.

Les locaux de NOVEC sont pourvus d'un câblage informatique généralisé et comportant notamment :

- Une grande salle de conférence
- Sept grandes salles de réunion
- Une bibliothèque et deux salles d'archives, gérées par un personnel spécialisé

3- Centre de Documentation et d'Archives

Consciente du rôle de l'information dans la prise de décision, NOVEC dispose d'un grand centre de documentation (CDA) et de deux grandes salles d'archives.

Muni d'un personnel spécialisé et d'un matériel et logiciels sophistiqués, le CDA constitue une fierté de NOVEC .

Riche en références, le fonds archivistique de NOVEC est composé de :

- 40400 Rapports et plans d'étude
- 3000 Livres
- 70 comptes rendus de congrès
- 2000 Articles

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : Cas de la ville de Casablanca

- 1800 Cartes
- 20 abonnements aux revues spécialisées
- 100 Catalogues

Entièrement informatisée et accessible en ligne par tout le personnel, la base de données documentaire ne cesse de s'enrichir de jour en jour.

La politique de gestion documentaire et archivistique de **NOVEC** est reconnue par la plupart de ses collaborateurs et clients pour lesquels **NOVEC** apporte souvent, conseil et soutien.

L'adoption d'une solution de Gestion Electronique des Documents (GED), a en outre permis à **NOVEC** de sécuriser et de valoriser tout son patrimoine désormais en grande partie scanné et indexé.

4- Service informatique

Placé sous l'autorité du département support, le service informatique assure et garantie la disponibilité et la continuité des services dont il se charge à savoir :

- L'infrastructure informatique et électrique
- Le réseau informatique
- Le réseau téléphonique
- La messagerie électronique
- Postes travail et périphériques
- Application, logiciels métiers et bureautiques
- Serveurs et ressources communs.

5- Système de sécurité

NOVEC dispose d'une plate forme de sécurité avancée qui se décline essentiellement dans les solutions suivantes :

- Check Point R60 : Le leader en sécurité Internet destiné pour sécuriser les accès de l'extérieur vers le réseau local NOVEC.
- ISA SERVER 2006 : Solution intégrée Microsoft destinée pour sécuriser et filtrer les accès des utilisateurs NOVEC vers Internet.
- Inter Scan virus Wall : Une solution d'antivirus
- Internet et contre les logiciels espions et les menaces de messagerie
- Barracuda : Solution physique d'antispam
- MODUS : Solution logique d'antispam

6- Parc matériel

Type d'équipement	Nombre
Poste de travail de bureau	440
Poste de travail mobile	183

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : Cas de la ville de Casablanca

Imprimantes	100
Traceurs	9
Scanner A4	16
Scanner A3	8
Scanner A0	2
Fax	7
Serveurs	20
Baie de stockage	2 (12 To)
Routeur	6
Postes téléphoniques	191
Postes GSM	200

7- Parc logiciel

Bureautique	MS Office Standard MS Office Professionnel MS Visio
Paie & Gestion du personnel	SAGE, AGIR
ERP gestion des projets	Project Manager MS Project
Gestion documentaire et courrier	Humming Bird
Intranet et Collaboration	SharePoint
Base de données	M S SQL 2000 ; 2005 <input type="checkbox"/> Oracle

8- Logiciels métiers

Activités	Logiciels
Barrages	▪ Inventaire de site des barrages (ISBA) ▪ Calculs des écoulements dans les milieux poreux par la méthode des éléments finis (SEEP/W)

	<ul style="list-style-type: none"> ▪Calculs de stabilité des remblais zonés et dimensionnement des soutènements des talus de fouilles ou naturels par ancrages et géo-synthétiques (GEO-SLOPE/W) ▪Modélisation et calcul des structures en éléments finis (EFFEL, ROBOBAT et ANSYS) ▪Stabilité des barrages poids (CADAM et RS-DAM) ▪Calculs hydrauliques (laminage, vidange, courbe de remous) ▪<input type="checkbox"/> Traitement des mesures d'auscultation des barrages (CONDOR 2004) ▪Modélisation statique et dynamique (FLAC 2D et 3D)
Activités	Logiciels
Hydraulique fluviale	<ul style="list-style-type: none"> ▪Calcul des écoulements en régime transitoire unidimensionnel grâce à la résolution des équations complètes de Barré de Saint Venant (MIKE 11) ▪Calcul des écoulements en régime transitoire bidimensionnel (MIKE21) ▪Coulage dynamique entre modèle hydraulique de rivière MIKE 11 et le modèle d'écoulement à surface libre MIKE 21 (MIKE FLOOD) ▪Génération des cartes d'inondation et représentation spatialement des écoulements (MIKE 11 GIS couplé au logiciel ARCVIEW GIS) ▪Outil de présentation des résultats de MIKE 11 et de MIKE 21 sous formats graphiques et tableaux (MIKE VIEW) ▪Calcul des écoulements en régime transitoire unidimensionnel (HECRAS) ▪<input type="checkbox"/> Calcul des écoulements dans les ouvrages hydrauliques (CULVERT MASTER) ▪<input type="checkbox"/> Calcul des paramètres hydrauliques dans une section à surface libre (FLOW MASTER) ▪<input type="checkbox"/> Calcul de laminage (NAIADE)
Hydraulique urbaine	<ul style="list-style-type: none"> ▪Equilibrage des réseaux maillés (EPANET) ▪<input type="checkbox"/> Simulation des écoulements en régime

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : Cas de la ville de Casablanca

	<p>transitoire dans les réseaux hydrauliques en charge (CEBELMAIL)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ <input type="checkbox"/> Calcul des adductions d'eau en gravitaire et en refoulement
--	---

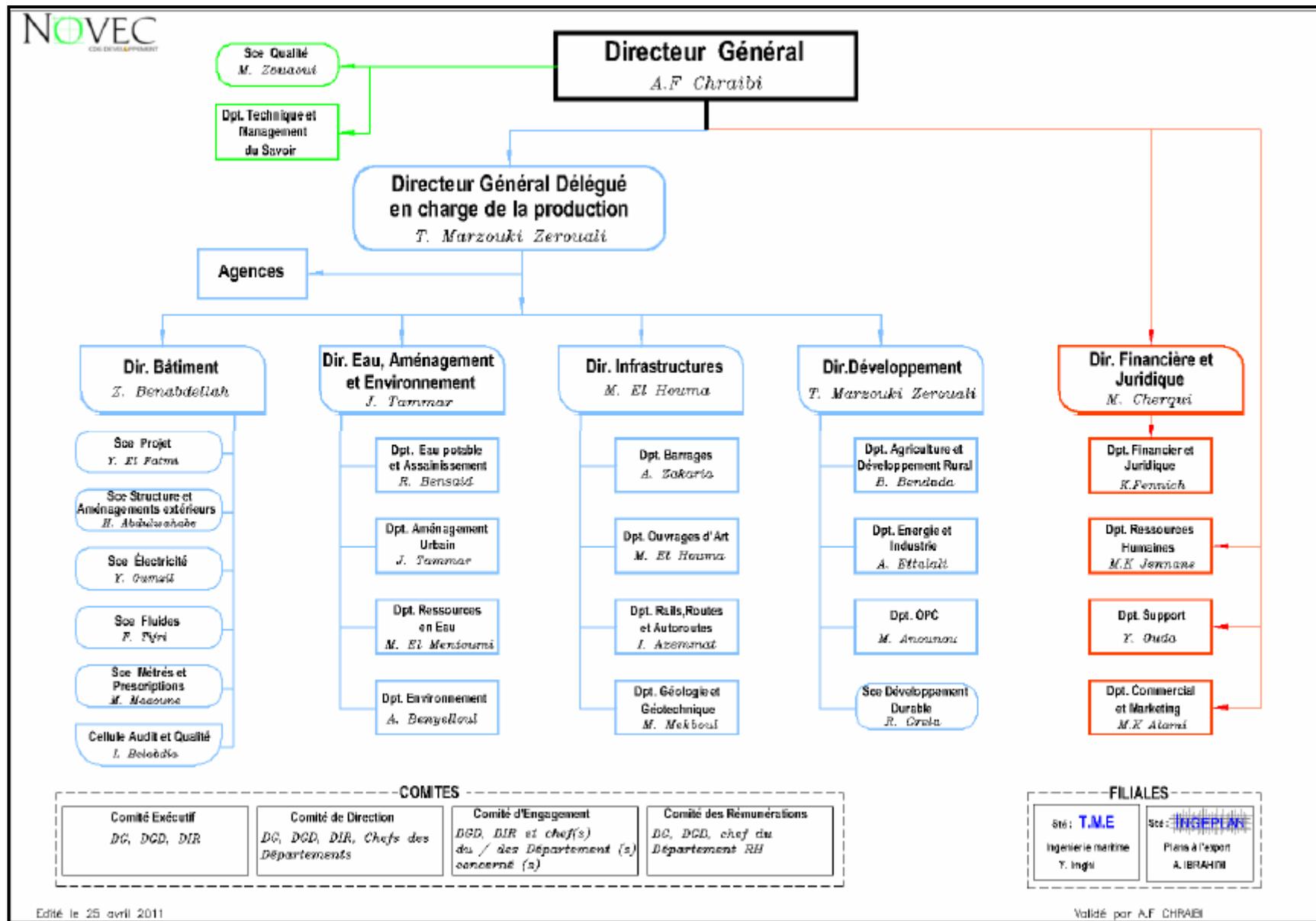
Activités	Logiciels
Hydrologie	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Chaîne de traitement hydro pluviométrique (HYDRO) comportant 4 volets : pluviométrie, hydrométrie, transport solide et traitements statistiques ▪ <input type="checkbox"/> Base de données BADR 21 : Système d'information de données élaborées relatives aux ressources en eau ▪ <input type="checkbox"/> Modélisation de bassins versants, calcul des crues (HEC1, NAM) ▪ <input type="checkbox"/> Modèle pluie – débit (S.B.O.T. Moulouya)
Gestion des ressources en eau	MIKE BASSIN
Hydrogéologie	Modélisation d'aquifères (MODELFLOW 2000, AQUIFEM)
Mécanique des roches	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Analyse stéréographique : calcul géométrique tectonique (ROSCIENCE) ▪ <input type="checkbox"/> Modélisation Sol / Roches / Structures / Souterrains (FLAC 3D)
Tracé routier	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Conception du tracé MX ROAD ▪ Micro piste ▪ Logiciel de calcul des métrés ▪ AutoCAD ▪ Grapher six

Activités	Logiciels
Ouvrages d'art	<ul style="list-style-type: none"> ▪HADES et SETRA pour les dimensions des fondations profondes de type barrettes et pieux ▪MUR de SETRA pour le calcul des murs de soutènements ▪☐EFFEL pour la modélisation et le calcul des structures en éléments finis ▪☐ROBOBAT pour la modélisation et le calcul des structures en éléments finis ▪☐Logiciel de calcul de métrés, de calcul des tabliers des ponts à poutres et des ponts dalles, et de calcul des descentes de charges (développé en interne) ▪Modélisation et calcul des structures en éléments finis (EFFEL, ROBOBAT et ANSYS)
Ingénierie énergétique et industrielle	<ul style="list-style-type: none"> ▪Calcul d'éclairage (CALCULUX) ▪☐Calcul des réseaux électriques (ECODIAL 3)
CAO et cartographie	<ul style="list-style-type: none"> ▪Logiciel de cartographie (ARCVIEW) ▪Dessin assisté par ordinateur : CAD, ADFER, AUTOCAD MAP (2007), CIVIL 3D et MX ROAD
Activités Logiciels Bâtiment et génie civil	<ul style="list-style-type: none"> ▪☐Dessin assisté par ordinateur : AUTOCAD 2009 – AUTOCAD MEP 2010 ▪☐Modélisation et calcul des structures en éléments finis (ARCHE, EFFEL et ROBOBAT) ▪☐Equilibrage des réseaux maillés (EPANET) ☐Dessin assisté par ordinateur pour les lots secondaires (Fluides) : FISA 2010, BLOCK LOAD, SANI-WIN, FISADUCT, FISA-PCR, FISARESA☐
Activités	Logiciels

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : Cas de la ville de Casablanca

Activités Logiciels Bâtiment et génie civil (suite)	<ul style="list-style-type: none">▪ Règles techniques de construction : CD REEF▪ <input type="checkbox"/> Installations électriques : CANECO BT et HT▪ Calcul des réseaux électriques (ECODIAL 3)▪ <input type="checkbox"/> Logiciel de métré : ATTIC+
Aménagements urbains	<ul style="list-style-type: none">▪ Dessin assisté par ordinateur : AUTOCAD 2009 – AUTOCAD MEP 2010▪ Assainissement (Conception routière, conception giratoire, DAO) : MENSURA 6▪ <input type="checkbox"/> Equilibrage des réseaux maillés (EPANET)▪ <input type="checkbox"/> Installations électriques : CANECO BT et HT
Eau et environnement	<ul style="list-style-type: none">▪ Dessin assisté par ordinateur : AUTOCAD 2009 – AUTOCAD MEP 2010▪ <input type="checkbox"/> Equilibrage des réseaux maillés (EPANET)<input type="checkbox"/> Simulation des écoulements en régime transitoire dans les réseaux hydrauliques en charge (CEBELMAIL)▪ <input type="checkbox"/> Arc GIS

Gestion des eaux pluviales dans les projets d'aménagement : Cas de la ville de Casablanca



Chapitre I : Impacts du ruissellement et justifications

Ce chapitre examine de façon générale les principaux impacts hydrologiques qu'on peut associer à une urbanisation du territoire. On retrouvera aux sections qui suivent une vue d'ensemble des différents impacts et une discussion générale des approches qui permettent de les minimiser. La dernière section du chapitre traite par ailleurs de la question des changements climatiques et suggère une approche pour en tenir compte dans la conception des réseaux de drainage.

I. Impact général du développement urbain sur le ruissellement

L'urbanisation dans un bassin versant peut produire des changements importants au cycle naturel de l'eau. Le remplacement des sols perméables qu'on retrouve à l'état naturel par des surfaces imperméabilisées, comme les toits ou les routes et les parking, entraîne une augmentation de la quantité de ruissellement ainsi qu'une dégradation des milieux récepteurs. Historiquement, jusqu'aux années 1960 en Amérique du Nord, l'évacuation rapide et efficace des eaux pluviales s'est avérée le principal (et souvent le seul) objectif visé par la mise en place des réseaux de drainage. Les conséquences de cette approche étaient prévisibles, conduisant à des inondations en aval, une pollution accrue des milieux récepteurs et des modifications aux cours d'eau.

La figure 1 montre les principales composantes du cycle hydrologique. La précipitation qui atteint le sol peut soit ruisseler directement jusqu'à un cours d'eau, s'infiltrer dans le sol ou être interceptée par la végétation.

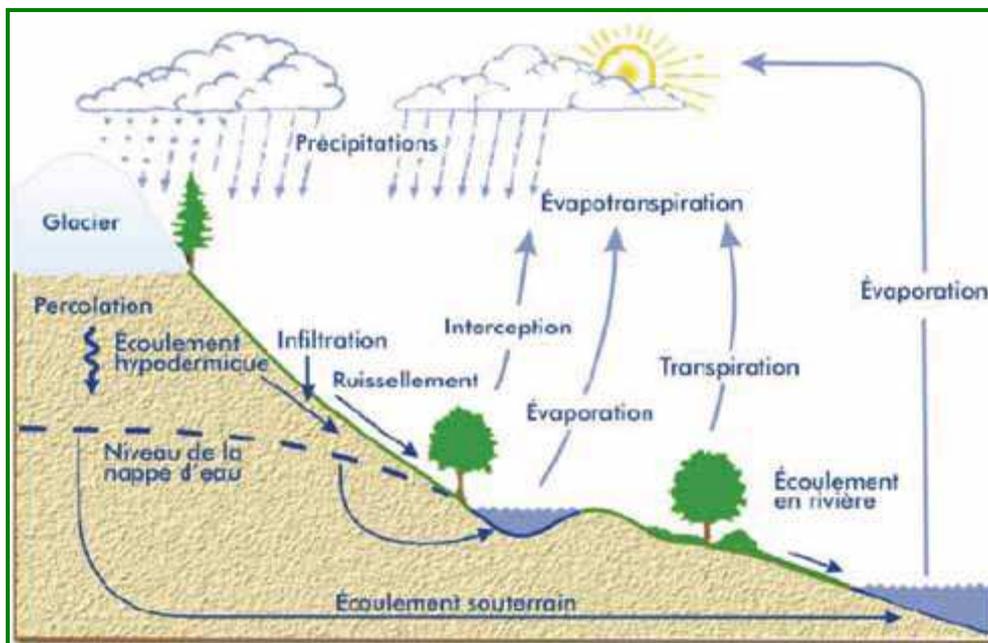


Figure 1. Composantes du cycle hydrologique [3].

La pluie retenue par interception et une partie des quantités d'eau de surface peut retourner à l'atmosphère par évaporation. Quant à l'eau infiltrée, elle peut en partie percoler pour recharger la nappe phréatique et en partie s'écouler de façon souterraine pour rejoindre les cours d'eau ou la mer ne portion de l'eau infiltrée qui



est emmagasinée près de la surface du sol est retournée à l'atmosphère par les plantes via un processus de transpiration. Les écoulements d'eaux souterraines maintiennent les débits dans les cours d'eau entre les événements pluvieux et sont conséquemment un facteur déterminant pour le maintien des habitats.

Pratiquement donc, la précipitation s'abattant sur un territoire pourra prendre une ou l'autre des directions suivantes :

- Après une percolation à faible profondeur, l'eau pourra rejoindre un cours d'eau en s'écoulant lentement à travers le sol (écoulement hypodermique);
- Après une percolation verticale, elle ira rejoindre la nappe phréatique;
- Retour dans l'atmosphère (par évaporation des surfaces ou transpiration de la végétation);
- Écoulement sur le sol – ruissellement de surface.

Traditionnellement, la conception des réseaux de drainage urbain s'est concentrée uniquement sur la composante de ruissellement de surface. Les tendances plus récentes en matière de gestion des eaux pluviales, ayant mis en évidence l'importance de contrôler non seulement l'augmentation des débits de ruissellement mais également les volumes, nécessitent de porter une attention plus poussée aux autres composantes, en particulier les processus d'infiltration.

De façon générale, les techniques et méthodes de drainage à privilégier devraient viser à reproduire le mieux possible les conditions qui prévalaient avant le développement, ce qui implique nécessairement de tenir compte de l'ensemble des composantes dans le cycle hydrologique.

L'analyse du bilan hydrique permet d'évaluer quelle portion de la précipitation ruissellera ou s'infiltrera. Les impacts de l'urbanisation sur le cycle de l'eau, qui sont schématisés à la figure 2, sont essentiellement liés à l'imperméabilisation des surfaces qui entraîne une réduction marquée des capacités d'infiltration du sol. Le pourcentage de la pluie qui ruisselle augmentera donc avec le développement urbain, ce qui produira nécessairement une augmentation des débits et des volumes de ruissellement.

Figure 2.
Impacts de l'urbanisation sur les milieux aquatiques (Chocat, 1997) [3].

Cette modification des paramètres



de ruissellement, couplée avec l'efficacité accrue des canaux et réseaux de drainage, se traduit finalement par une augmentation de la fréquence et de l'ampleur des débits dans les cours d'eau, et ce, pour la gamme complète des débits en temps de pluie.

Les débits d'étiage, en période de temps sec, pourront quant à eux diminuer dans certains cas à cause de l'urbanisation (figure 3). La principale cause de cette réduction est la diminution des quantités d'eau infiltrées qui ne peuvent plus ainsi contribuer à la recharge des nappes souterraines. La mise en place de conduites peut également avoir un effet sur le niveau de la nappe phréatique dans un secteur urbanisé. La baisse des débits d'étiage pourra en retour avoir un impact sur la concentration des polluants dans les cours d'eau considérant les capacités de dilution qui sont réduites.

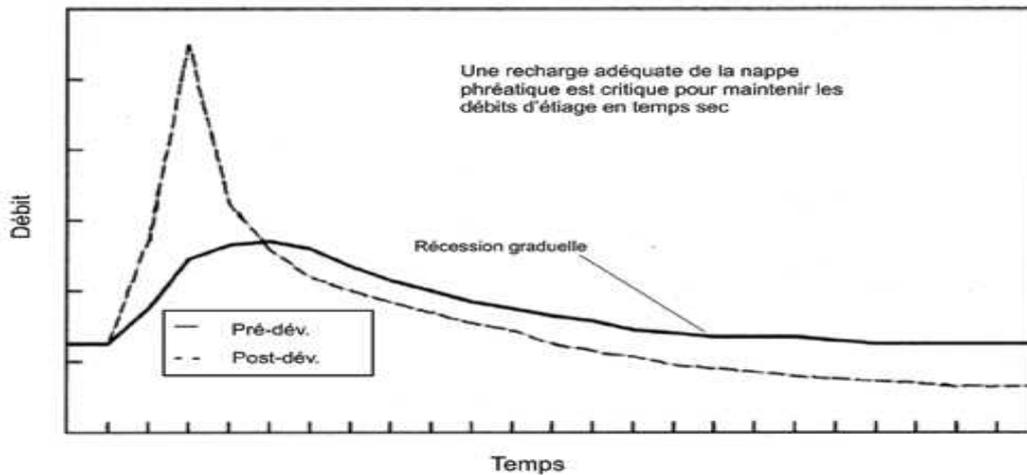


Figure 3. Diminution des débits d'étiage due à une recharge diminuée des eaux souterraines (Adapté de MDE, 2000) [3].

Les figures 4 et 5 fournissent d'autres représentations générales des modifications pouvant être apportées aux différentes composantes du cycle hydrologique par l'urbanisation d'un territoire. Globalement, on constate donc qu'il se produit avec l'urbanisation une altération significative de la quantité d'eau infiltrée et aussi de la partie de la précipitation qui peut s'évaporer, ce qui influence de façon marquée non seulement les débits de pointe qui sont générés mais également les volumes de ruissellement. Si on désire minimiser les impacts et tenter de reproduire après le développement les conditions qui prévalaient avant l'urbanisation, on devra donc, comme le recommandent les approches et tendances plus récentes en gestion des eaux pluviales, porter une attention particulière à la gestion des volumes de ruissellement (et non pas seulement aux débits de pointe).

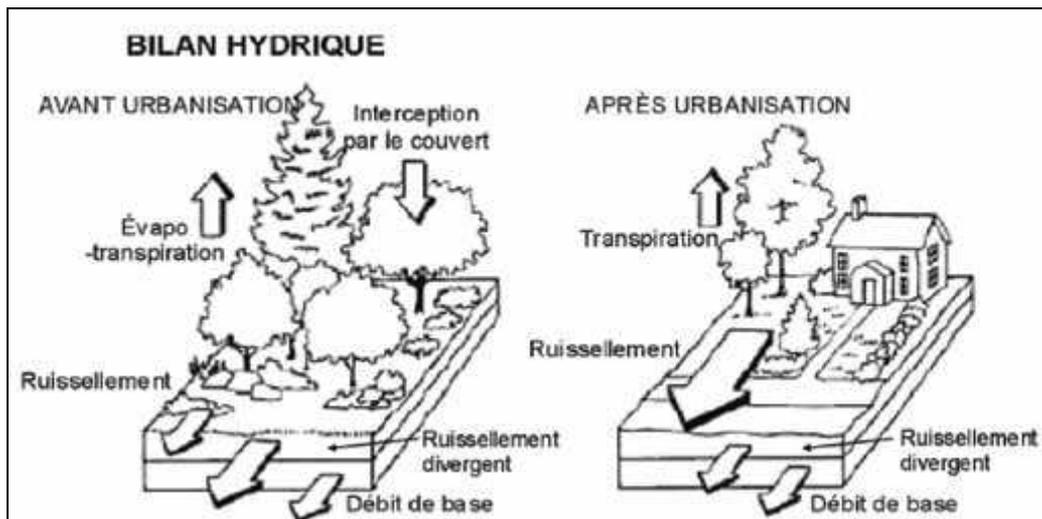


Figure 4. Modifications aux paramètres hydrologiques dues à l'urbanisation (adapté de Schueler, 1987) [3].

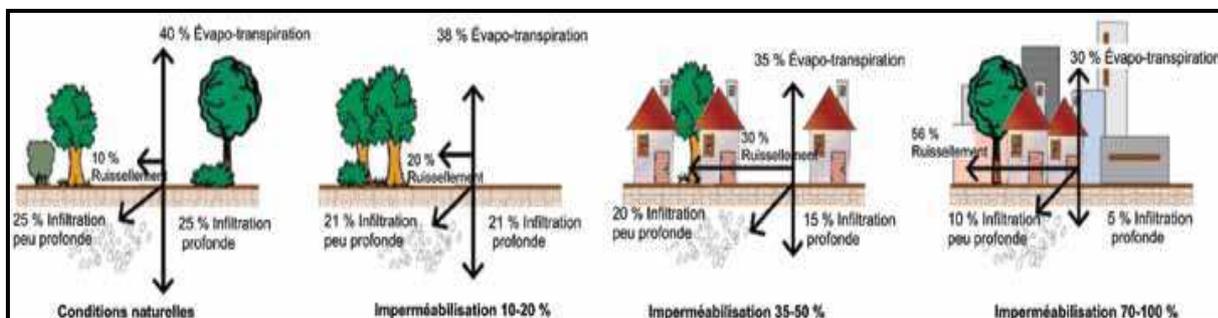


Figure 5. Modifications aux paramètres hydrologiques dues à l'urbanisation – Les valeurs des paramètres sont approximatives (adapté de FISRWG, 1998) [3].

Les approches à privilégier pour la réduction des volumes de ruissellement comprennent des techniques impliquant l'infiltration, l'évapotranspiration et la réutilisation des eaux pour différents usages. Comme ces pratiques sont plus difficilement applicables à grande échelle, il est recommandé donc, de tenter d'effectuer les contrôles le plus près possible de la source. Les pratiques traditionnelles de gestion des eaux pluviales, comme les bassins de rétention, offrent très peu de possibilités quant à la réduction des volumes puisqu'ils ne produisent généralement qu'un simple décalage dans le temps des débits (les volumes totaux se déversant au milieu récepteur étant pratiquement inchangés par le bassin).

Cet impact sur le régime hydrologique est par ailleurs non uniforme en ce qui a trait aux périodes de retour des événements considérés. En effet, plusieurs études ont permis d'établir que les effets de l'urbanisation sur les débits sont plus importants proportionnellement pour les événements fréquents que pour les événements plus rares. À titre d'exemple, Hollis (1975) a observé pour un bassin avec un pourcentage imperméable de 30 % que les débits de récurrence 1 dans 100 ans augmentaient par un facteur 1,5 alors que ceux pour une récurrence de 1 dans 2 ans ou annuel augmentaient par des facteurs variant de 3,3 à 10,6 respectivement.

De plus, à mesure que le territoire s'urbanise, on assiste à une augmentation du ruissellement pour des épisodes de pluies fréquentes (par exemple inférieur à une fréquence de 1 dans 2 ans) et, conséquemment, à une augmentation de la fréquence d'apparition de pointes de débit dans les réseaux et cours d'eau. À titre d'exemple, lorsqu'on est en présence d'un champ ou d'une forêt, les petites pluies produiront un ruissellement faible ou même nul alors qu'après l'urbanisation, ces mêmes pluies pourront générer des débits plus appréciables.

La figure 6 fournit une illustration de ce point, en mettant en évidence les différences importantes de ruissellement généré entre un boisé et une aire de stationnement largement imperméabilisée. La figure fait également ressortir le fait que les écarts relatifs entre les débits de ces deux états du territoire sont plus importants dans le cas de pluies moins abondantes, donc plus fréquentes. La gestion du ruissellement pour de **petits événements pluvieux** est un aspect important à considérer pour le contrôle de la qualité des eaux rejetées et de l'érosion en cours d'eau.

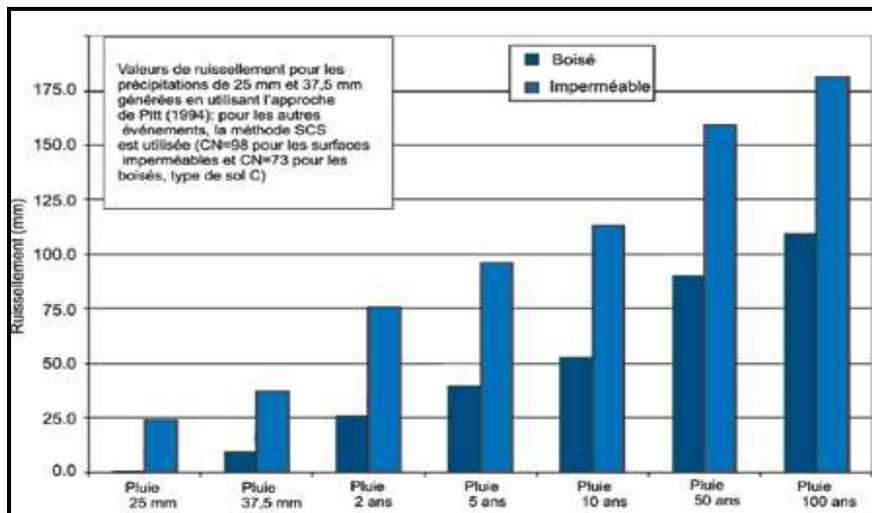


Figure 6. Comparaison des quantités ruisselées entre un secteur boisé et un autre complètement imperméabilisé (adapté du manuel de Pennsylvanie, 2006). Voir chapitre 6 pour une discussion de la méthode SCS et des indices de ruissellement (CN) [3].

La figure 7 illustre quant à elle le fait que l'urbanisation entraînera une augmentation de la fréquence des débits se situant au-dessus du seuil critique pouvant générer de l'érosion dans les cours d'eau.

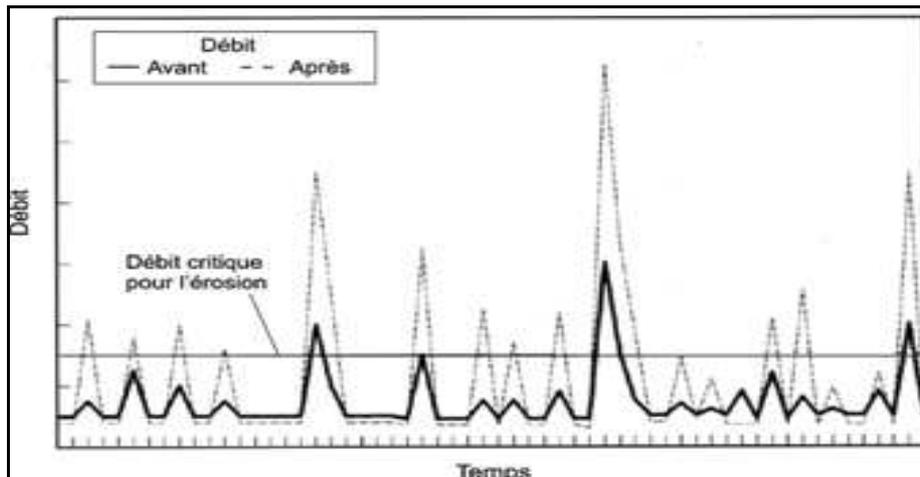


Figure 7. Illustration pour l'augmentation de la fréquence des débits plus grands que le seuil critique pour l'érosion en cours d'eau (adapté de MDE, 2000) [3].

Si l'objectif est de préserver la qualité des milieux récepteurs, on constate donc qu'il devient important de minimiser le couvert imperméable et de gérer efficacement les eaux de ruissellement au fur et à mesure que se poursuit l'urbanisation dans un bassin versant.

Globalement, les impacts de l'urbanisation touchent les aspects tant quantitatifs que qualitatifs, ce qui a évidemment un effet sur la morphologie des cours d'eau qui agissent comme milieu récepteur et la qualité des habitats dans ces milieux. Ces différents aspects sont examinés plus en profondeur aux sections suivantes.

La dernière section de ce chapitre abordera les impacts appréhendés des changements climatiques.

II. Impacts quantitatifs

Comme le montre la figure 8, adaptée de Marsalek (1991), le pourcentage imperméable fournit un indicateur fondamental des changements hydrologiques associés à l'urbanisation : au fur et à mesure que l'imperméabilisation d'un secteur augmente, les pourcentages de ruissellement de surface et d'infiltration se modifient et pour un terrain 100 % imperméable, le pourcentage d'infiltration est relativement faible.

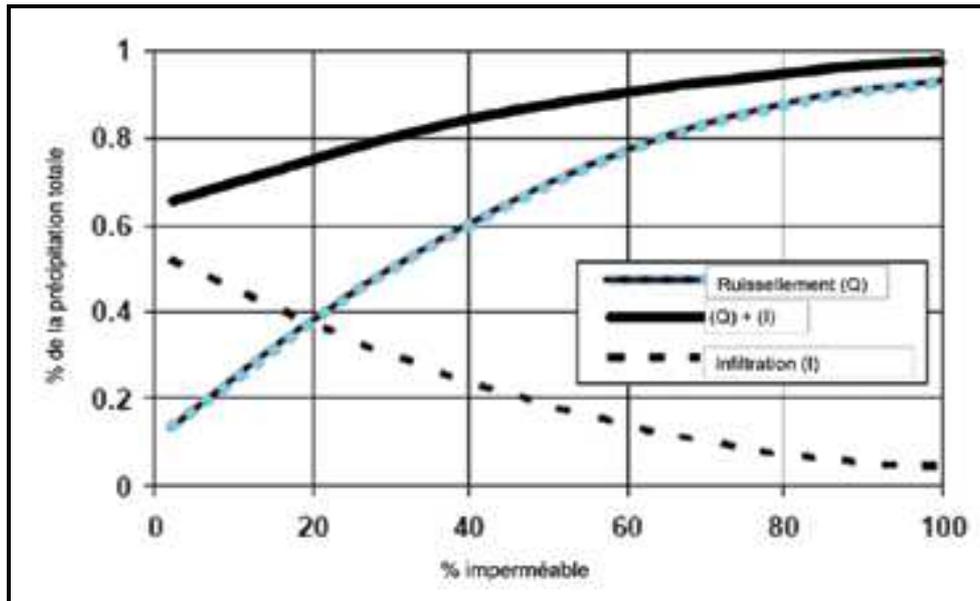


Figure 8. Changement dans les paramètres hydrologiques

avec l'urbanisation (adapté de Marsalek, 1991 (cité dans Aquafor Beech, 2006) [3].

La figure 9, basée sur les mesures obtenues aux États-Unis dans le cadre du programme NURP (National Urban Runoff Program, EPA, 1983), illustre cette relation qui a été établie entre le coefficient de ruissellement et le pourcentage imperméable. On constate évidemment que le pourcentage de précipitation qui est transformé en ruissellement augmente proportionnellement avec le pourcentage imperméable. Soulignons que les événements inclus dans ce graphique sont de façon générale des événements d'ampleur relativement petite et on constate également qu'il y a une dispersion appréciable des quantités qui ruissellent pour un même pourcentage d'imperméabilité, ce qui peut évidemment dépendre d'autres caractéristiques des bassins étudiés (comme la pente) mais également des conditions antécédentes de précipitation.

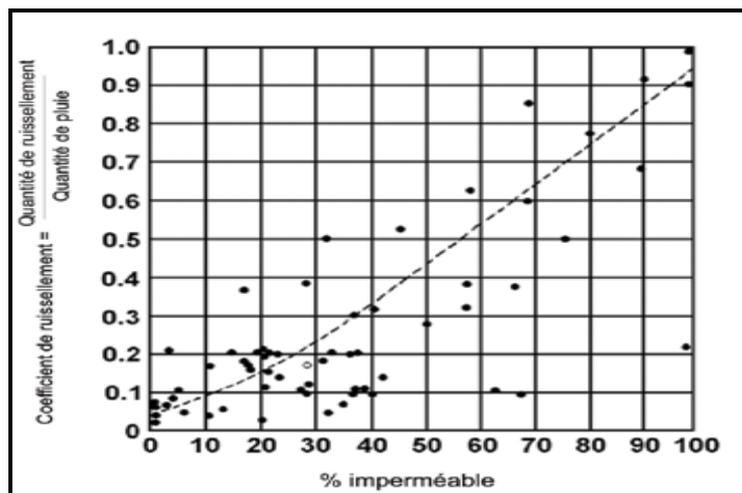


Figure 9. Relation entre le coefficient de ruissellement et le pourcentage imperméable (EPA, 1983) [3].

La figure 10 illustre par ailleurs les répercussions générales de l'urbanisation pour l'aspect quantitatif, en examinant les conséquences observables pour un cours d'eau. Dans le cas d'un bassin versant développé

avec une densité moyenne, cette urbanisation se traduit directement par une série de modifications aux conditions hydrologiques. Parmi les principales conséquences, on retrouve notamment (Schueler, 1987) :

- un débit de pointe deux à cinq fois supérieur aux niveaux antérieurs à l'urbanisation;
- l'augmentation du volume des eaux de ruissellement à chaque événement pluvieux;
- la diminution du temps de concentration;
- des inondations pouvant être plus fréquentes et plus importantes;
- une baisse du débit de base des cours d'eau durant les périodes de sécheresse prolongées, en raison de la baisse de l'infiltration dans le bassin versant;
- l'augmentation de la vitesse de l'écoulement.

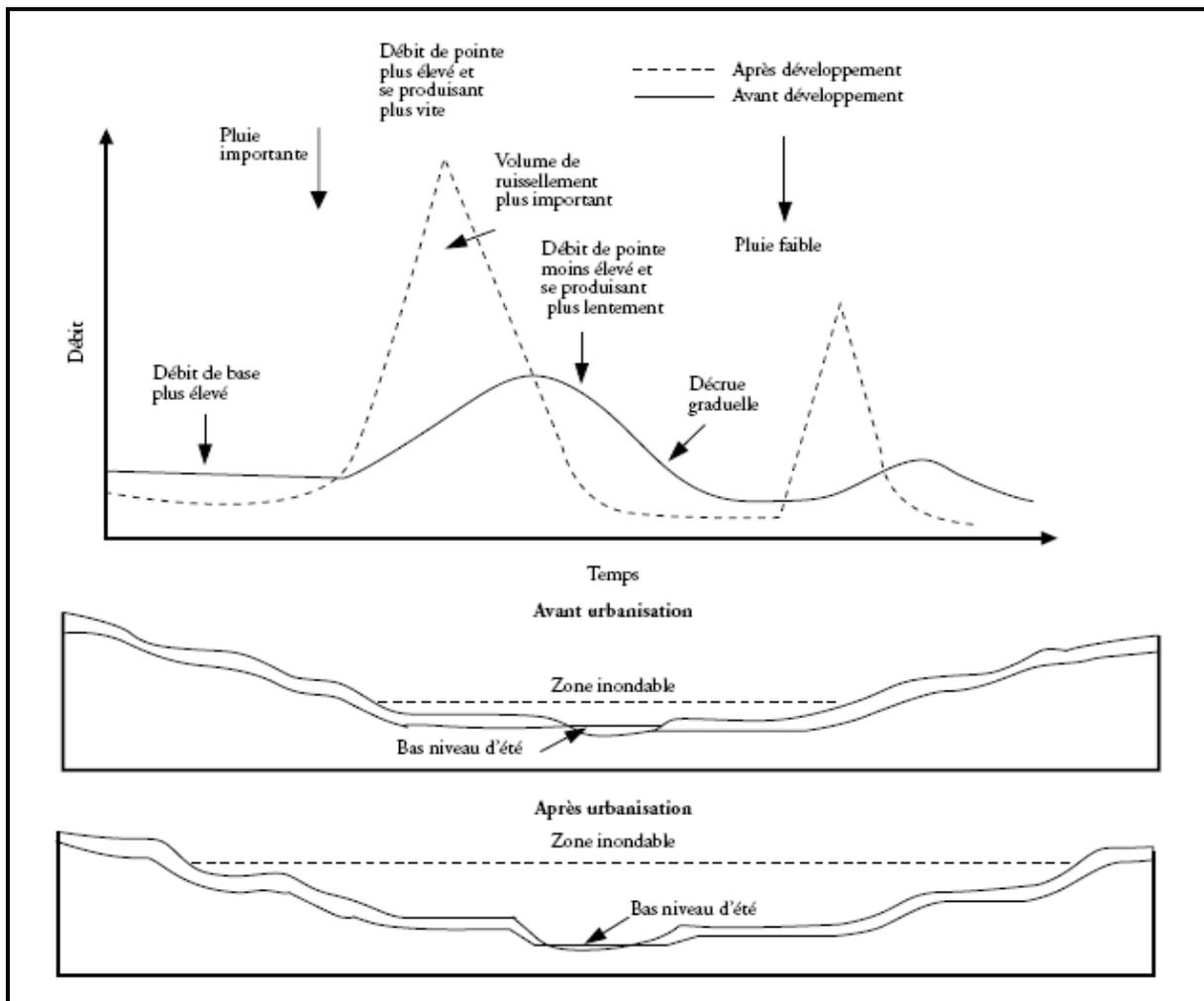


Figure10. Modifications de l'hydrologie du bassin versant causées par l'urbanisation (adapté de Schueler, 1987).

Généralement, il est observé que les débits de récurrence plus rare sont moins affectés que les débits plus fréquents et que les impacts hydrologiques de l'urbanisation tendent à diminuer, en terme relatif, à mesure que l'intervalle de récurrence augmente. Hollis (1975) et plusieurs autres chercheurs ont indiqué qu'il n'était pas rare qu'un événement associé auparavant à une période de retour de 1 dans 10 ans devienne, avec une



urbanisation accrue, un événement beaucoup plus fréquent, avec par exemple une période de retour de 1 dans 2 ans.

Une autre importante caractéristique des bassins versants imperméabilisés suite à l'urbanisation est la production de ruissellement même durant des événements pluvieux relativement petits. Comme on l'a déjà souligné, en conditions naturelles ces précipitations ne génèrent pas ou peu de ruissellement à cause de l'interception, de l'infiltration et de l'évapotranspiration, alors qu'avec l'urbanisation, on crée de nouveaux événements de ruissellement.

Cette modification peut évidemment apporter des impacts non négligeables à la morphologie des cours d'eau.

Un autre élément mis en évidence par la figure 10 est l'augmentation non seulement du débit de pointe mais aussi du volume de ruissellement. Il est important de reconnaître qu'un bassin de rétention qui n'a pour objectif que de limiter les débits après ruissellement à ceux qui prévalaient avant le développement ne fait que retenir les volumes de ruissellement accrus et les relâcher en les décalant dans le temps. Ceci pourra donc créer des conditions dans les cours d'eau où on relâchera un débit pouvant potentiellement causer de l'érosion pendant une période relativement longue. C'est pourquoi les techniques et approches de réduction près de la source des volumes de ruissellement deviennent importantes à considérer dans un plan de gestion des eaux pluviales.

Un des principes fondamentaux de la gestion des eaux pluviales devrait être de préserver ou de reproduire le mieux possible, par différentes techniques et pratiques, le cycle hydrologique naturel, cela non seulement pour les débits relativement rares (pour minimiser les inondations et refoulements) mais également pour les débits associés à des événements pluvieux plus fréquents.

En résumé, les principaux impacts hydrologiques causés par un développement urbain non contrôlé sont les suivants :

– Augmentation des volumes de ruissellement

L'imperméabilisation du territoire entraîne une augmentation des volumes ruisselés totaux, non seulement pour des événements pluvieux importants mais aussi pour de petites pluies, qui ne produisent pas ou peu de ruissellement en conditions naturelles.

– Augmentation des vitesses de ruissellement

Les surfaces imperméabilisées et les sols compactés, ainsi que l'efficacité des réseaux de conduites et de fossés, font augmenter la vitesse à laquelle se produit le ruissellement.

– Temps d'écoulement écourté

Avec l'augmentation des vitesses de ruissellement, le temps de réponse hydrologique est plus rapide.

– Augmentation des débits de pointe

Les débits dans un bassin urbain peuvent être de 2 à 5 fois plus élevés que pour un bassin non développé; les différences varient avec la période de retour considérée, l'augmentation pour des débits rares étant généralement plus faible que celle pour des débits plus fréquents.

– Diminution des débits d'étiage



L'infiltration réduite causée par l'urbanisation produit des cours d'eau avec des débits d'étiage plus faibles en temps sec et diminue la quantité d'eau qui peut alimenter les nappes souterraines.

III. Impacts qualitatifs

Jusqu'au début des années 1980, on considérait les eaux pluviales comme une source de pollution relativement mineure.

De nombreuses études, comme le *Nationwide Urban Runoff Program* (NURP) des États-Unis (EPA, 1983) et d'autres études menées au Canada et en Europe, démontrent clairement que le ruissellement des eaux pluviales peut constituer une importante source de pollution. En fait, comme le montrent les tableaux 1 et 2, la quantité de polluants charriée annuellement par les eaux de ruissellement urbaines peut se comparer à celle des effluents d'eaux usées et des rejets industriels.

Tableau 1. Comparaison de la qualité des eaux de débordement des réseaux unitaires, des eaux pluviales et des effluents des stations d'épuration (adapté de Brouillette – 2001) [3].

Paramètres	Unités	Surverses de réseaux unitaires ¹⁻²	Eaux pluviales ²	Eaux usées traitées ³
Coliformes fécaux	(UFC/100 mL)	200 000 – 1 000 000	1 000 – 21 000	>=500
Matières en suspension	(mg/L)	270 – 550	67 – 101	15 – 30
DBO5	(mg/L O ₂)	60 – 220	8 – 10	15 – 30
Phosphore total	(mg/L P)	1,20 – 2,80	0,67 – 1,66	0,40 – 1,00
Cuivre	(mg/L)	0,102	0,027 – 0,033	0,032
Plomb	(mg/L)	0,140 – 0,600	0,030 – 0,144	0,046
Zinc	(mg/L)	0,348	0,135 – 0,226	0,410

¹ U.S. EPA (1983) ² Metcalf & Eddy (2003) ³ OMOE (1987)

Tableau 2. Qualité des eaux de débordement des réseaux unitaires, des eaux pluviales et des effluents des stations d'épuration (adapté de Novotny et Olem, 1994) [3].

Type de rejet	DBO5 (mg/L)	MES (mg/L)	Azote total (mg/L)	Phosphore total (mg/L)	Plomb (mg/L)	Coliformes totaux (UFC/100 mL)
Eaux pluviales (a)	10 – 250 (30)	3 – 11 000 (650)	3 – 10	0,2 – 1,7 (0,6)	0,03 – 3,1 (0,3)	10 ³ – 10 ⁸



Site de construction (b)	ND	10 000 – 40 000	ND	ND	ND	ND
Débordement de réseaux unitaires (a)	60 – 200	100 – 1 100	3 – 24	1 – 11	(0,4)	$10^5 - 10^7$
Zone avec industries Légères c	8 – 12	45 – 375	0,2 – 1,1	ND	0,02 – 1,1	10
Ruissellement de toit (c)	3 – 8	12 – 216	0,5 – 4	ND	0,005 – 0,03	10^2
Effluent d'égout non traité (d)	(160)	(235)	(35)	(10)	ND	$10^7 - 10^9$
Effluent de station d'épuration (e)	(13)	(13)	(ND)	(0,56)	ND	$10^1 - 10^6$ (coliformes fécaux)

Note : () = moyenne; ND = non disponible; station d'épuration avec traitement secondaire (biologique)

(a) Novotny et Chesters (1981) et Lager et Smith (1974)

(b) Recherches non publiées – Wisconsin Water Resources Center

(c) Ellis (1986)

(d) Novotny *et al.*, (1989)

(e) MAMROT (2008). Évaluation de performance des ouvrages municipaux d'assainissement des eaux pour l'année 2007.

Les eaux de ruissellement en milieu urbain contiennent généralement un taux élevé de matières en suspension et peuvent avoir une incidence considérable sur la concentration en métaux, en sels, en éléments nutritifs, en huile et en graisse, en micro-organismes et en d'autres substances qui contaminent les plans et les cours d'eau récepteurs. Cela peut se répercuter sur les réserves d'eau potable, l'habitat aquatique, les activités récréatives, l'agriculture et l'esthétique. Les principales sources de pollution sont les contaminants des zones résidentielles ou commerciales, les activités industrielles, la construction, les rues et les aires de stationnement, les zones gazonnées et les retombées atmosphériques.

La figure 11 illustre les effets des polluants sur les ressources hydriques; pour ce qui est de l'importance relative, ce sont généralement les matières en suspension et les nutriments qui représentent la majeure partie de la quantité totale de polluants.

Le tableau 3 donne un aperçu des contaminants généralement présents dans les eaux de ruissellement, de leurs sources possibles et des répercussions qui leur sont associées. Globalement, les répercussions les plus importantes au niveau qualitatif incluent notamment (Marsalek, 2001; Amec *et al.*, 2001) :

- La réduction du taux d'oxygène dissous dans les cours d'eaux

Le processus de décomposition de la matière organique utilise l'oxygène dissous dans l'eau, qui est essentiel pour les poissons et plusieurs types d'organismes vivant dans l'eau. Comme une certaine quantité de matière organique est lessivée lors du ruissellement, les niveaux d'oxygène dissous peuvent baisser rapidement et atteindre des niveaux où les poissons ne pourront plus subsister.



- L'augmentation de la concentration des matières en suspension (MES)

Les particules provenant des sols érodés ou des rues et aires de stationnement sont une composante commune du ruissellement urbain. Une quantité excessive de MES peut nuire à la vie aquatique en affectant la photosynthèse, la respiration, la croissance et la reproduction. Les particules transportent également d'autres polluants qui sont attachés à leurs surfaces, incluant les nutriments, les métaux et les hydrocarbures. Une turbidité élevée due aux sédiments augmente les coûts de traitement pour l'eau potable et réduit la valeur des eaux de surface pour des usages industriels ou récréatifs. Les sédiments peuvent également remplir les fossés et boucher partiellement les conduites de drainage, causant des inondations.

- L'enrichissement dû aux éléments nutritifs

L'augmentation des niveaux de nutriments constitue un problème important puisque ce type de polluants contribue de façon directe à la prolifération d'algues dans les lacs et cours d'eau. Les algues peuvent également bloquer les rayons de soleil qui ne peuvent plus atteindre la végétation aquatique et contribuer à diminuer le taux d'oxygène. Les nitrates peuvent également contaminer les eaux souterraines. Les sources de nutriments dans l'environnement urbain incluent le lessivage des fertilisants, les débris végétaux, les rejets provenant des animaux, les débordements ou pertes des réseaux d'égouts domestiques, les rejets provenant des installations septiques, les détergents ainsi que les particules qu'on retrouve dans l'atmosphère.

- La contamination microbienne

Le niveau de bactéries, virus et autres micro-organismes observé dans le ruissellement urbain dépasse souvent les standards minima de santé publique pour les usages récréatifs de contact. Les microbes peuvent également contaminer différentes espèces aquatiques comestibles et augmenter le coût de traitement de l'eau potable. Les principales sources sont les débordements de réseaux d'égouts domestiques, les installations septiques déficientes, les déchets animaux et certaines espèces animales vivant dans le milieu urbain.

- La pollution causée par les hydrocarbures, les matières toxiques ainsi que le sel et les produits déglaçant de voirie

Les huiles, graisses et l'essence contiennent une large variété de composés d'hydrocarbures, dont certains peuvent être très néfastes pour certaines espèces de poissons. De plus, en quantités importantes, l'huile peut affecter l'approvisionnement en eau et les usages récréatifs des plans d'eau. Les sels et produits déglaçants sont évidemment très répandus au Québec et peuvent causer des chocs toxiques au printemps, lors de la fonte des neiges.

- L'augmentation de la température de l'eau due au réchauffement des débits sur les surfaces étanches et aux installations de gestion des eaux pluviales à ciel ouvert

Lorsque les eaux de ruissellement coulent sur des surfaces imperméables, leur température augmente avant qu'elles atteignent les cours d'eau et lacs. De plus, les températures peuvent être augmentées quand elles transitent par des bassins de rétention peu profonds. Comme l'eau chaude peut contenir moins d'oxygène dissous que l'eau froide, cette « pollution thermique » réduit encore plus l'oxygène dans les cours

d'eau urbains. Les changements de température peuvent affecter dramatiquement certaines espèces de poissons, qui peuvent seulement survivre dans une gamme étroite de température de l'eau.

- Apparition de déchets et de débris

Des quantités considérables de déchets et de débris peuvent être transportées par les réseaux de drainage vers les milieux récepteurs. Le principal impact est souvent la dégradation visuelle des cours d'eau et la réduction de la valeur esthétique et récréative. Dans de plus petits cours d'eau, les débris peuvent causer des blocages qui peuvent provoquer des inondations.

-Une baisse de l'utilisation récréative des eaux à proximité des rivages.

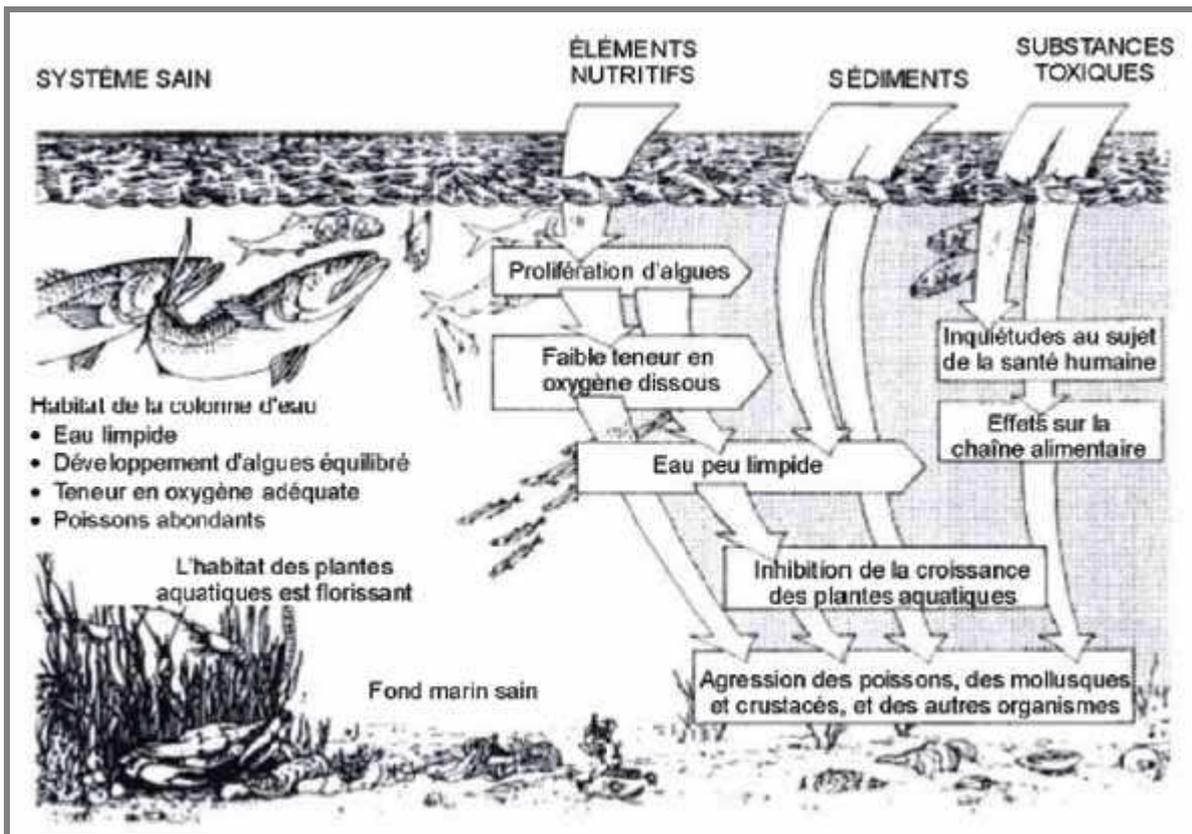


Figure 11. Effets généraux des polluants de source diffuse sur les habitats aquatiques (Infra Guide, 2003) [3].

La dégradation de la qualité de l'eau dans les bassins soumis à l'urbanisation commence lorsque le développement est initié. L'érosion causée par les sites de construction produit de grandes quantités de sédiments qui sont rejetés vers les cours d'eau. Au fur et à mesure que le développement se poursuit, les surfaces imperméables remplacent le couvert naturel et les polluants générés par l'activité humaine commencent à s'accumuler sur ces surfaces.

Durant les précipitations, ces polluants sont par la suite lessivés et atteignent finalement les cours d'eau.

Tableau 3. Aperçu des principaux polluants des eaux pluviales, de leurs sources, de leurs effets et de leurs répercussions connexes [3].

Polluants des eaux pluviales	Sources	Effets	Répercussions connexes



Nutriments (azote/phosphore)	Eaux de ruissellement urbaines (engrais, détergents, débris d'origine végétale, sédiments, poussières, essence, pneus), eaux de ruissellement agricoles (engrais, déchets d'origine animale), installations septiques défectueuses.	Le phosphore est le premier élément nutritif qui pose problème dans la plupart des systèmes d'eau douce. Dans les systèmes d'eau salée, c'est l'azote qui pose problème, mais sa présence est également préoccupante dans les cours d'eau.	Prolifération d'algues, moins de lumière et d'oxygène dissous, émission d'autres polluants. Les éléments nutritifs peuvent limiter les activités de loisirs et de sports (natation, navigation de plaisance, pêche ou autres), réduire l'habitat animal et contaminer les réserves d'eau.
Matières en suspension (M.E.S.)	Chantiers de construction, autres terres remaniées et non couvertes de végétation, berges érodées, sablage des chaussées, ruissellement urbain.	Augmentation de la turbidité et dépôt de sédiments.	Augmentation de la turbidité, moins de lumière et d'oxygène dissous, dépôt de sédiments, étouffement de l'habitat aquatique.
Agents pathogènes (bactéries/virus)	Déchets d'origine animale, Ruissellement urbain, installations septiques défectueuses.	Présence en grand nombre de bactéries et de souches virales, y compris les streptocoques et les coliformes fécaux. Les taux de bactéries sont généralement plus élevés en été; les températures élevées en favorisant la reproduction.	Les réserves d'eau potable, les zones de croissance des mollusques et les plages contaminées présentent des risques pour la santé.
Métaux (plomb, cuivre, cadmium, zinc, mercure, chrome, aluminium, etc.)	Procédés industriels, usure normale des câbles de freins et des pneus des véhicules, gaz d'échappement, fuite de fluides de véhicules, toitures métalliques.	Augmentation de la toxicité des eaux de ruissellement et accumulation (bioamplification) dans la chaîne alimentaire.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Hydrocarbures (pétrole et graisse, HAP)	Procédés industriels, usure des véhicules, gaz d'échappement, fuites de fluides de véhicules, huiles usées	Aspect dégradé de la surface des eaux, interactions entre l'eau et l'air limitées (moins d'oxygène dissous). Les hydrocarbures ont une forte affinité pour les sédiments.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Composés organiques [pesticides, biphényles polychlorés (BPC), produits chimiques synthétiques]	Pesticides (herbicides, insecticides fongicides, etc.); procédés industriels.	Augmentation de la toxicité chez les espèces animales et les ressources halieutiques sensibles et accumulation (bioamplification) dans la chaîne alimentaire.	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments; bioaccumulation dans les espèces aquatiques et dans toute la chaîne alimentaire.
Sel (sodium, chlorures)	Épandage de sel sur les routes et stockage de sel à découvert	Toxicité chez les organismes; diminution des ressources halieutiques; augmentation des taux de sodium et de chlorure dans les eaux souterraines et de surface. Pourrait perturber le processus respiratoire des espèces végétales à cause de ses effets sur la structure des sols. Peut également provoquer la perte d'autres	Toxicité de la colonne d'eau et des sédiments. Le sel peut entraîner la disparition d'espèces animales, végétales et de ressources halieutiques sensibles. Il peut contaminer les eaux souterraines ou de surface.



		composés nécessaires à la viabilité des végétaux, entraîner leur mort ou réduire leur croissance ou leur diversité en endommageant les racines et les feuilles.	
--	--	---	--

Pour le contrôle de la qualité des eaux ruisselées, il est par ailleurs important de distinguer les **zones qui sont plus à risque** et qui peuvent générer une plus grande quantité de polluants. Des exemples de zones à risque comprennent les aires de maintenance pour les véhicules, les stations-service ou les zones d'entreposage extérieur.

Finalement, **le ruissellement urbain dirigé vers des lacs ou des réservoirs** peut avoir des impacts négatifs spécifiques. Un impact notable est le remplissage des lacs et bassins avec des sédiments. Un autre impact significatif est l'augmentation des nutriments, ce qui peut entraîner la croissance non désirable d'algues et de plantes aquatiques (Eutrophisation).

Les lacs ne peuvent éliminer aussi rapidement les polluants qu'un cours d'eau et agissent comme bassins pour l'accumulation de nutriments, de métaux et de sédiments.

Puisque cela signifie que les lacs peuvent prendre plus de temps à récupérer s'ils deviennent contaminés, on doit donc porter une attention particulière dans ce cas à minimiser la quantité de polluants pouvant s'y déverser.

IV. Impacts sur la morphologie et l'écologie des cours d'eau

Les cours d'eau en milieu urbain répondent et s'ajustent au régime hydrologique modifié qui accompagne l'urbanisation (ASCE/WEF, 1998). La sévérité et l'ampleur de ces ajustements est fonction du degré d'imperméabilisation du bassin et dépend des caractéristiques spécifiques du cours d'eau.

La figure 12 adaptée d'un guide de la Colombie-Britannique (2002), fournit une illustration des impacts progressifs de l'urbanisation sur les cours d'eau urbains. Le principal paramètre dans ce cas est le débit moyen annuel, qui est généralement défini comme l'événement qui contrôle les dimensions des sections en travers du cours d'eau. Comme on peut le constater, l'augmentation de la valeur des débits annuels moyens ainsi que l'augmentation du nombre de fois que se produisent ces débits ont un impact direct sur la stabilité des cours d'eau.

La figure 13 donne une illustration schématique des processus de dégradation des cours d'eau dans un milieu qui s'urbanise. Les différents impacts et ajustements peuvent comprendre notamment (MOE, 2003; Amec *et al.*, 2001) :

- **Augmentation de la section hydraulique pour accueillir les débits qui sont plus importants;**
- **Érosion des berges ;**
- **Perte des arbres et de la végétation en berge à cause de l'érosion;**
- **Augmentation des charges de sédiments à cause de l'érosion et apports additionnels dans un bassin versant en développement;**



-
- **Modification des caractéristiques du lit du cours d'eau** (typiquement, la granulométrie des sédiments pourra changer de particules plus grossières à un mélange de particules plus fines et plus grossières);
 - **Changements dans les caractéristiques physiques du cours d'eau**, comme la localisation et le type de méandre ainsi que les pentes.

L'écologie des cours d'eau urbains et les habitats aquatiques sont également affectés par les changements dans le régime hydrologique, la géomorphologie et la qualité de l'eau qui est associée au développement.

Ainsi, on pourra observer les impacts suivants sur les habitats aquatiques :

- **Dégradation des habitats à cause de l'érosion des berges et de la perte de végétation** les débits plus importants avec des vitesses d'écoulement plus élevées à cause du développement peuvent causer de l'affouillement et détruire des communautés biologiques. L'érosion des berges et la perte de végétation en rive réduisent les habitats pour plusieurs espèces de poissons et d'espèces aquatiques.
- **Réduction des débits de base, avec une augmentation potentielle de la température et une diminution des corridors de circulation des poissons.**
- **Augmentation de la température de l'eau**, plusieurs espèces de poissons sont particulièrement sensibles à la température de l'eau.
- **Diminution de la biodiversité.** Lorsqu'il y a une réduction et une dégradation dans les différents habitats, le nombre et la variété, ou diversité, de plusieurs organismes (plantes aquatiques, poissons, insectes) sont aussi réduits. Les espèces de poissons plus sensibles seront remplacées par des organismes qui sont mieux adaptés à des conditions dégradées.

La diversité et la composition des organismes qu'on retrouve sur les lits des cours d'eau ont fréquemment été utilisés pour caractériser la qualité des cours d'eau urbains.

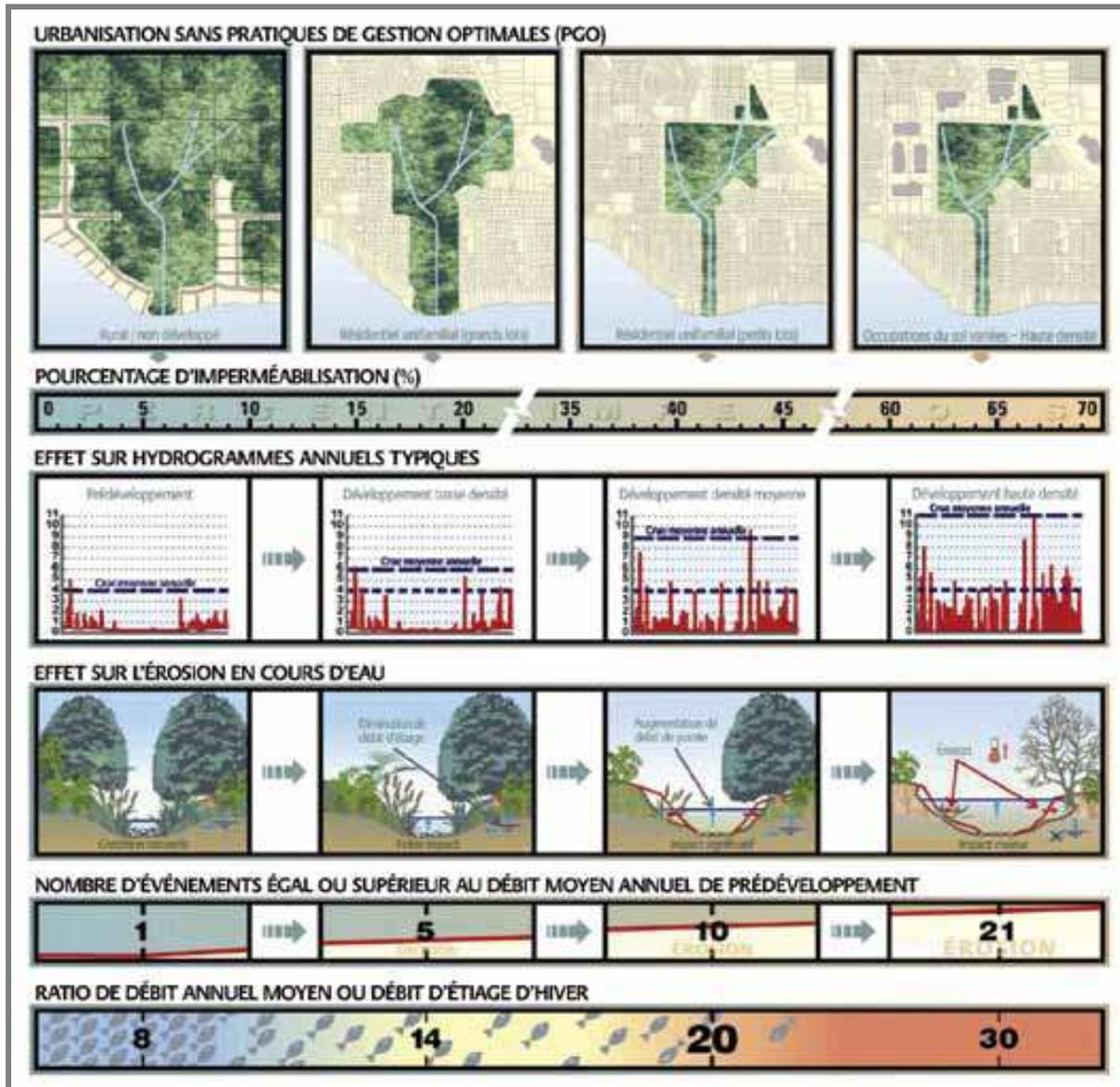


Figure 12 Impacts des changements hydrologiques causés par l'urbanisation (adapté de Stephens et al., 2002) [3].

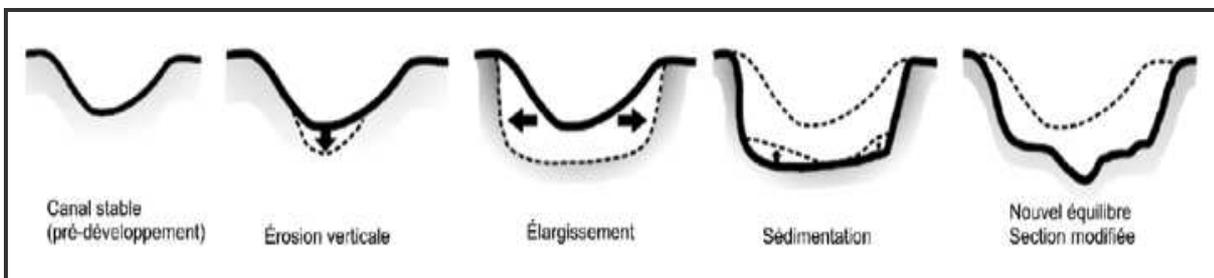


Figure 13. Processus de modifications géomorphologiques des cours d'eau en milieu urbain. (adapté de Amec et al., 2001) [3].



V. Impacts appréhendés des changements climatiques sur le drainage urbain

Il y a maintenant une certaine évidence à l'effet que le climat change à l'échelle de la planète (IPCC, 2007). En ce qui touche le drainage urbain, le rapport le plus récent de l'IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change*) souligne entre autres conséquences qu'il est maintenant très probable que l'intensité et la sévérité des orages soient accentuées dans le futur, ce qui pourra évidemment avoir un impact non négligeable sur la conception des réseaux de drainage et le maintien des niveaux de service.

Ces analyses, qui sont cependant préliminaires et soumises à plusieurs hypothèses, indiquent que les quantités de précipitation pourraient augmenter d'ici 2040 de 4 à environ 21 %, dépendant de la période de retour considérée et de la durée de la précipitation.

Comme le montrent les valeurs du tableau 3, les augmentations sont moins importantes pour des pluies longues et des périodes de retour plus rares. Si on considère toutefois une durée de 2 heures, qui serait une durée représentative pour des orages qui sont les plus critiques en milieu urbain, les résultats regroupés au tableau 3 donnent une gamme d'augmentation variant de 13 à 21 %. On notera par ailleurs, comme le démontrent les résultats détaillés présentés à l'étude de Mailhot *et al.*, (2007), que l'impact de cette augmentation de précipitation sur les débits et volumes de ruissellement n'est pas linéaire.

Ainsi, pour les bassins avec une occupation du sol de type résidentiel, les augmentations de débits et de volumes de ruissellement obtenues par modélisation sont plus importantes que celles pour la précipitation.

Faute de mieux, et en attendant d'obtenir les résultats d'autres études qui permettront de préciser les augmentations de précipitation à prendre en compte, on pourra, pour la conception des réseaux de drainage, majorer les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) obtenues avec les données actuellement disponibles. En se basant sur des valeurs moyennes tirées du tableau 3, cette majoration pourrait s'établir à 20 % pour la conception des réseaux mineurs (périodes de retour de 2 ans à 10 ans) et à 10 % pour la conception des ouvrages associés au réseau majeur et les ouvrages de rétention (périodes de retour de 25 à 100 ans). Ces majorations s'appliquent aux données pluviométriques présentées dans les courbes IDF actuellement disponibles au Québec. Ces recommandations pourront toutefois être modifiées lorsque des analyses plus poussées seront rendus disponibles.

Soulignons par ailleurs que les majorations tirées des modélisations semblent être moins importantes pour des pluies de longues durées. On devrait donc prendre ceci en considération lorsqu'il s'agit d'évaluer par exemple des conditions de prédéveloppement, lorsque des pluies de plus longues durées peuvent être utilisées dans les simulations pour obtenir ces débits.

Finalement, dans certains cas spécifiques, une attention particulière pourrait également être portée aux périodes de redoux hivernal et de pluies en période hivernale, qui pourraient, dans un contexte de changement climatique, se produire plus fréquemment et avec une importance accrue. On devrait donc dans la conception des ouvrages de drainage prendre en compte le fait que ces événements météorologiques



puissent se produire avec une fréquence accrue et ajuster en conséquence les différents éléments de contrôle pour qu'ils puissent quand même demeurer fonctionnels.

Tableau 4. Précipitation régionale moyenne (mm) en climat actuel (période 1961-1990) et futur (période 2041-2070) à l'échelle des stations (adapté de Mailhot et al., 2007) [3].

Durée (heures)	Période de retour (années)	Accroissement Présent-futur (%)
2	2	20,6
	5	18,1
	10	15,8
	25	13,0
6	2	13,9
	5	14,5
	10	13,1
	25	10,1
12	2	1,0
	5	10,0
	10	8,2
	25	5,1
24	2	10,6
	5	8,8
	10	6,9
	25	3,9

Chapitre II : Evaluation quantitative du ruissellement **Aspects hydrologiques**

I. Analyse du ruissellement urbain

La quantité et la répartition dans le temps du ruissellement généré sur un bassin de drainage urbain sont fonction de plusieurs phénomènes dont les importances relatives dépendent de la nature du bassin à



analyser. La réponse hydrologique d'un bassin en particulier est en effet fonction de variables météorologiques (caractéristiques de la pluie) et de variables physiographiques (dimensions, pente et forme du bassin, type de canalisation, type de sol et pourcentage imperméable).

Comme elle est bien intégrée à la pratique du génie municipal et demeure relativement facile à appliquer, la méthode rationnelle peut souvent servir de vérification à des résultats obtenus avec des approches plus sophistiquées. Il n'y a pas de garantie toutefois que le recours à des méthodes plus sophistiquées donnera nécessairement des réponses acceptables ou éliminera les problèmes futurs. Les modèles rendent simplement possible d'analyser le ruissellement en plus grand détail et avec moins d'effort. Un autre avantage de recourir à des modèles de simulation du ruissellement par ordinateur est qu'ils fournissent une base d'analyse commune pour les promoteurs, les villes et les ingénieurs responsables de la conception.

Un des problèmes majeurs qui peut être identifié dans le cadre des analyses pour la gestion des eaux pluviales est la différence entre les résultats qui peuvent être obtenus par différents logiciels ou différentes techniques de calculs. Les divergences peuvent également être causées avec un même logiciel par des données d'entrée différentes pour la pluie de conception ou encore pour les autres paramètres de base comme les pourcentages d'imperméabilité pour les différents types d'occupation du sol. On aura donc avantage, à l'intérieur d'une région, à bien définir pour tous les intervenants ces paramètres de base de façon à uniformiser les résultats sur un territoire.

On constate donc que le recours à une modélisation devient dans bien des cas nécessaire pour l'application de principes de gestion des eaux pluviales. La méthode rationnelle demeure toutefois toujours valable pour le dimensionnement simple de réseaux d'égout pluvial et, comme on le verra ultérieurement, pour estimer les volumes de ruissellement pour de petites surfaces avec un pourcentage imperméable élevé (comme par exemple une surface de stationnement). Les limitations d'application des différentes techniques de calcul, tant de la méthode rationnelle que des autres méthodes plus élaborées d'ailleurs, doivent cependant être bien comprises pour permettre une application appropriée.

Les processus pouvant affecter le ruissellement étant complexes, il faut par ailleurs reconnaître que les différentes méthodes d'estimation des débits et des volumes de ruissellement demeurent empreintes d'une certaine incertitude.

En règle générale, plus le degré d'imperméabilité du bassin versant à l'étude est élevé, moins grande pourra être l'incertitude associée à l'évaluation des débits et volumes de ruissellement. Dans tous les cas, en particulier pour des projets de plus grande envergure, il vaudra souvent mieux valider les résultats avec plus d'une approche.

II. Les processus de ruissellement et d'écoulement des eaux pluviales

Les processus hydrologiques en milieu urbain comprennent différentes composantes qui peuvent être mises à contribution pour la génération du ruissellement. Pour tout système hydrologique, un bilan hydrique peut être défini pour tenir compte des différents chemins que peut emprunter l'eau et des composantes pouvant emmagasiner cette eau. L'équation de continuité exprimée pour un tel système s'écrit :

$$Q_e - Q_s = dS/dt$$

Eq1



où Q_e est le débit entrant, Q_s est le débit sortant et dS/dt est la variation du volume de stockage durant la période de temps considérée. Cette équation est la base permettant d'effectuer des calculs pour le dimensionnement des bassins de rétention.

On peut également établir le bilan en tenant compte des pertes qui sont appliquées à la précipitation. Le ruissellement généré par la précipitation comprend trois composantes :

- Le ruissellement de surface, qui est la résultante observable après que toutes les pertes aient été soustraites;
- L'écoulement hypodermique rapide, dans la couche de sol saturée située près de la surface, pendant et après la précipitation. Dans les forêts (où on retrouve de nombreux petits canaux souterrains produits par la végétation ou les insectes) ou pour des secteurs avec pentes moyennes à fortes, ce processus peut être responsable d'une partie importante des apports à un cours d'eau;
- L'écoulement souterrain, qui s'alimente de la quantité d'eau infiltrée qui a pu percoler jusqu'à la nappe phréatique.

Chacune de ces composantes pourra devenir dominante pour différents types de bassins versants, selon le type de sol en place (épaisseur, perméabilité), le climat ainsi que la végétation en place. En milieu urbain, avec beaucoup de surfaces imperméabilisées, les apports aux écoulements hypodermique et souterrain seront évidemment réduits, alors que la recharge de la nappe sera plus accentuée dans le cas d'une forêt sur un terrain de faible pente. Historiquement, les composantes d'écoulement hypodermique et souterrain n'ont pas été considérées en hydrologie urbaine, alors qu'on s'est plus intéressé au ruissellement de surface pour la conception des réseaux. Avec la prise en compte de pratiques de gestion qui impliquent des mécanismes d'infiltration, on doit toutefois être en mesure de considérer de façon plus approfondie le parcours des eaux ruisselées dans le sol.

Le bilan hydrique simplifié, tenant compte également de la composante pour les eaux souterraines, peut s'écrire (Novotny et Olem, 1994) :

$$P = Q + ET + \Delta S_{\text{surface}} + \Delta S_{\text{souterraine}} \quad \text{Eq2}$$

où P = précipitation

Q = ruissellement de surface

ET = Évapotranspiration

$\Delta S_{\text{surface}}$ = changement de stockage en surface

$\Delta S_{\text{souterraine}}$ = changement de stockage souterrain

En règle générale, l'étude des processus de ruissellement en hydrologie urbaine s'appuie sur le concept défini par Horton pour sa théorie de l'infiltration : le ruissellement de surface est généré après déduction des pertes initiales et lorsque l'intensité de la pluie excède la capacité d'infiltration du sol. La figure 14 illustre les différents paramètres en jeu et fait clairement ressortir trois composantes : les pertes initiales, une fonction de perte par infiltration qui varie dans le temps et finalement la partie de pluie nette qui contribuera directement au ruissellement.

Les pertes initiales et les pertes par infiltration constituent la partie de la pluie qui ne participe pas au ruissellement de surface.

Les pertes initiales varient en fonction des caractéristiques du bassin et incluent les pertes engendrées par l'interception et les dépressions de surface. Les pertes par infiltration varient quant à elles dans le temps et sont fonction entre autres des caractéristiques de la pluie considérée, de la porosité et de la perméabilité du sol, des conditions antécédentes d'humidité du sol et de la présence de végétation. Une fois ces pertes considérées, il reste finalement une quantité de pluie nette qui doit alors être transformée en débit de ruissellement par une fonction de transformation appropriée.

Les données d'entrée pour la modélisation se présentent comme un hyétochrome de pluie nette et le paramètre de sortie est l'hydrogramme des débits de ruissellement; la fonction de transfert est une des différentes méthodes qui sont disponibles et utilisées en hydrologie urbaine pour effectuer cette transformation. Cette fonction de transfert peut être linéaire, comme dans le cas de méthodes simplifiées comme la méthode rationnelle ou de l'hydrogramme unitaire, ou non linéaire, ce qui correspond généralement mieux à la réalité mais qui peut se révéler plus complexe.

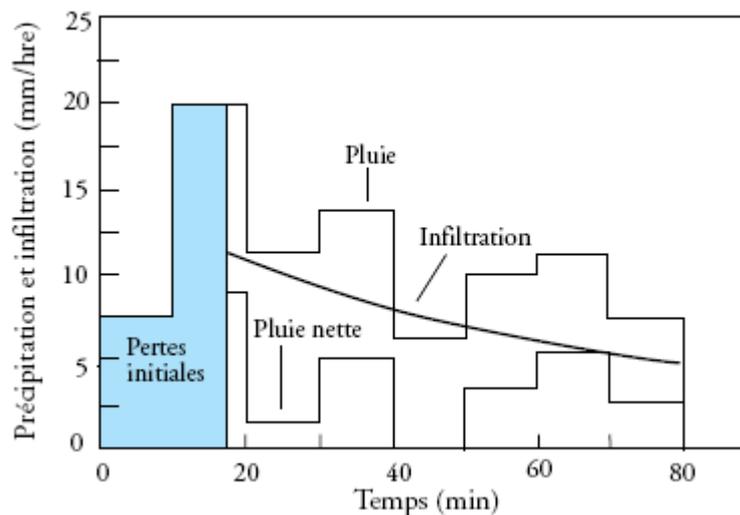


Figure 14. Schématisation – Hyétochromes de pluie et de pluie nette[3].

Les sections qui suivent fournissent des données pratiques concernant les différentes composantes du processus de ruissellement en milieu urbain. Après la précipitation, qui constitue évidemment un paramètre fondamental pour la simulation du ruissellement, on discutera donc aux sections suivantes des différentes pertes qui doivent être considérées pour le calcul de la pluie nette.

III. Précipitation

Pour des systèmes hydrologiques urbains, la précipitation est sans conteste le paramètre le plus important puisqu'elle constitue l'élément moteur générant les débits et volumes de ruissellement devant être pris en compte dans un milieu urbanisé. La précipitation peut se présenter sous forme de pluie ou de neige. De façon générale, les événements pluvieux se produisant en été sont les événements extrêmes à partir desquels s'établit la conception des réseaux; dans certains cas plus rares, cependant, en particulier pour

des secteurs ruraux dont les cours d'eau traversent ultimement des secteurs développés, des événements de pluie combinés avec la fonte des neiges peuvent se révéler plus contraignants.

1. Types d'événements pluvieux

Le déplacement vertical de masse d'air étant le phénomène premier causant la précipitation, les types de précipitation sont souvent définis en fonction des facteurs responsables de ce déplacement d'air. On distingue donc ainsi trois principales catégories de précipitation qui sont illustrées à la figure 15 : par convection, orographique et cyclonique.

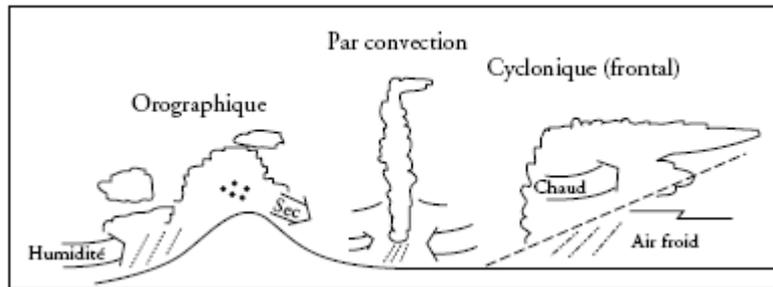


Figure 15. Principaux mécanismes de précipitation (Rivard, 2005) [3].

1.1 Précipitation par convection

Ce type de précipitation est le résultat du réchauffement de l'air à l'interface avec le sol; l'air en se réchauffant se dilate et s'élève, produisant ainsi de forts courants verticaux ascendants. L'air se refroidit ensuite au cours de l'ascension et la précipitation se produit lorsque le point de condensation est atteint. Les précipitations par convection peuvent prendre la forme d'une faible averse ou d'un orage de très forte intensité. Ce processus est celui produisant généralement les forts orages qu'on peut observer vers la fin de l'après-midi, après une journée d'été chaude et humide. Ces orages produisent typiquement des pluies de durée relativement courte mais avec potentiellement de très fortes intensités, générant ainsi des débits de ruissellement importants mais un volume de ruissellement relativement faible. Ce type de précipitation peut donc être contraignant pour la conception d'un réseau de conduites (où le débit de pointe est déterminant pour le dimensionnement) mais pas pour la conception d'un bassin de rétention, où le volume d'eau ruisselé devient le facteur clé.

1.2 Précipitation orographique

Dans ce cas-ci, la précipitation survient lorsque l'air chargé d'humidité est poussé par le vent contre une zone montagneuse et qu'il est alors élevé mécaniquement, ce qui produit un refroidissement. L'autre versant de la zone montagneuse tend à être plus sec et chaud.

1.3 Précipitation cyclonique



Finalement, la précipitation est dans cette catégorie associée avec un mouvement des masses d'air d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Les précipitations cycloniques peuvent être de plus classifiées comme étant produites par le mouvement d'un front froid ou par celui d'un front chaud. On retrouve plus souvent ce type de précipitation à l'automne, où les pluies uniformes et de longue durée pourront produire des volumes ruisselés importants qui seront par exemple utilisés pour valider la conception d'un bassin de rétention.

Cette catégorisation générale des types d'événements pluvieux peut se révéler utile lorsqu'on désire évaluer si une transposition d'événements pluvieux d'une région à une autre est réaliste ou pour l'application d'une pluie mesurée à un endroit précis à l'ensemble d'un grand bassin.

2. Caractérisation des événements pluvieux

Un événement pluvieux possède des caractéristiques internes et des caractéristiques externes. Les caractéristiques internes sont très nombreuses et complexes (Rivard, 2005).

Elles incluent par exemple le temps requis pour atteindre les différentes pointes de fortes intensités, le nombre de pointes à l'intérieur de l'événement pluvieux, la distribution de la quantité de pluie totale par rapport aux pointes, etc. D'un autre côté, les caractéristiques externes sont la quantité totale de pluie, sa durée, l'intensité moyenne et la durée entre deux événements ou le temps écoulé depuis la pluie précédente. Ce dernier paramètre fait intervenir le problème de définition d'un événement pluvieux indépendant.

Plusieurs techniques ont été proposées pour établir quelle était la période de temps minimum entre deux périodes de pluie à partir de laquelle on pouvait affirmer que les deux événements pluvieux avaient été produits par deux systèmes météorologiques indépendants. On s'entend généralement pour dire qu'une durée minimale de 3 à 6 heures entre deux événements pluvieux est suffisante pour assurer l'indépendance entre les événements.

Par ailleurs, un système de drainage urbain est constitué de différentes composantes qui réagissent chacune à certaines caractéristiques des événements pluvieux : les éléments de transport comme les conduites et les canalisations sont généralement plus sensibles à l'intensité et la durée puisque ces caractéristiques influencent fortement l'ampleur des débits de pointe. D'un autre côté, la conception des éléments d'emmagasinement comme les bassins de rétention est plutôt influencée par la quantité de pluie, la durée entre les événements (qui peut être importante pour de grands bassins se vidant lentement) et certaines caractéristiques internes. Dans ce contexte, on constate donc qu'il est difficilement justifiable de spécifier pour tous les problèmes l'utilisation d'un seul événement pluvieux de conception, de même qu'une seule durée entre les événements.

Les caractéristiques pluviométriques sont souvent présentées sous la forme de courbes intensité-durée fréquence (IDF), qui sont établies pour chaque station météorologique.

La forme la plus courante qui est utilisée pour cette équation est celle de MONTANA :

$$I(D, F) = a(F) \cdot D^{b(F)}$$

Eq3



où a et b sont des constantes établies pour chaque région et T de la période de retour considérée .

En utilisant les courbes IDF, notamment pour développer des orages synthétiques, on doit être par ailleurs conscient qu'une averse réelle a différentes fréquences pour différentes durées : on pourra par exemple avoir pour un même événement pluvieux une période de récurrence de 1/2 ans si on considère une durée de 10 minutes mais une récurrence de 1/10 ans si on fait l'analyse pour une durée de 1 heure. Ces courbes sont en effet développées à partir d'une série d'intensités maximales obtenues de plusieurs événements pluvieux distincts; il n'existe pas en fait d'averse réelle qui aurait une fréquence constante pour chaque paire intensité-durée.

Les courbes IDF peuvent être utilisées pour plusieurs applications. Pour l'utilisation de la méthode rationnelle, par exemple, ces courbes sont utilisées pour trouver une intensité de pluie correspondant à une durée et à une fréquence.

Les courbes IDF peuvent également être utilisées pour établir la fréquence d'un événement pluvieux qui a été mesuré, en prenant une intensité moyenne pour la durée de l'événement ou en considérant différentes durées à l'intérieur de la pluie observée. Finalement, les courbes IDF peuvent servir de base pour développer des pluies synthétiques pour la conception.

3. Conditions d'humidité antérieures

Les conditions d'humidité antérieures sont importantes à considérer, en particulier lorsqu'on veut analyser les débits qui ont pu être observés lors d'un événement historique ayant causé ou non des inondations. Comme on l'a déjà souligné, les débits causés par un événement pluvieux seront dans une certaine mesure dépendant des conditions d'humidité du sol qui prévalaient avant l'arrivée de la pluie, ce qui est généralement corrélé avec les précipitations qui ont pu être observées dans les jours précédents.

Pour des situations de conception, une condition normale d'humidité pourra être retenue; pour une situation où on analyse un événement réel, on pourra ajuster selon les conditions observées. Dans le cas d'une modélisation avec un logiciel utilisant d'autres approches pour évaluer l'infiltration, on pourra faire varier les paramètres de façon à mieux représenter les conditions à évaluer. Les conditions d'humidité antérieures (considérant le fait qu'il ait plu ou non avant l'événement) pourront également avoir un impact non négligeable sur la quantité de polluants.

4. Distribution spatiale et non-homogénéité des précipitations

En pratique, on assume généralement que la pluie de conception sera appliquée de façon uniforme sur l'ensemble du bassin versant. Cette hypothèse est valable pour de petits bassins mais la distribution spatiale des précipitations à l'échelle d'un territoire peut toutefois devenir importante lorsqu'on doit analyser des bassins de dimensions importantes ou lorsqu'on tente de caler un modèle avec les données obtenues en utilisant une quantité insuffisante de pluviomètres pour un territoire de grande dimension. Dans ce dernier cas et en particulier pour des précipitations de type orageux qui sont typiquement concentrées autour d'un noyau et très localisées, il peut devenir impossible ou très difficile de caler le modèle puisque la pluie mesurée n'est pas vraiment représentative de celle qui aura causé le débit mesuré.



D'un autre côté, l'analyse du déplacement d'un orage peut devenir nécessaire dans le cas de l'opération et/ou du contrôle d'un système important d'égouts unitaires, à l'intérieur d'un programme de contrôle des débordements d'eaux usées. On pourra à ce sujet se référer à James *et al.* (1981), qui ont par exemple établi que les orages dans la région de Toronto pouvaient typiquement se déplacer à une vitesse de l'ordre de 30 km/h. Plusieurs auteurs, dont Niemczynowicz (1987) et Vogel (1984), ont montré que ce mouvement pouvait avoir un effet important sur la génération d'hydrogrammes, en particulier lorsque l'orage se déplace de l'amont vers l'aval dans l'axe du bassin versant.

5. Distribution temporelle des précipitations

La distribution temporelle de la précipitation est la variation, dans le temps, de l'intensité de la pluie pendant un orage. Pour une même quantité de pluie, cette distribution dans le temps peut évidemment avoir une influence non négligeable sur les débits de ruissellement qui pourront être générés. Une intensité de pluie uniforme est une des hypothèses simplificatrices de la méthode rationnelle et les courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) ont notamment été développées pour rendre facile la détermination de cette intensité en fonction du temps de concentration.

Pour des modèles de simulation, on doit spécifier un hyétochrome de pluie comme donnée d'entrée et on peut facilement constater que la distribution temporelle de la pluie peut avoir un impact appréciable sur les débits et volumes de ruissellement produits. Ainsi, on peut aisément concevoir que deux pluies de même durée mais avec des intensités maximales se produisant au début ou à la fin de la durée totale pourront générer des débits radicalement différents, en particulier si on retrouve dans le bassin versant une part importante de surfaces perméables.

Certaines distributions temporelles se sont imposées au fil des ans et peuvent être utilisées pour analyser différents types de problèmes. Les différents types de pluies de projet qui sont proposés dans la littérature peuvent être divisés selon deux catégories générales (Rivard, 1995b) :

- (1) les pluies obtenues à partir des courbes IDF (intensité-durée-fréquence), avec une distribution temporelle plus ou moins arbitraire;
- (2) les pluies dont la distribution temporelle est dérivée à partir d'analyses sur des événements pluvieux réels.

6. Durées des pluies de conception

De façon générale, la durée de la pluie de conception devrait être au moins deux fois le temps de concentration du bassin à l'étude (Marsalek et Watt, 1989). Pour la plupart des petits bassins urbains (de superficie inférieure à 50 ha), une durée de 1 heure peut être acceptable lorsque le paramètre à analyser est le débit de ruissellement.

Toutefois, pour les projets où de la rétention est envisagée et où les volumes de ruissellement doivent être adéquatement déterminés, des durées de pluie plus longues, entre 3 et 6 heures, devraient être utilisées. Une durée de 24 heures peut également être recommandée pour l'analyse de bassins de rétention et également pour l'évaluation du ruissellement pour des bassins ruraux.



IV. Pertes

On peut distinguer trois types de pertes dont il faut tenir compte pour l'établissement de la pluie excédentaire qui contribuera au ruissellement : les pertes par interception, celles par emmagasinement ou rétention de surface et celles par infiltration. En milieu fortement urbanisé, avec un pourcentage d'imperméabilisation appréciable, les pertes par interception et rétention de surface sont généralement regroupées pour les analyses et sont par ailleurs moins importantes que celles causées par l'infiltration.

Elles peuvent cependant devenir significatives pour des bassins non développés et boisés.

Les sections qui suivent décriront les concepts habituellement retenus en hydrologie urbaine pour évaluer ces phénomènes et fourniront des valeurs typiques pour chaque type de pertes. Les pertes par évaporation et évapotranspiration peuvent constituer une part importante des pertes lorsqu'un bilan hydrique annuel est complété; elles sont toutefois de faible importance lorsqu'on analyse des bassins urbanisés puisque les taux d'évaporation sont beaucoup plus faibles que les taux de précipitation.

Ce type de pertes ne sera donc pas discuté ici de façon approfondie mais il pourrait devenir intéressant de les considérer pour des cas particuliers.

1. Interception et rétention de surface

L'interception est la quantité de précipitation qui pourra être stockée sur la végétation dans le bassin versant, pour être plus tard évaporée dans l'atmosphère. Cette quantité ne contribue donc pas au ruissellement. La rétention de surface est la quantité d'eau retenue en surface et qui s'accumule dans les petites dépressions; cette eau peut par la suite s'évaporer en partie ou s'infiltrer. Pour des bassins ruraux, ce paramètre est important à considérer et peut avoir une influence non négligeable sur les résultats.

L'interception et l'emmagasinement de surface sont la plupart du temps considérés globalement en hydrologie urbaine. Logiquement, le développement urbain contribue de façon importante à réduire la présence de végétation et on ne considère généralement que la partie de la pluie qui est retenue dans les dépressions de surface, tant pour les surfaces imperméables que pour les surfaces perméables.

L'interception est plutôt quant à elle un facteur à prendre en compte pour un calcul de budget hydrique annuel ou dans le cas de simulation pour le ruissellement dans un bassin rural.

2. Pertes par infiltration

L'infiltration de l'eau dans le sol est un paramètre important à considérer pour l'analyse du ruissellement, tant pour des secteurs ruraux que pour des secteurs urbanisés.

C'est une composante dont la valeur varie dans le temps avec les apports d'eau et la plupart des modèles de simulation, contrairement à la méthode rationnelle par exemple, tiennent compte de cette variation dans le temps. Pour de petites pluies, alors qu'une part importante de la précipitation pourra s'infiltrer, la partie des zones perméables qui contribuera au ruissellement pourra être minime; pour des événements pluvieux plus importants, ces zones généreront des débits plus importants.

Par ailleurs, de façon générale, les sols recouverts de gazon ou de végétation tendent à avoir des capacités d'infiltration plus grandes que les sols nus.



La modélisation de l'infiltration en hydrologie urbaine a évolué selon deux directions principales : une approche empirique ou hydrologique (avec le modèle de Horton) ou une approche basée sur une approximation des modèles physiques (modèle de Green-Ampt). Ces approches peuvent se définir comme étant intermédiaires si on considère leur niveau de complexité et surtout le nombre de paramètres qu'elles requièrent pour leur application dans des situations concrètes de conception. La plupart des modèles couramment utilisés en hydrologie urbaine ont recours à une de ces trois approches pour simuler l'infiltration.

V. COURBES IDF [7]

1. Principe général

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) ou Hauteur-Durée-Fréquence (HDF) permettent d'estimer les fréquences de dépassement F des événements pluvieux observés à partir de leur durée et de leur intensité moyenne I ou de leur hauteur H , par interpolation graphique ou mathématique. En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement F par la période de retour T associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour T est généralement exprimée en années.

Précisons dès à présent que pour estimer avec une incertitude acceptable un événement de période de retour T , il faut disposer d'observations sur une durée minimale d'environ 3 à 5 fois la période de retour T . Ainsi, une estimation raisonnable d'une hauteur de pluie décennale demande au minimum 30 à 50 ans de données...

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à 1, 2, 5 et 10 ans, voire plus pour certains ouvrages structurants. Dans une logique de gestion du risque, des événements « exceptionnels » de périodes de retour de l'ordre de 50 à 100 ans sont étudiés, ce qui impose la plupart du temps l'utilisation de méthodes d'extrapolation des observations, méthodes fondées sur des lois statistiques applicables aux valeurs extrêmes.

La prise en compte des rejets polluants de temps de pluie a conduit depuis le milieu des années 1980 à s'intéresser de plus en plus aux événements pluvieux de courtes périodes de retour, souvent inférieures à 1 an, pour lesquels les effluents rejetés sont susceptibles de porter préjudice au milieu aquatique. Les aspects qualitatifs constituent une préoccupation croissante et les recherches montrent que les événements de courte période de retour doivent être pris en compte, ce qui passe par l'établissement de courbes IDF ou HDF locales.

Il faut néanmoins rappeler que la détermination des courbes de type IDF revient à décrire un phénomène complexe, la pluie, par une seule variable aléatoire qui est l'intensité moyenne sur une durée donnée. Il faut donc toujours être prudent quant à leur emploi et aux conclusions obtenues. De ce point de vue, un travail sur des séries chronologiques est plus satisfaisant, et d'autant plus facile que l'on s'intéresse en priorité aux périodes de retour inférieures à 1 an.

2. Etablissement des courbes IDF



Le principe d'établissement des courbes IDF ou HDF est le suivant (pour plus de détails, voir par exemple Lahaye et al., 1980 ; Masson, 1980 ; Chocat et al., 1997) :

- on considère un échantillon de N événements pluvieux mesurés pendant P années ;
- on choisit une durée de pluie D, par exemple 10 minutes. Pour simplifier les calculs, D doit être un multiple entier du pas de temps Δt de discrétisation de la pluie. Il faut bien évidemment que Δt soit inférieur ou égal à D, ce qui montre à nouveau l'intérêt de travailler avec des pas de temps fins de l'ordre de 1 ou 2 minutes en hydrologie urbaine ;
- pour chaque événement pluvieux, en parcourant l'ensemble du hyétogramme par pas de temps Δt , on cherche la valeur de l'intensité I ou de la hauteur H qui est maximale sur la période de durée D ;
- on dispose alors de N valeurs d'intensité moyenne maximale ou de hauteur maximale sur la durée D ;
- on range ensuite ces N valeurs dans un ordre décroissant ;
- on attribue aux N valeurs décroissantes les fréquences empiriques de dépassement F calculées par exemple par la relation de Bos-Levenbach :

$$F = \frac{r_g - 0,3}{N + 0,4}$$

Eq.4

avec r_g le rang, en faisant l'hypothèse que la variable suit une loi de type exponentielle ; la première valeur a ainsi une fréquence de dépassement $0,7/(N+0,4)$, la deuxième valeur une fréquence $1,7/(N+0,4)$, la j-ième valeur une fréquence $j - 0,3/(N+0,4)$, etc. ;

Parmi les nombreuses relations empiriques proposées dans la littérature, la relation de Bos-Levenbach est celle qui, d'après Roux (1996), paraît la plus satisfaisante au plus grand nombre d'auteurs. Mais cela n'exclut pas l'emploi d'autres relations si des analyses statistiques montrent que l'Eq. 6.1 n'est pas la plus appropriée ;

- les périodes de retour T correspondantes, en années, sont données par la relation générale:

$$T = \frac{1}{F} \times \frac{P}{N}$$

Eq. 5

soit, dans notre cas :

$$T = \frac{N + 0,4}{r_g - 0,3} \cdot \frac{P}{N}$$

Eq. 6

- on réitère la procédure pour d'autres durées D, par exemple 30 minutes, 1 heure, 2 heures, 6 heures, 12 heures, 24 heures, etc.

3. Exemple pour des périodes de retour inférieures à 1 an

Un exemple de courbes HDF locales est donné Figure 16. Il a été établi par Briat (1994) à partir des mesurages effectués entre 1988 et 1993 sur le pluviographe de Périnot à Bordeaux pour des pluies de périodes de retour inférieures à 1 an en fixant à 4 heures la durée de précipitation nulle séparant deux



événements pluvieux indépendants. A partir de ce graphique, il est possible, par interpolation, d'attribuer une période de retour à tout événement pluvieux mesuré et caractérisé par sa durée et sa hauteur.

De nombreux auteurs ont également proposé d'ajuster des relations mathématiques sur les courbes expérimentales.

Parmi les relations les plus classiques reliant les grandeurs I , D et F , on peut citer :

- la formule de Montana (à ne pas utiliser pour $D < 5$ ou 6 minutes car $I \rightarrow \infty$ lorsque $D \rightarrow 0$) :

$$I(D, F) = a(F) \cdot D^{b(F)} \quad \text{Eq. 7}$$

- la formule de Talbot :

$$I(D, F) = \frac{a(F)}{D + b(F)} \quad \text{Eq. 8}$$

- la formule de Keifer et Chu (1957) :

$$I(D, F) = \frac{a(F)}{(D + b(F))^{c(F)}} \quad \text{Eq. 9}$$

avec a , b et c des coefficients numériques dépendant de la fréquence F (ou de la période de retour T), du site de mesure et de la durée D des pluies. Lorsque l'on compare les résultats de différents auteurs ou de différentes sources, il faut toujours vérifier les unités employées. En effet, si les expressions littérales sont identiques et si les intensités sont généralement exprimées en mm/h, elles peuvent parfois être indiquées en mm/min et les périodes de retour en année, en mois, parfois en semaine !

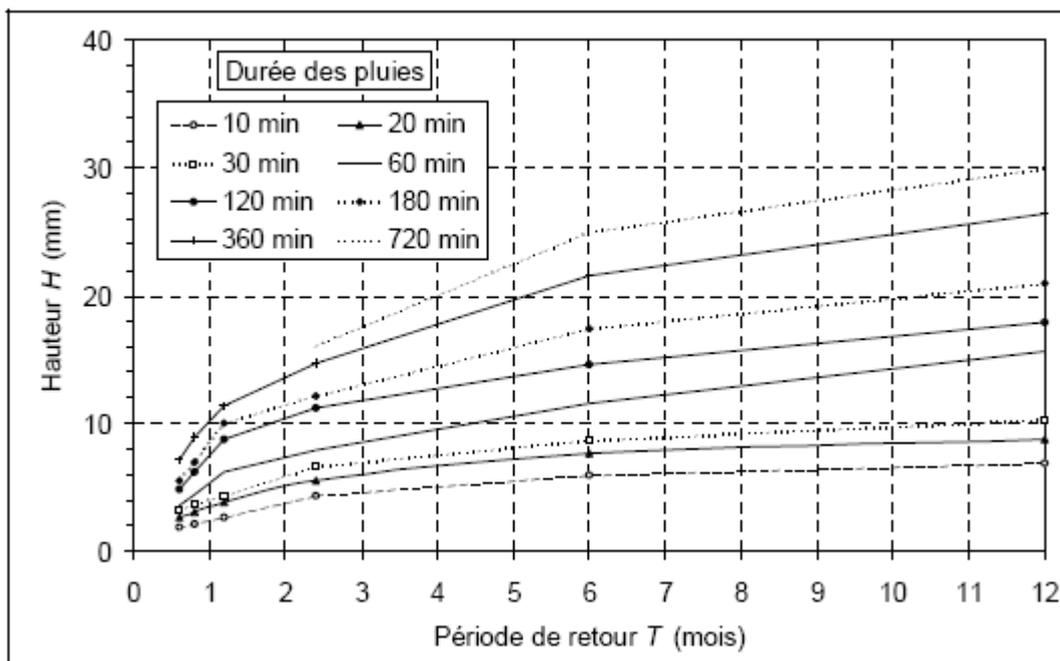




Figure 16. Courbes HDF à Périnot (Bordeaux) pour des périodes de retour inférieures à 1 an (d'après Briat, 1994) [7]

Formule	Intensité I (mm/min)	Hauteur H (mm)
Montana	$I = aD^b$	$H = aD^{b+1}$
Talbot	$I = \frac{a}{D+b}$	$H = \frac{aD}{D+b}$
Keifer-Chu	$I = \frac{a}{(D+b)^c}$	$H = \frac{aD}{(D+b)^c}$

Tableau 5. Ajustements numériques des courbes HDF pour $T = 1$ an pour le site de Périnot (Bordeaux)

Dans le cas de la Figure 16, pour la période de retour $T = 1$ an et en passant de l'intensité I (mm/min) à la hauteur H (mm) par la relation $H = I \times D$ avec D en minutes, on obtient les relations numériques indiquées dans le Tableau 2.1

VI. Les pluies de projet

La pluie est un phénomène aléatoire par nature. Bien que la météorologie sache en prévoir l'occurrence à plus ou moins brève échéance, il demeure impossible d'en connaître à l'avance la durée, le volume et l'intensité.

L'enregistrement d'une pluie par un pluviographe à augets basculeurs permet d'obtenir l'ensemble de ces données et le hyétogramme $i(t)$. Un tel hyétogramme est indispensable pour appréhender les phénomènes de ruissellement pluvial : il servira comme valeur d'entrée dans les modèles. Dans la pratique les pluviographes fournissent i sur des pas de temps Δt de l'ordre de 1 à 5 minutes.

Par ailleurs, les événements pluvieux les plus critiques du point de vue hydraulique pour les réseaux d'assainissement sont essentiellement les événements de type orageux, qui sont par nature très localisés et qui ont donc une probabilité très faible de se produire là où se trouve un pluviographe.

Il résulte de ces deux constatations que, bien souvent, les données pluviographiques locales sur un réseau d'assainissement sont rarement suffisantes, tant en durée d'enregistrement qu'en fiabilité et en précision pour pouvoir faire fonctionner et ajuster des modèles.

A cet effet, il a été nécessaire d'établir des pluies fictives, appelées « pluies de projet », définies par un hyétogramme synthétique et statistiquement équivalentes aux pluies réelles, bien que jamais observées. Ces pluies de projet auxquelles sont affecté une période de retour qui est celle d'un ou plusieurs de leurs éléments constitutifs (Hémain, 1986), la période de retour étant l'intervalle de temps moyen séparant deux occurrences d'un événement donné. La pluie de projet vise ainsi à représenter, par un événement unique, les caractéristiques d'une pluviométrie locale qui affecte le réseau d'assainissement étudié.

La notion de période de retour est importante : les réseaux sont dimensionnés pour une défaillance de période de retour le plus souvent égale à 10 ans. On considérera alors qu'une pluie de période de retour T génère un ruissellement dont les caractéristiques (débit de pointe, volume, etc.) ont une période de retour T'



égale à T . Dans la réalité, l'analyse des pluies de projet montre qu'il n'y a pas identité des périodes de retour de la pluie et du ruissellement correspondant (Sieker, 1983 ; Hémain, 1986).

Malgré ces constatations, qui tiennent à la construction même des pluies de projet, on admet généralement, pour des raisons de simplicité, que $T' = T$. Surtout si $T' > T$, puisque, pour le dimensionnement du réseau, cela va dans le sens de la sécurité de fonctionnement.

Il faut noter également qu'il est impossible d'affecter une période de retour à un hyétogramme réel du fait de sa nature aléatoire : chaque pluie est unique et non reproductible (on n'a encore jamais observé deux pluies identiques).

Il existe différentes méthodes d'élaboration des pluies de projet, toutes fondées sur une analyse statistique des événements pluvieux réels, soit à l'échelle locale si des données existent, soit à l'échelle régionale ou même nationale (Hémain, 1986 ; Arnell, 1982).

Les autres données de base sont les courbes IDF (Intensité - Durée - Fréquence) fournies par la météorologie. Les fréquences des hauteurs de pluie sur des intervalles de temps donnés sont alors prises comme fréquence des hyétogrammes établis, et donc comme fréquence des débits de pointe et des volumes de ruissellement correspondants. Il importe pour cela que les courbes IDF soient établies à partir de données disponibles sur de longues périodes (dont la durée est au moins égale à 5 à 7 fois la période de retour la plus grande à laquelle on s'intéresse) et portant sur toutes les saisons pluviométriques de l'année (Eickhoff, 1990).

La suite de ce paragraphe comporte une brève description de trois types de pluies de projet parmi les plus utilisés en France : les pluies de type bloc, les pluies de type Chicago et les pluies de type double triangle.

1. Pluie de type bloc

Il s'agit simplement d'un hyétogramme de durée d_p avec une intensité i constante (Figure 16). Ce type de pluie est utilisé dans des méthodes où l'on s'intéresse au débit de pointe à évacuer et non à l'hydrogramme résultant $Q = Q(t)$. C'est naturellement cette valeur du débit de pointe qui sert directement au dimensionnement des ouvrages. Ce type de pluie est utilisé par exemple dans la méthode de Caquot (Int, 1977) ou dans la formule rationnelle (Mitci, 1974). Il a également été souvent utilisé en Allemagne (Milojevic et Schmidt, 1981 ; Sieker, 1983 ; Bauer et al. 1989).

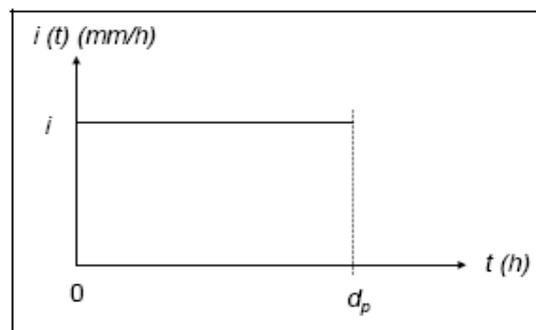


Figure 17. Pluie de type bloc [7]

2. Pluie de type chicago

Cette pluie de projet a été proposée par Keifer et Chu (1957) pour la ville de Chicago, USA. Il s'agit de transformer directement les courbes IDF en hyétogrammes. Les courbes IDF sont représentées par la formule classique de Montana :

$$i_{mm}(t, T) = at^b \quad \text{Eq.10}$$

Avec i_{mm} intensité moyenne maximale sur une durée $t = dp$ et de période de retour T
 t temps (h)

a, b coefficients numériques dépendant de T et du site géographique.

Dans ce cas, le hyétogramme cumulé s'écrit :

$$H(t) = i_{mm}(t, T) \cdot t = at^{b+1} \quad \text{Eq.11}$$

et l'intensité instantanée associée $i(t)$ est donnée par la relation :

$$i(t) = \frac{dH(t)}{dt} = (b+1)at^b \quad \text{Eq.12}$$

Ces courbes sont représentées Figure 17

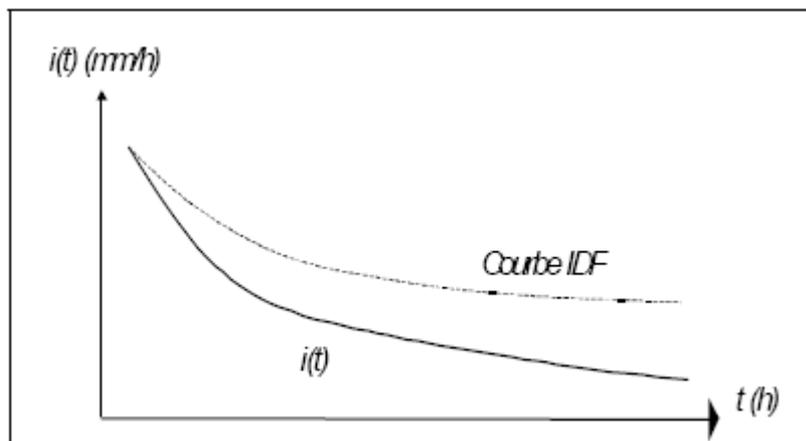


Figure 18. Courbe $i(t)$ de type Chicago obtenue à partir de la courbe IDF [7]

La période de retour du hyétogramme ainsi établi s'avère supérieure à la période de retour T de la courbe IDF initiale puisque chaque valeur de pluie sur une durée t inférieure à dp est de période de retour T . Dans la pratique, on discrétise la courbe avec un pas de temps Δt , en prenant sur les courbes IDF les valeurs de $i(dp, T)$ pour des valeurs successives de dp égales à des multiples impairs de Δt : $\Delta t, 3\Delta t, 5\Delta t, 7\Delta t, \dots$ pour centrer la pointe d'intensité sur un seul pas de temps. En partant de la valeur maximum de l'intensité, on obtient alors des hyétogrammes du type de la Figure 18.

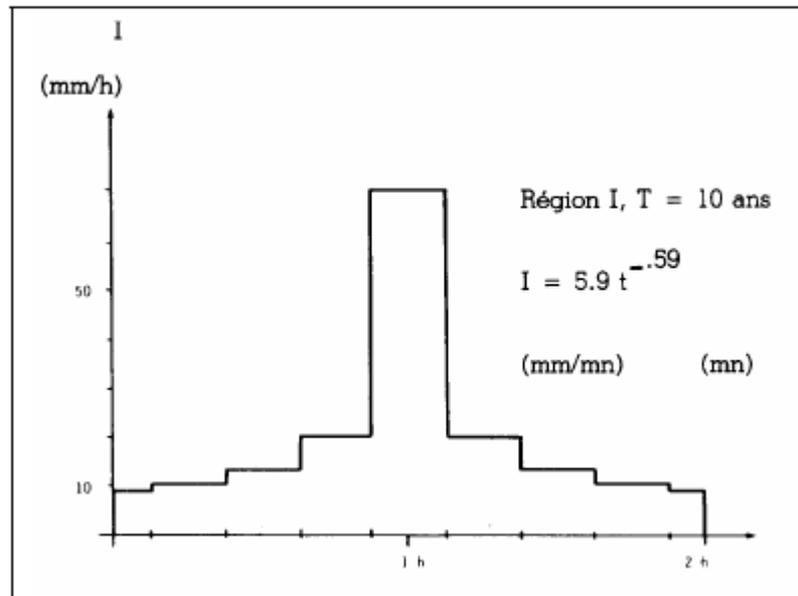


Figure 19. Pluie de type Chicago centrée et discrétisée au pas de temps 15 min (extrait de Hémain, 1986) [7]

3. Pluie de type double-triangle

(Le paragraphe est extrait de Chocat et al., 1997)

L'élaboration de la pluie double-triangle repose sur un double constat :

- les événements pluvieux réels provoquant des désordres dans les réseaux d'assainissement pluvial sont généralement constitués d'une période de pluie intense relativement courte située à l'intérieur d'une séquence de pluie de quelques heures ;
- le point précédent mis à part, aucune forme particulière de distribution temporelle des intensités n'est plus probable qu'une autre.

Desbordes (1974) a donc proposé de choisir une forme particulière de pluie de projet en raisonnant non plus par rapport au phénomène physique, mais par rapport aux éléments auxquels le modèle de ruissellement (utilisé après le modèle pluviométrique) était le plus sensible. Cette analyse de sensibilité, conduite à partir du modèle du réservoir linéaire a permis de montrer qu'une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des formes d'hydrogrammes et des valeurs de débit maximum peu sensibles à des erreurs sur le paramètre principal du modèle de ruissellement : le lag time.

Cette pluie de projet est entièrement définie par cinq paramètres (Figure 19) :

- la durée totale t_3 (quelques heures) ;
- la durée de la période de pluie intense : t_1 (quelques dizaines de minutes) ;
- la position de la pointe d'intensité par rapport au début de la pluie : rapport t_2 / t_3 ;
- l'intensité atteinte au début de la période intense : i_1 ;
- l'intensité maximale atteinte pendant la période intense : i_2 .

Les principaux éléments de choix sont les suivants :

- la durée totale t_3 peut être prise égale à 4 heures (valeur par défaut : en pratique, cette durée devrait être adaptée à chaque bassin versant et à son temps de concentration). Sur cette durée t_3 , il tombe plus de 80 % de la hauteur totale des épisodes pluvieux significatifs dans 73 % des cas. Par ailleurs, pour les grands bassins versants sur lesquels des pluies plus longues pourraient paraître intéressantes, la variation relative du débit de pointe obtenu n'est que de 2 % lorsque la durée totale de la pluie passe de deux à quatre heures.
- la durée de la période de pluie intense t_1 peut être choisie entre quinze minutes et une heure selon la nature et la surface du bassin versant étudié.

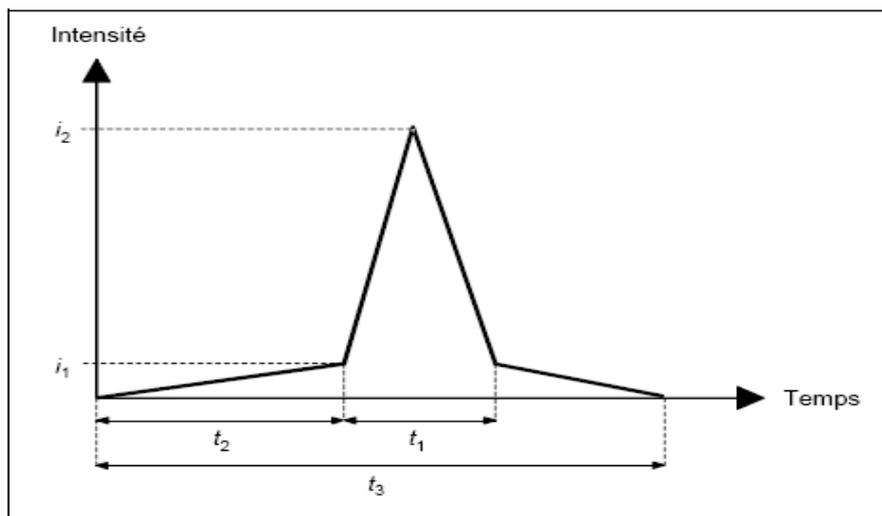


Figure 20. Exemple de pluie de projet double triangle [7]

- la position de la période de pluie intense au sein de l'averse ($\theta = t_2 / t_3$) influe de façon sensible sur le débit de pointe (le débit augmente avec θ). L'analyse des pluies n'a pas permis de mettre en évidence une valeur préférentielle de θ . On pourra donc prendre $\theta = 0.5$, valeur moyenne, ou $\theta = 0.75$ pour se placer dans une situation plus défavorable au sens des débits de pointe.
- la hauteur précipitée pendant la période de pluie intense constitue la grandeur qui influe le plus sur le débit de pointe. Sa valeur pourra être prise égale à l'intensité moyenne maximum correspondant à la même durée sur les courbes Intensité-Durée-Fréquence caractérisant la région pluviométrique et la période de retour choisies.
- la hauteur précipitée en dehors de la période de pluie intense joue un rôle moindre sur la valeur du débit de pointe. Sa valeur devra correspondre à une période de retour plus faible que celle pour laquelle on calcule le débit de pointe.

Le « Guide de construction et d'utilisation des pluies de projet » (Hémain, 1986) fournit les données permettant de choisir ces paramètres. Une analyse théorique du comportement du modèle du réservoir linéaire a conduit Chocat et al. (1981) à proposer des formules permettant de calculer directement les paramètres précédents. La pluie est supposée symétrique, le calcul des autres coefficients s'effectue à partir



des coefficients a et b d'un ajustement de type Montana de la pluviométrie locale et d'une estimation grossière du lag time K du bassin versant à étudier :

$$t_1 = 0.5.K \quad t_2 = 2.25K \quad t_3 = 5K$$

Eq. 13

$$i_1 = (0.25K)^b \times \frac{1 - (0.1)^{b+1}}{0.9(0.1)^b} \times 120 \times a \times 2^b$$

Eq. 14

$$i_2 = (0.25K)^b \times \frac{(0.1)^b - 1}{0.9(0.1)^b} \times 120 \times a \times 2^b$$

Eq. 15

Dans les équations précédentes, les temps t et le lag-time K sont exprimés en minutes, et les intensités i_1 et i_2 sont exprimées en mm/h.

L'intérêt des trois équations précédentes est de permettre un passage direct entre les coefficients de Montana des courbes IDF et les caractéristiques de la pluie de projet. Les valeurs des débits de pointe calculées sont peu sensibles aux valeurs de t_1 et t_2 , donc de K. En cas d'utilisation sur un réseau drainant des bassins versants emboîtés de surfaces très différentes, il est cependant utile de tester plusieurs valeurs de K.

4. Critique de la notion de pluie de projet

Chocat (1978) notait : « Vouloir représenter la pluviométrie d'une région par une averse unique, censée à la fois présenter les caractéristiques locales des pluies et être la plus défavorable, apparaît utopique si le réseau est tant soit peu étendu » ; il suggérait d'utiliser plutôt « (...) une série d'événements pluvieux caractérisant effectivement la pluviométrie locale ». Ce jugement, sans remettre en cause l'intérêt des pluies de projet pour le dimensionnement des ouvrages drainant de petits bassins versants urbains, paraît justifié. D'une part les progrès des moyens de calcul rendent maintenant possible la simulation d'un grand nombre d'événements différents, réels ou fictifs, sans poser de réels problèmes matériels. D'autre part la diversification des besoins en étude, et en particulier le développement des études d'impact des rejets urbains de temps de pluie sur les milieux naturels, ne permettent plus de se satisfaire d'une approche trop schématique. Les pluies de projet ont rendu de grands services aux techniciens dans les années passées, mais le temps de leur utilisation paraît révolu.

VII. Méthode rationnelle pour l'estimation des débits de ruissellement et des hydrogrammes

La transformation de la pluie nette en hydrogramme de ruissellement peut se faire selon deux hypothèses quant au comportement hydrologique du bassin : cette réponse hydrologique peut être assumée linéaire ou non linéaire, et dans ce dernier cas on doit également spécifier quelle forme prend cette non-linéarité. Une réponse hydrologique linéaire implique une augmentation proportionnelle de la valeur calculée en fonction d'une augmentation des valeurs d'entrée. L'exemple le plus courant de cette approche est la méthode



rationnelle, par laquelle on obtient, en considérant un coefficient de proportionnalité, un débit à partir de données de pluie et de la surface du bassin. Cette approche ne fournit cependant qu'un débit de pointe et ne peut convenir qu'à la conception de réseaux de conduites traditionnels. Une autre approche où on assume une linéarité entre la pluie nette et le calcul du débit est celle de l'hydrogramme unitaire.

Si on considère d'autre part que d'après les observations et mesures les débits ne varient pas nécessairement au même taux que la pluie nette et qu'il existe la plupart du temps un décalage entre le moment où se produit le débit maximum et celui où la pluie nette est observée, on doit alors utiliser un modèle non linéaire pour reproduire adéquatement la réponse hydrologique du bassin. Dans ce cas, on doit alors établir quelle forme prendra cette non linéarité et comment elle sera exprimée.

1. Hypothèses de base

Les bases de la méthode appelée rationnelle remontent au milieu du 19^{ème} siècle (Mulaney, 1851). En Amérique du Nord, c'est à Emil Kuichling (Kuichling, 1889) qu'est généralement attribuée la paternité du concept, qui a survécu jusqu'à nous à peu près dans sa forme originale. L'équation s'écrit habituellement comme suit :

$$Q = C i A / 360 \quad \text{Eq16}$$

où Q est le débit en m³/s, C est un coefficient de ruissellement, i est l'intensité de pluie (mm/h) pour une durée égale au temps de concentration t_c et A est la superficie du bassin de drainage en hectares (ha).

Plusieurs hypothèses sont explicitement ou implicitement associées à l'utilisation de la méthode rationnelle. Les principales sont :

1. Le débit de pointe est directement proportionnel à la surface tributaire et à l'intensité de précipitation moyenne durant le temps de concentration. Cela est simplement la méthode rationnelle décrite en mots et constitue la base de la méthode comme l'a définie Kuichling. Quoique certaines études aient tenté de vérifier cette hypothèse de base (Schaake et al., 1967; McLaren, 1975), il n'existe pas de données suffisantes pour l'appuyer ou la contredire de façon définitive.
2. La méthode rationnelle assume que la probabilité d'occurrence du débit de pointe calculé avec la méthode est la même que celle de l'intensité moyenne utilisée dans le calcul. À cause principalement des conditions antécédentes d'humidité qui peuvent varier de façon importante dans le temps, cette hypothèse n'est pas toujours vraie; des recherches dans les années soixante ont cependant démontré que cette hypothèse était raisonnablement valable (Schaake et al., 1967).
3. Chacune des variables importantes (C, i et A) est indépendante des autres et est estimée séparément. Schaake et al. (1967) ont prouvé à l'aide de mesures qu'il existe une interdépendance entre le coefficient C et l'intensité de pluie (C augmentant avec l'intensité de pluie). Les principales recommandations de Wright et McLaughlin (1991) concernant le choix du coefficient C tiennent compte de cet aspect, qui n'est pas considéré dans des ouvrages de références standard (ASCE, 1969).
4. Le meilleur choix pour la durée de la pluie moyenne utilisée dans la méthode correspond au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas vraiment fondée. Lorsque Kuichling a proposé sa



méthode, il y avait très peu de données pour les intensités de pluie sur de courtes périodes : on enregistrerait simplement la pluie totale tombée et la durée des averses.

En se basant sur ses observations, Kuichling avait conclu qu'on pourrait obtenir une meilleure estimation des débits de pointe si une intensité moyenne de pluie pour une période t_c était utilisée, t_c étant le temps requis pour que le ruissellement généré sur la partie la plus éloignée du bassin parvienne au point d'intérêt.

5. L'intensité de pluie demeure constante durant la période de temps égale au temps de concentration. On n'a qu'à examiner les hyétogrammes de plusieurs événements pluvieux majeurs pour constater que cette hypothèse n'est vraie que pour de courtes périodes de temps, habituellement de l'ordre de quelques minutes.

Cependant, plus la période de temps augmente, moins cette hypothèse reste valide.

6. L'intensité moyenne de pluie choisie est l'intensité d'une averse qui a une durée égale au temps de concentration du bassin. Cette hypothèse n'est pas valide et peut porter à confusion. Bien qu'il soit possible qu'une averse ait une durée exactement égale au temps de concentration, il est plus probable que la durée totale de l'averse soit plus longue que le temps de concentration utilisé.

La figure 20, tirée de Urbonas et Roesner (1993), montre la relation entre le degré d'imperméabilité et le coefficient volumétrique.

Comme ces données ont été prises sur une période de 2 ans, elles sont représentatives du ruissellement généré par des événements pluvieux relativement fréquents.

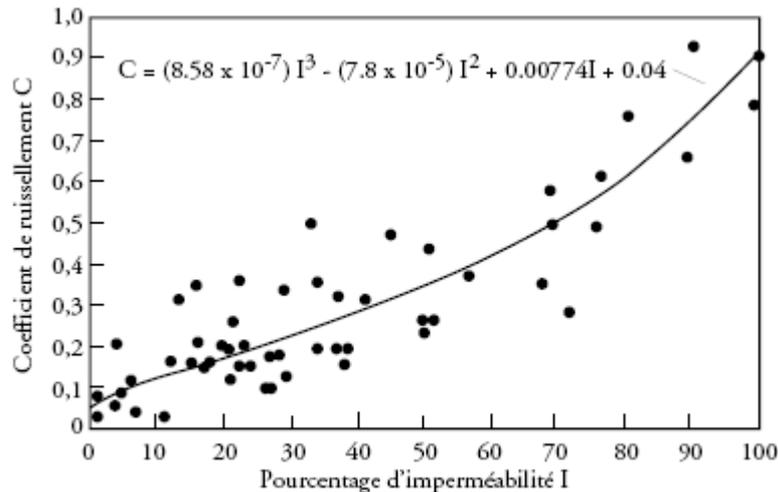


Figure 21. Coefficient de ruissellement en fonction du pourcentage d'imperméabilité (Urbonas et Roesner, 1993) [3].

2. Évaluation des paramètres

Mis à part la superficie du bassin, les deux paramètres de base devant être évalués pour l'application de la méthode rationnelle sont le coefficient de ruissellement C et le temps de concentration.

Coefficient de ruissellement C

Le coefficient de ruissellement est le paramètre dont l'évaluation demeure la plus subjective dans l'application de la méthode; une quantification adéquate requiert donc un bon jugement et une expérience



minimale de la part du concepteur. Comme on l'a déjà souligné, son utilisation dans la méthode implique une valeur constante pour une surface donnée. En réalité, ce n'est pas le cas puisque le coefficient représente l'effet intégré de plusieurs facteurs dont les plus importants sont la nature de la surface, la pente, le stockage possible en surface, le degré de saturation et l'intensité de pluie. Comme le faisait remarquer Gray (1972), on accorde habituellement assez d'attention aux quatre premiers facteurs lorsqu'on choisit une valeur de C à partir de tableaux typiques, alors qu'on en porte moins à l'effet de l'intensité de la pluie. Pourtant, il est facile de constater en examinant l'équation décrivant la méthode rationnelle que si on assume pour C une valeur constante et indépendante de la précipitation i , le taux d'infiltration devrait augmenter en fonction de i de façon linéaire pour donner un pourcentage constant de ruissellement.

Temps de concentration t_c

Le temps de concentration est la somme de deux temps de transport. Le premier temps est le temps initial pour le ruissellement avant d'être canalisé, soit dans un caniveau, un fossé ou un réseau d'égout. Le deuxième est le temps de transport dans la canalisation.

On a donc :

$$t_c = t_i + t_t \quad \text{Eq17}$$

où t_c = temps de concentration (min)

t_i = temps initial d'entrée (min)

t_t = temps de transport (min)

Il existe plusieurs méthodes empiriques permettant de calculer le temps de concentration (McCuen et al., 1984; Chow et al., 1988; ARTC, 1982) et il n'est pas toujours évident de savoir si l'équation proposée permet de calculer une des deux composantes du temps de concentration (écoulement en nappe – sheet flow – ou un écoulement canalisé) ou les deux ensemble.

Conceptuellement, l'établissement du temps de concentration doit tenir compte des différents types d'écoulement dans un bassin versant urbanisé : tout d'abord avec un écoulement en nappe, ensuite dans un caniveau (rue) et ensuite dans un fossé ou canalisation. Il peut donc être approprié de vérifier les temps de concentration obtenus avec des équations empiriques en calculant les vitesses d'écoulement pour chacune des composantes (par exemple avec le graphique de la figure 20 et l'équation de Manning pour les tronçons canalisés) et en les additionnant pour obtenir un temps global d'écoulement.

En règle générale, il est de bonne pratique de calculer le temps de concentration avec plus d'une approche.

3. Application et limitations de la méthode rationnelle



L'utilisation de la méthode rationnelle pour le calcul des débits de pointe est relativement simple : après avoir déterminé à l'aide d'un plan topographique la superficie de la surface à drainer, les principales étapes à suivre pour un bassin en particulier sont les suivantes :

- Le temps de concentration pour le bassin est calculé;
- L'intensité moyenne de pluie pour une durée égale au temps de concentration est dérivée à partir des courbes IDF;
- Évaluation du coefficient C;
- Calcul du débit à l'aide de l'équation de la méthode rationnelle.

Le bassin versant peut être au besoin subdivisé en plusieurs sous-bassins, chacun avec ses propres caractéristiques.

Pour un sous-bassin en particulier, on peut également effectuer le calcul du temps de concentration en considérant les temps de parcours pour les différentes surfaces et occupations du sol. Par exemple, pour un secteur résidentiel comprenant essentiellement des maisons unifamiliales, le temps d'entrée initial peut être calculé avec la portion sur le terrain (perpendiculaire à la rue) et ensuite dans le caniveau dans la rue, jusqu'au premier point d'entrée (normalement une grille de rue).

La somme de ces temps de parcours constituera le temps de concentration pour le premier tronçon. Par la suite, on additionne les temps de parcours en conduite.

Certains pièges peuvent souvent conduire à une mauvaise application de la méthode rationnelle. Le ruissellement causé par la partie imperméable du sous-bassin par opposition au sous-bassin pris en totalité doit être vérifié pour établir s'il ne serait pas l'élément contraignant pour la conception des conduites; il en va de même lorsqu'on effectue la sommation des débits générés par deux sousbassins.

La présence d'un stationnement de grandes dimensions dans un sous-bassin à vocation résidentielle unifamiliale est un exemple typique de cas à surveiller.

L'expérience a montré que, malgré ses nombreuses limitations, la méthode rationnelle pouvait donner une estimation satisfaisante du débit de pointe pour de petits bassins lorsque les effets de laminage et d'emménagement sur la surface du bassin n'étaient pas importants. Plusieurs références ont fourni une limite pour la superficie du bassin auquel on pouvait appliquer la méthode rationnelle (ARTC, 1982; WEF/ASCE, 1992; MEO, 1987) : les valeurs recommandées varient de 20 ha à 200 ha. Considérant la facilité d'utilisation des programmes informatiques actuellement disponibles de façon courante pour des calculs plus sophistiqués, une valeur de 20 ha semble appropriée.

4. Calcul de rétention avec la méthode rationnelle

La méthode rationnelle peut par ailleurs être utilisée pour établir un volume de rétention pour de petites surfaces de drainage (superficie < 5 ha) avec un pourcentage imperméable relativement élevé. Une application typique serait d'établir la rétention sur une aire de stationnement.

Le principe est illustré à la figure 21. Les volumes d'entrée et de sortie sont calculés à l'aide des relations suivantes :

$$V_{\text{entrée}} = (CIA/360)T$$

Eq.18

$$V_{\text{sortie}} = kQ_{\text{out}}T$$

Eq.19

L'équation 2-16 utilise la méthode rationnelle pour obtenir les volumes d'entrée, en utilisant les courbes IDF donnant les intensités de pluie pour chaque durée (graphique de gauche à la figure 21). Les débits de sortie sont par la suite calculés avec l'équation 2-17, en tenant compte de différents mécanismes de contrôle permettant de limiter les débits. On peut également considérer un facteur de décharge k (variant de 0,8 à 1) et qui permet de prendre en compte la variation du débit de sortie en fonction de la tête d'eau (la procédure assumant que ce débit de sortie est constant, alors qu'en réalité le débit de sortie pourra augmenter en fonction de la hauteur de charge s'exerçant sur l'ouvrage de contrôle). La figure 22 donne un graphique pour ce paramètre.

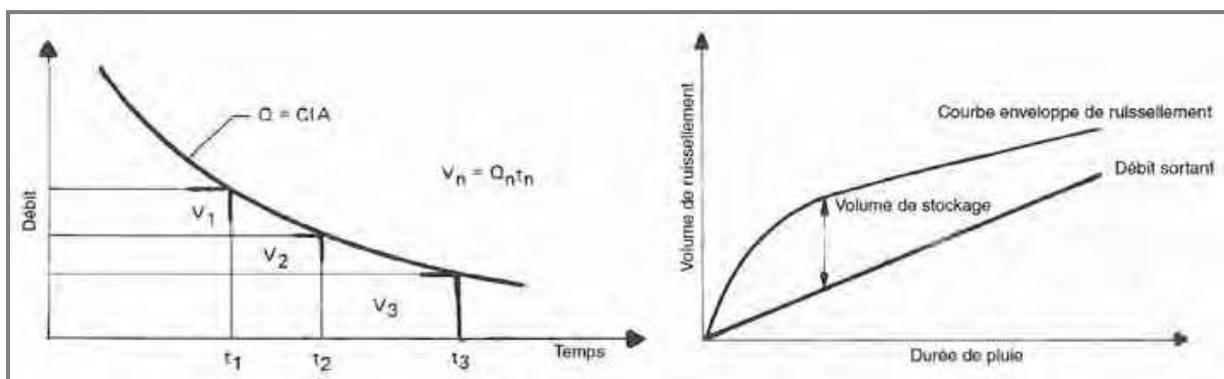


Figure 22. Établissement de volumes de rétention avec la méthode rationnelle [3].

Le volume à stocker s'obtient comme étant la plus grande différence entre les volumes qui entrent et ceux qui sortent (graphique de droite à la figure 21). La procédure est facilement intégrable à un chiffrier de calculs qui permettra d'effectuer rapidement ce type d'analyse.

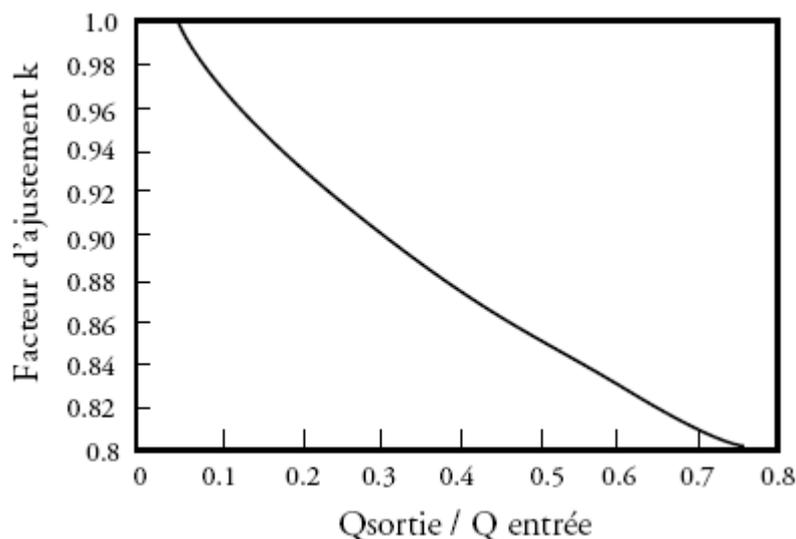


Figure 23. Paramètre d'ajustement K (Urbonas et Roesner, 1993) [3].

VIII. Écoulement souterrain



Dans un contexte où les processus d'infiltration doivent être privilégiés dans la mesure du possible comme élément de gestion des eaux pluviales, la connaissance des facteurs influençant l'écoulement souterrain devient plus importante que pour une approche traditionnelle de drainage.

Considérant le fait que le comportement hydraulique des ouvrages de drainage fonctionnant par infiltration est relativement complexe par rapport à un mode de drainage traditionnel et que leur fonctionnement à long terme peut être compromis en totalité ou en partie par un phénomène de colmatage qui pourra réduire leur efficacité, **les critères de conception hydraulique devraient de façon générale contenir un généreux facteur de sécurité.**

De plus, puisqu'il est recommandé de n'utiliser ce type de système que pour drainer des superficies de petites dimensions (inférieures à 5 ha et idéalement de l'ordre de 2 ha (ASCE/WEF, 1998)), les méthodes de calcul doivent être simples d'utilisation et ne doivent pas nécessiter d'analyses très exhaustives qui seraient disproportionnées par rapport à l'ampleur des ouvrages. Quoique des modèles de simulation puissent être utilisés pour la conception, l'utilisation de la méthode rationnelle et des techniques simples de laminage est donc recommandée.

Le taux auquel l'eau s'infiltré dans le sol peut être estimé à l'aide de la loi de Darcy :

$$U = k i \quad \text{Eq.20}$$

où U = vitesse d'écoulement (m/s)

k = conductivité hydraulique (m/s)

i = gradient hydraulique (m/m), pris ici égal à 1 m/m.

Soulignons que la loi de Darcy s'applique en théorie à un écoulement saturé alors qu'il est généralement recommandé de mettre en place les systèmes dans la zone non saturée (avec le fond de l'ouvrage au moins 1,2 m en haut du niveau maximal de la nappe phréatique). Il est toutefois assumé que les conditions seront saturées lorsque le système sera en opération (Urbonas et Stahre, 1990; CIRIA, 1996).

La conception hydraulique des ouvrages doit se faire dans tous les cas en considérant l'équation de continuité :

$$\frac{dS}{dt} = Q_{\text{entrée}} - Q_{\text{sortie}} \quad \text{Eq.21}$$

où S = volume d'eau stockée dans le système (varie en fonction de la hauteur);

$Q_{\text{entrée}}$ = débit généré par le ruissellement de surface et entrant dans le système;

Q_{sortie} = débit sortant du système par infiltration (varie en fonction de la hauteur d'eau).

La hauteur d'eau dans le système, $h(t)$, peut être évaluée en entrant des valeurs pour le débit d'entrée, le débit de sortie et $V(h)$, en réarrangeant pour h et en intégrant par rapport au temps. Le débit d'entrée peut s'obtenir à l'aide de la méthode rationnelle alors que le débit de sortie peut être obtenu à l'aide de la loi de Darcy déjà présentée. En assumant que le gradient hydraulique est de 1, le débit de sortie est donc :

$$Q_{\text{sortie}} = k A \quad \text{Eq.22}$$

où k est la conductivité hydraulique (m/s) et A est la surface sur laquelle (ou à travers laquelle dans le cas d'une tranchée ou d'un puits) se fera l'infiltration. Évidemment, si les débits peuvent également sortir par une conduite, on pourra également en tenir compte pour l'analyse (figure 23). L'approche simplifiée avec la méthode rationnelle déjà décrite à la section précédente pourra ainsi être utilisée pour le calcul du volume de stockage pour de petits ouvrages de contrôle.

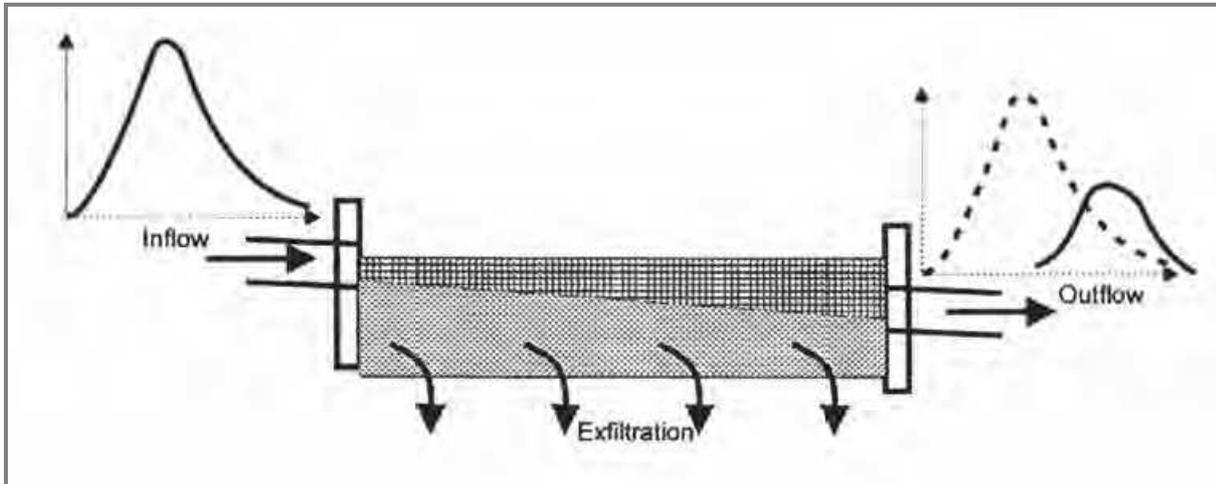


Figure 24. Conduite d'exfiltration où les débits de sortie dépendent à la fois de la capacité d'infiltration et de la capacité de la conduite de sortie (Smith, A.A. et Bui, T.D. (2001) [3].

Chapitre I : Développement du territoire et pratiques de gestion des eaux pluviales

La première étape pour assurer une gestion adéquate et optimale des eaux pluviales, tant pour des secteurs en développement que pour des secteurs déjà en place, consiste à bien planifier l'aménagement du site lors



de la conception des réseaux. Le développement d'un territoire peut se faire de façon à minimiser les impacts sur les ressources et les milieux récepteurs en utilisant des concepts simples comme la conservation des espaces et du mode de drainage naturel, la réduction des surfaces imperméabilisées et une meilleure intégration des techniques végétales permettant d'assurer un traitement à la source. La reconnaissance des possibilités qui sont offertes lors de la conceptualisation des projets conduit nécessairement, dans certains cas, à une remise en question quant aux normes de conception des espaces imperméabilisés en milieu urbain comme les rues et les aires de stationnement, les marges de recul ou tout autre paramètre pouvant avoir un effet direct sur la part du site qui sera imperméabilisée. Il y a donc lieu, tôt dans l'élaboration du concept d'aménagement, de favoriser un dialogue entre les responsables de l'urbanisme et de l'aménagement du territoire et ceux responsables de l'élaboration des systèmes de drainage puisque l'interaction entre les deux champs de responsabilité apparaît évidente pour produire un aménagement mieux adapté.

Du point de vue des eaux de ruissellement et des différents impacts que le développement peut produire, le paysage urbain peut être vu comme une combinaison de trois types de zones. La première zone comprend les espaces non développés ou naturels, qui sont souvent des parcs ou des aménagements par exemple autour des cours d'eau. La deuxième zone est celle où nous vivons et travaillons; elle comprend les maisons ainsi que les cours autour des habitations (avant, arrière ou latérales).

Enfin, la dernière zone concerne les espaces alloués pour l'automobile et les déplacements; elle inclut notamment les rues, les entrées charretières ainsi que les aires de stationnement.

I. Principes d'aménagement

Les principes d'aménagement du territoire à suivre pour une meilleure planification en ce qui a trait à la gestion des eaux pluviales peuvent être regroupés en trois principales catégories :

1. La préservation des aires naturelles et des ressources ;
2. L'utilisation des techniques d'aménagement pour moindre impact (TAMI) ;
3. La minimisation du couvert imperméable dans l'aménagement du site.

1. Préservation des aires naturelles et des ressources

Après avoir complété l'inventaire des éléments naturels de drainage et des ressources sur un site, l'objectif premier devrait être de préserver le plus possible les caractéristiques existantes du site. Ceci peut se faire de plusieurs façons :

Préserver le plus possible les aires naturelles dans un état non remanié

Les zones naturelles qu'on devrait tendre à protéger incluent les zones avec végétation bien implantée, les zones avec arbres matures, les fossés de drainage naturel et les rives.

À fortiori, le lit des cours d'eau devra demeurer à l'état naturel et être exempt de structures en aménagement.

Le maintien de ces éléments naturels dans l'aménagement du site permettra de rester plus près des conditions hydrologiques qui prévalaient avant le développement et d'utiliser ces éléments comme des zones de traitement et d'infiltration.



Préserver la configuration des bandes riveraines

Les bandes riveraines servent à protéger et délimiter physiquement un cours d'eau ou un lac des développements ou empiètements futurs; elles permettent également de maintenir l'intégrité des habitats et peuvent aussi jouer un rôle pour le traitement des eaux de ruissellement. Une bande riveraine avec des arbres matures devrait être maintenue et on devrait encourager la reforestation lorsque la forêt est disparue dans cette zone.

Éviter les constructions dans les zones inondables

En principe, toutes les constructions et tous les ouvrages sont interdits dans les zones inondables.

La politique de protection des zones inondables spécifie quelles sont les types d'habitations ou de structures qui peuvent être permises dans les zones de grand courant (inondées lors d'une crue de récurrence de vingt ans) et de faible courant (inondées lors d'une crue de récurrence de cent ans).

Éviter les zones de pentes fortes

La préservation des zones de pentes fortes dans leur état naturel permet de prévenir l'érosion accentuée du sol et la dégradation de la qualité des eaux de ruissellement qui l'accompagnent. De plus, la construction dans des zones à pentes accentuées exige une plus grande surface que pour une construction dans des zones à pentes faibles, sans compter les problèmes géotechniques potentiels associés à ce genre de pratique.

Minimiser le développement sur des sols poreux ou érosifs

Les sols avec une bonne capacité d'infiltration comme le sable ou le gravier fournissent une bonne opportunité pour l'infiltration des eaux de ruissellement et la recharge de la nappe phréatique et ils devraient donc être préservés comme un élément potentiel de gestion des eaux pluviales. La caractérisation adéquate des sols en place devrait par conséquent être faite dans tous les cas. Les habitations et structures devraient par ailleurs être prévues dans les zones où les sols sont moins perméables. Les zones avec des sols plus érosifs devraient d'un autre côté être idéalement maintenues dans leur état naturel afin de limiter le potentiel d'une érosion accrue après le développement.

2. Utilisation des techniques d'aménagement pour moindre impact (TAMI)

Après l'établissement des éléments de drainage naturel et l'exploration des possibilités quant à leur préservation et leur intégration au concept de développement, différentes techniques d'aménagement peuvent être analysées pour réduire les impacts quantitatifs et qualitatifs des eaux de ruissellement. Ces techniques touchent notamment la localisation et la configuration des surfaces imperméables sur le site et incluent les pratiques suivantes :

Adapter l'aménagement du site aux conditions naturelles.

La localisation des rues et des bâtiments sur un site devrait suivre le plus possible les formes naturelles et la topographie existant avant le développement.

On pourra ainsi préserver les fossés et le système de drainage naturels et éviter en même temps de trop remanier les sols en place (figure 24).

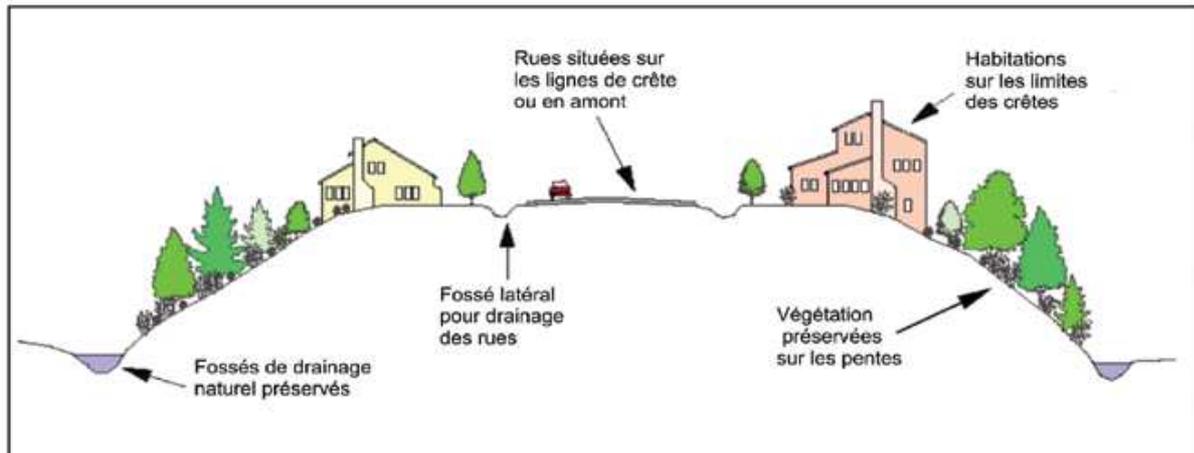


Figure 25. Préservation de la topographie naturelle du site2.

Localiser le développement dans les zones moins sensibles.

Pour minimiser les impacts hydrologiques sur les sols en place sur le site, le développement devrait être davantage concentré dans les zones moins sensibles au remaniement ou qui ont une valeur inférieure en termes de fonction hydrologique.

Réduire les limites des zones où se fera le déboisement ou le remaniement des sols en place.

Utiliser si possible un aménagement par groupe.

Ce type d'approche vise à concentrer les habitations et les surfaces imperméables dans une zone plus compacte en échange d'espaces verts et d'aires naturelles qui sont maintenus ou créés ailleurs sur le site. Cette approche offre plusieurs avantages en réduisant les zones qui devront être remaniées, en altérant le moins possible les conditions naturelles du site et avec des coûts de construction et d'entretien qui sont moins élevés. Le recours à ce type de développement, qui devrait être privilégié considérant l'importance des bénéfices qui peuvent en découler, s'inscrit notamment dans une stratégie globale de réduction du pourcentage imperméable du site.

Les bénéfices associés à un aménagement groupé sont nombreux et Schueler (1995) en présente une discussion détaillée. Les principaux bénéfices incluent la réduction du pourcentage imperméable, la réduction du ruissellement et des charges polluantes, la réduction globale des coûts d'aménagement, la concentration du ruissellement vers des sites pour faciliter son traitement et le support pour d'autres objectifs communautaires.

3. Minimisation du couvert imperméable dans l'aménagement du site

La réduction du pourcentage imperméable dans l'aménagement d'un site constitue la technique la plus efficace pour réduire les impacts sur le cycle hydrologique.

Plusieurs pistes peuvent ici être explorées en ce sens (Puget Sound Action Team, 2005; CWP, 1998a; Amec et al., 2001; Schueler, 1995) :



1. Réduire la longueur et la largeur des rues ;
2. Réduire les dimensions des bâtiments ;
3. Réduire les dimensions des espaces de stationnement ;
4. Utiliser moins de cul-de-sac ou choisir des formes alternatives ;
5. Créer des zones de contrôle et de traitement pour les aires de stationnement.

Chacune de ces avenues est discutée plus en détails aux sections qui suivent.

Réduire la longueur et la largeur des rues

La définition des configurations de rues doit être analysée afin de réduire le plus possible les longueurs totales.

De plus, les rues dans les secteurs résidentiels doivent être conçues avec les largeurs minimalement requises pour permettre d'avoir les largeurs de voies de circulation nécessaires, le stationnement sur la rue et l'accès pour les urgences. Dans plusieurs développements, les largeurs minimales de rue sont souvent excessives et ne reflètent pas toujours les besoins actuels ni futurs. Les largeurs de rue devraient être basées sur le volume de trafic anticipé et il existe une opportunité non négligeable, en particulier pour des zones résidentielles, de réduire ces largeurs et par conséquent le pourcentage imperméable global des développements.

Réduire les dimensions des bâtiments

Lorsque possible, la réduction de la surface au sol utilisée par les bâtiments, en utilisant par exemple des constructions en hauteur au lieu d'occuper une partie plus importante du lot, pourra amener une réduction appréciable des surfaces imperméables.

Réduire les dimensions des espaces de stationnement

Particulièrement pour des secteurs commerciaux ou industriels, les superficies réservées aux aires de stationnement peuvent être appréciables et on aura donc intérêt à réduire le plus possible ces superficies.

Utiliser moins de cul-de-sac ou choisir des formes alternatives

Des secteurs avec un nombre trop important de cul -de sac peuvent contribuer à accroître de façon importante les surfaces imperméables. Leur nombre devrait donc être limité le plus possible et des concepts d'aménagement mieux adaptés devraient être encouragés.

Créer des zones de contrôle et de traitement pour les aires de stationnement et de circulation

Une autre façon de réduire l'impact hydrologique de grandes surfaces pavées est de créer des îlots de végétation permettant d'assurer un contrôle et un traitement à la source.

Pour les stationnements, ces zones sont facilement intégrées à l'aménagement général du site. Cette approche est moins utilisée pour les rues dans les secteurs résidentiels mais ces zones de traitement peuvent tout de même être aménagées comme des éléments permettant de ralentir le trafic, en particulier pour des secteurs avec de faibles volumes de circulation.



II. Les pratiques de gestion optimales des eaux pluviales

Définir quelles sont les pratiques de gestion optimales (PGO) les plus appropriées pour différentes situations peut devenir dans certains cas difficile puisqu'il existe plusieurs techniques dont il faut pouvoir reconnaître les avantages et désavantages. On peut ici reconnaître que ce choix sera influencé notamment par les différentes contraintes physiques, la source de pollution et le pourcentage d'enlèvement de polluant visé, le type de plan ou de cours d'eau récepteur ainsi que les objectifs en matière de contrôles divers et de protection contre les inondations.

Il existe plusieurs types de classification pour les différentes PGO. Une première classification, probablement celle qui est la plus générale, est de regrouper les techniques selon qu'elles sont non structurales ou structurales.

Le premier groupe de techniques inclut les approches qui n'impliquent pas la mise en place d'ouvrages mais plutôt la prise en compte de l'aménagement du territoire, l'utilisation de nouvelles techniques de pratiques de gestion pour l'entretien (ou la modification de certaines pratiques existantes) et la réglementation, de façon à pouvoir effectuer un contrôle préventif. Ces techniques qui sont souvent sous-estimées, pourront avoir un impact non négligeable à l'échelle d'un bassin versant pour différents aspects. Les techniques dites structurales sont celles qui nécessitent la construction d'ouvrages de contrôle pour les réseaux de drainage. Une autre classification permettant d'évaluer et de qualifier chaque technique consiste à examiner quels sont les processus en jeu (physiques, chimiques et biologiques) par lesquels dans chaque cas s'effectuent le contrôle et le traitement des eaux pluviales. Les connaissances pour cet aspect évoluent encore mais, dans le contexte où on utilise un principe de filière de traitement pour la gestion qualitative, il devient essentiel de mieux connaître comment chaque type de PGO peut contribuer au traitement et selon quels principaux mécanismes. On peut tout d'abord faire une distinction de base entre les particules solides et celles qui sont solubles. La limite se situe quelque part entre le diamètre équivalent de l'ordre de 0,4 micron (pouvant être associé à de l'argile) (UDFCD, 2005). Dans plusieurs cas, divers polluants (comme les métaux) deviennent adsorbés ou attachés aux matières en suspension (MES), ce qui explique pourquoi les MES sont souvent utilisées comme un des indicateurs globaux permettant de qualifier le niveau de traitement des eaux pluviales.

Tableau 6. Classification des PGO par groupe (adapté de EPA, 2004 et de CWP, 2002)¹.

Groupe	PGO	Description
Bassins de rétention	Bassin sec	Un bassin sec est conçu pour recevoir en temps de pluie les eaux de ruissellement pour certaines gammes de débits; règle générale, il se vide sur une période relativement courte et demeure sec lorsqu'il n'y a pas de précipitation.
	Bassin sec avec retenue prolongée	La retenue des eaux pour les événements fréquents (contrôle qualitatif) peut être prolongée (entre 24 et 48 heures) puisqu'il a été démontré que le traitement pouvait ainsi être amélioré.
	Bassin avec retenue permanente	Bassin qui maintient une retenue permanente d'eau et qui effectue les différents contrôles



		avec une augmentation temporaire de la retenue lors de précipitations. Globalement, il a été démontré que ce type de bassin permettait d'avoir un meilleur rendement pour le contrôle qualitatif qu'un bassin sec.
Marais artificiels	Marais peu profond	Marais effectuant un contrôle qualitatif avec différentes cellules de faibles profondeurs.
	Marais avec retenue prolongée	Marais qui effectue un contrôle qualitatif accentué avec une retenue prolongée des eaux de ruissellement.
	Système hybride bassin/marais	Système où un bassin avec une retenue permanente est implanté en amont du marais artificiel
Systèmes avec végétation	Fossé engazonné sec	Fossé ou dépression conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol.
	Fossé engazonné avec retenue permanente	Fossé ou dépression avec retenue permanente et végétation spécifique (marais) conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol.
	Fossé engazonné avec biofiltration	Fossé ou dépression conçu pour retenir temporairement les eaux et promouvoir l'infiltration dans le sol, avec la mise en place de matériaux et de végétation favorisant une biofiltration.
	Bande de végétation filtrante (avec ou sans biofiltration)	Surfaces gazonnées avec des pentes et des dimensions appropriées, conçues pour traiter un écoulement de surface en nappe et éliminer certains polluants par filtration et infiltration.
Systèmes avec infiltration	Bassin d'infiltration	Dépression de surface qui permet de stocker le ruissellement pour favoriser par la suite l'infiltration, partielle ou totale, dans le sol.
	Tranchée d'infiltration	Pratique par laquelle les eaux de ruissellement sont traitées dans les vides d'un volume de pierre nette ou à l'intérieur d'une chambre avant d'être infiltrées en tout ou en partie.
	Pavé ou pavage poreux	L'utilisation de pavé en béton poreux ou d'asphalte poreux permet l'infiltration d'une certaine partie du ruissellement
Systèmes de filtration	Filtre à sable de surface	Pratiques de filtration qui traitent les eaux de ruissellement en décantant les particules de plus grandes dimensions dans une chambre à sédiments, et qui filtrent ensuite à travers un filtre à sable.
	Filtre à sable souterrain	Pratiques de filtration qui traitent en réseaux les eaux de ruissellement en décantant les particules de plus grandes dimensions dans une chambre à sédiments, et qui filtrent ensuite à travers un filtre à sable.
	Filtre à sable en périphérie	Filtre qui comprend une chambre à sédiment peu profonde et un lit de filtre à sable en parallèle. Peut être utilisé en périphérie des stationnements.
Autres techniques	Mécanismes hydrodynamiques à vortex	Différents équipements permettant la séparation des matières en suspension par un processus hydrodynamique qui crée un vortex. Plusieurs modèles commerciaux existent.
	Séparateurs d'huile, graisse et sédiments	Différents équipements permettant l'enlèvement d'un certain pourcentage de polluants par la capture des débris et une décantation par gravité.

Les principaux mécanismes à l'oeuvre dans les PGO classiques sont la décantation (souvent le principal processus pour plusieurs PGO), la filtration, l'infiltration, l'assimilation biologique par les plantes et la rétention à travers la végétation (par exemple par le gazon dans une bande filtrante).

Les différents objectifs de gestion des eaux pluviales peuvent également être utilisés pour classer et évaluer les mécanismes de contrôle. Ces objectifs comprennent la réduction du volume de ruissellement, la



réduction des débits de pointe ainsi que le contrôle de la qualité des eaux rejetées. La réduction du volume de ruissellement, qui historiquement ne faisait pas partie des préoccupations pour la gestion des eaux pluviales, est maintenant reconnue comme un élément très important pour atteindre les différents objectifs. Finalement, une autre approche qui peut être utilisée pour catégoriser les PGO consiste à les classer en s'appuyant sur un concept de la chaîne ou de filière pour les mécanismes de contrôle, ce qui sera décrit à la prochaine section.

1. Filière pour les mécanismes de contrôle

Selon cette approche, qui a été celle retenue ici pour la présentation des différentes techniques, les gestions quantitative et qualitative des eaux de ruissellement s'appuient sur un ensemble de pratiques qui peuvent être appliquées l'une à la suite de l'autre, de la façon illustrée aux figures 25 et 26. Règle générale, plus on éloigne le traitement de la source de pollution, moins les mesures ont un rapport coûts-bénéfices avantageux.

Il est donc habituellement plus rentable de prévenir la pollution en adoptant de bonnes pratiques de maintenance, ou en luttant contre la pollution à la source ou à proximité de celle-ci, que de traiter les eaux de ruissellement au moyen de PGO à la sortie de l'émissaire.

Concevoir l'application des différentes PGO selon une approche de filière de traitement favorise globalement un système qui est moins coûteux et qui permet de prendre en compte les effets complémentaires de différentes approches. Après la prévention de la pollution, qui constitue évidemment une mesure efficace pour minimiser les impacts sur la qualité des eaux des milieux récepteurs, la prise en compte des principes d'aménagement judicieux et les approches pour le contrôle à la source sont des mesures non structurales qui n'impliquent pas, dans plusieurs cas, la mise en place d'ouvrages.

Par la suite, on retrouve des techniques qui peuvent être mises en place à l'échelle du lot, soit sur un terrain privé ou municipal. D'autres types de contrôle peuvent ensuite se retrouver à l'intérieur du réseau de transport des eaux, avant d'arriver finalement aux mécanismes de contrôle situés près de l'émissaire.

La figure 26 fait par ailleurs ressortir un élément très important à considérer pour la planification des mécanismes de contrôle, soit le fait que les différentes PGO peuvent être aménagées sur des terrains privés ou des terrains publics. À moyen et long terme, cet élément peut avoir un impact significatif sur la maintenance et l'entretien qui pourront être adéquatement assurés et, conséquemment, sur la capacité des différentes PGO à remplir efficacement leur rôle. Si la mise en place de PGO et leur efficacité sont critiques pour le fonctionnement des réseaux en aval, il va sans dire que des mécanismes permettant d'assurer à long terme un entretien approprié devraient idéalement être institués. Ce point devient particulièrement important à considérer pour des éléments de gestion qui sont mis en place sur des terrains privés.

Avant d'aborder de façon plus détaillée les différentes techniques dites « compensatoires » ou « alternatives », on traitera tout d'abord des aspects généraux de conception à considérer et qui peuvent s'appliquer à plusieurs techniques et des critères de conception qui devraient être retenus .

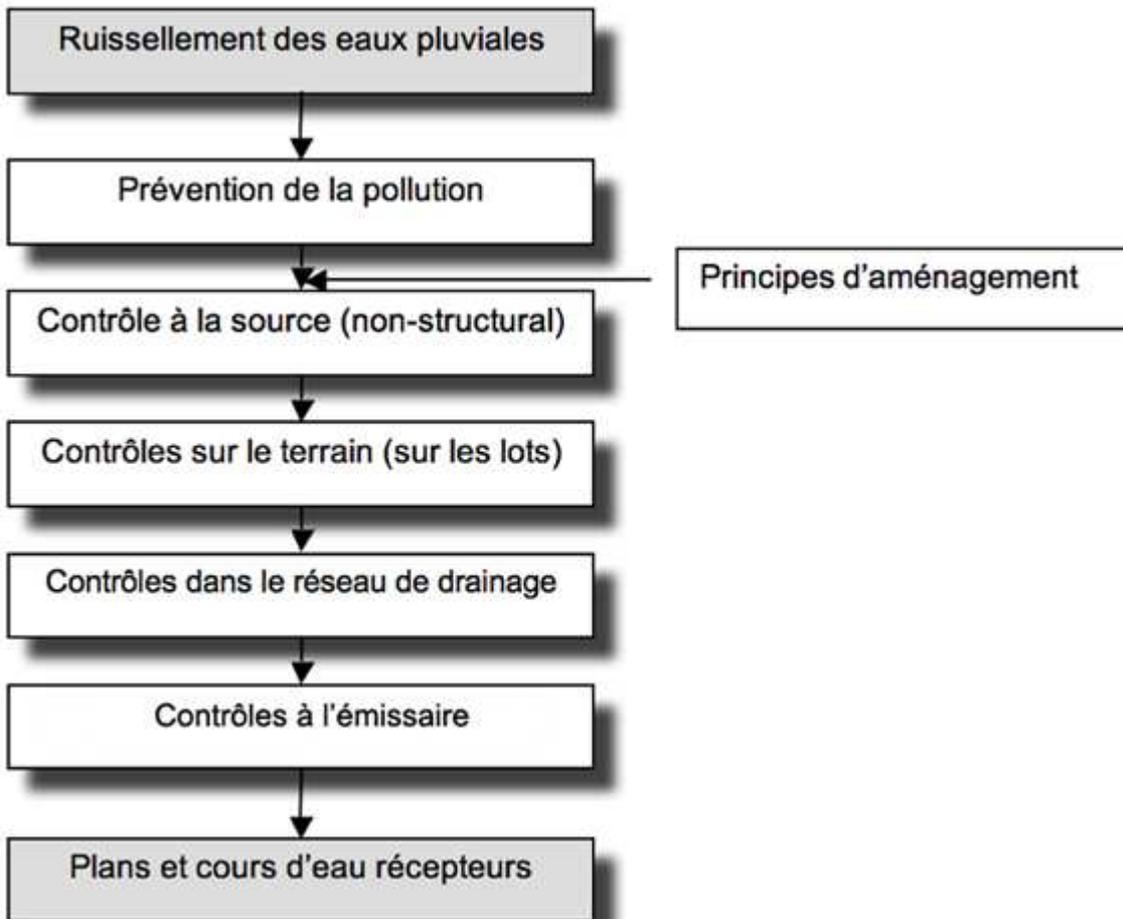


Figure 26. Chaîne de mécanismes de contrôle relative au contrôle du ruissellement.
Source : Tiré et adapté de l'UDFCD (1992), Urbonas et Roesner (1993), MEO (2003); InfraGuide (2003)1.

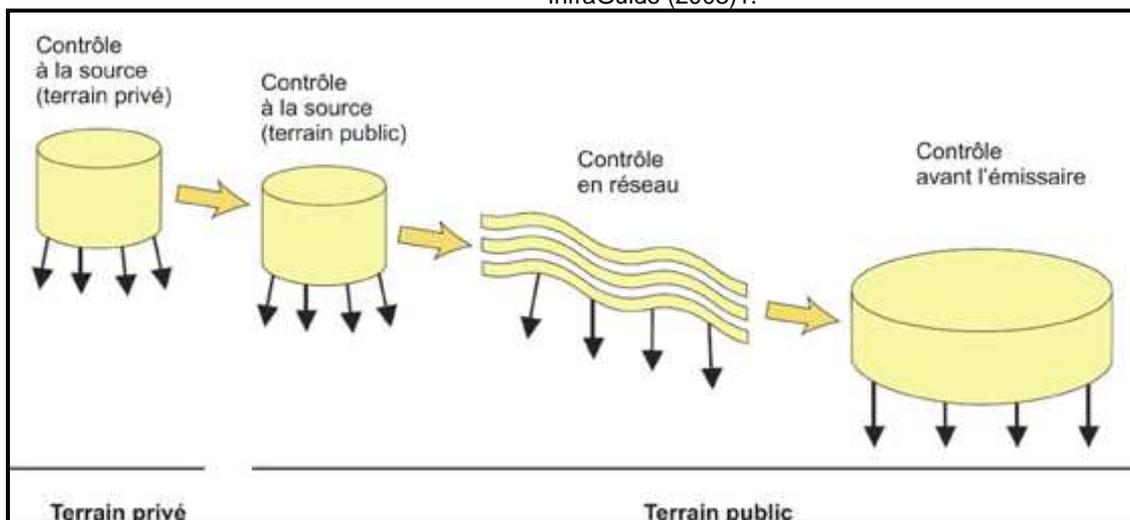


Figure 27. Catégorisation des PGO en fonction de leur localisation dans les réseaux de drainage
(Adapté de Stahre et Geldof, 2003)1

2. Critères de conception et présentation générale des pratiques

2.1. Critères de conception



La planification et la conception des pratiques de gestion optimales (PGO) pour un site en particulier devaient se faire en gardant à l'esprit les principes suivants (EPA, 2004) :

- Reproduire, de la meilleure façon possible, les conditions hydrologiques naturelles qui prévalaient avant le développement ;
- Fournir un contrôle qualitatif en maximisant l'enlèvement des polluants associés à l'urbanisation ;
- Les techniques doivent être appropriées pour le site en fonction des contraintes physiques ;
- Les techniques doivent offrir un bon ratio coûts/bénéfices ;
- L'entretien doit représenter un fardeau acceptable à long terme et il doit être considéré lors du choix des techniques et de leur conception ;

Les techniques doivent avoir dans la mesure du possible un impact neutre ou positif sur l'environnement naturel et humain.

Les critères de conception associés aux PGO relatives aux eaux pluviales, peuvent comprendre quatre groupes généraux :

Cycle hydrologique – alimentation de la nappe souterraine, maintien du débit d'entrée de base ou minimal, modèles d'écoulement en surface et sous la surface ;

Qualité de l'eau – habitat aquatique, charge de polluants, température, activités de loisirs et de sports, contamination des eaux souterraines ;

Potentiel d'érosion – topographie et sensibilité à l'érosion ;

Débits de pointe – conception des réseaux mineur et majeur / gestion pour les inondations.

2.2 Présentation générale des pratiques

On va examiner dans ce qui suit les diverses techniques, en discutant tout d'abord celles spécifiques au contrôle à la source (non structural), celles qui s'appliquent au contrôle à la source sur les lots, celles adaptées au réseau de transport et, enfin, celles qui sont mises en place à l'exutoire des réseaux (suivant ainsi le concept illustré aux figures 25 et 26). Il va sans dire que la **prévention de la pollution**, qui constitue le premier élément de la chaîne d'approches montrée à la figure 25, est le premier principe qu'on doit viser à respecter; cette prévention pourra se traduire par l'utilisation d'un certain nombre de mécanismes de contrôle non structuraux.

Par la suite on présentera les différentes techniques avec les critères de conception qui sont recommandés. Il va sans dire que certaines techniques, par exemple un bassin de rétention sec, pourraient être classées comme une technique de contrôle à la source ou une technique de contrôle à la sortie des réseaux. Le tableau 5 regroupe les différentes techniques d'après cette catégorisation, selon les différents endroits dans le réseau où on les retrouve le plus fréquemment.

Tableau 7. Exemples de techniques applicables à différents endroits dans le réseau de drainage (adapté de Stahre et Geldof, 2003; MOE, 2003)¹.

Catégorie	Exemples de techniques applicables
Contrôle à la source (terrain privé)	Toits verts Collecte et réutilisation de l'eau de pluie Jardin de pluie (bio-rétention)



	Pavage poreux Aménagement absorbant Puits d'infiltration
Contrôle à la source (terrain public)	Petit bassin sec Petit bassin avec retenue permanente Infiltration sur la pelouse Tranchée/Bassin d'infiltration Bande filtrante Bio-rétention Fossés engazonnés/aménagés Pavage poreux
Contrôle en réseau (terrain public)	Fossés engazonnés/aménagés Fossés avec systèmes d'infiltration Systèmes avec exfiltration
Contrôle à la sortie de l'émissaire (terrain public)	Bassin sec Bassin avec retenue permanente Marais artificiel

3. panorama des techniques alternatives

Il n'existe pas de liste exhaustive des techniques alternatives en assainissement pluvial. En fait, à partir du moment où l'on considère ces techniques comme la recherche de l'ensemble des points de stockage et d'infiltration sur le cheminement de l'eau à l'intérieur du tissu urbain, nous avons affaire à un ensemble presque illimité. Chaque cas d'application doit être considéré par une équipe multidisciplinaire disposant des données suivantes :

Connaissance du sol en terme de :

- géologie ;
- comportement mécanique du sol ;
- comportement à l'eau du sol ;
- comportement hydrogéologique (perméabilité).

Connaissance de l'environnement en terme de

- hydrologie ;
- positionnement des nappes et de leur évolution dans le temps ;
- sensibilité des nappes et des milieux récepteurs à la pollution ;
- évaluation en terme de pollution de la qualité des eaux de ruissellement urbain ;
- connaissance historique du type d'urbanisme et de bâtiment locaux, du cheminement de l'eau ;
- connaissance du bâtiment et de la construction ;

Sur la base de ces informations, il sera alors possible de déterminer la technique alternative optimale, ou plutôt la conjonction des techniques permettant d'arriver à une solution optimale.

Etant donné que toutes ces techniques ne peuvent s'appliquer dans tous les cas, nous allons essayer de distinguer les bienfaits et les méfaits de chacune d'entre elles afin d'approcher l'utilisation idéale à en faire en fonction du type de projet.

Ces techniques alternatives se distinguent en trois grandes familles :



- les réservoirs de stockage (bassins de retenue)
- les structures-réservoirs
- les réservoirs diffus

3.1. Les réservoirs de stockage (bassins de retenue)

Les bassins de retenue sont des ouvrages de stockage destinés à retenir provisoirement l'eau pendant la pointe de crue, pour la restituer après l'averse avec un débit contrôlé.

La création de réservoirs stockant se traduit par la mise à disposition de volume conséquent, volume hydraulique déterminé à partir de méthodes normalisée, généralement pour une pluie d'occurrence décennale.

Plusieurs types de bassins de retenue peuvent être mis en œuvre :

- les bassins en eau
- les bassins à sec
- les bassins secs d'infiltration
- les bassins enterrés

Cette technique fera l'objet du chapitre suivant.

3.2. Les structures réservoirs

Il s'agit de stocker l'eau dans un matériau à indice des vides important (de 20 à 80%) situé sous la couche de roulement et de la laisser s'écouler à un débit compatible avec les contraintes aval.

Comme les bassins de retenue nécessitent des surfaces importantes, pas toujours disponibles et bien souvent onéreuses, l'idée est venue d'utiliser les surfaces mises à disposition par l'accroissement de l'urbanisation, les voiries en l'occurrence, pour assurer la rétention temporaire des eaux pluviales. De ce fait, outre le rôle mécanique joué par la voirie pour supporter le trafic, on lui assigne par la même occasion une fonction hydraulique de stockage. Le terme structure réservoir était né.

Ce procédé assure également les 3 phases de fonctionnement :

- Collecte des eaux de pluie
- Rétention de ces eaux
- Restitution au milieu naturel

La collecte des eaux pluviales peut s'effectuer de deux façons :

- soit par infiltration directe au travers de revêtements de surface poreux,
- soit par ruissellement sur des surfaces étanches suivie d'une infiltration ou d'une injection dans la structure de stockage.

Il en est de même pour l'évacuation des eaux de pluie :

- soit par infiltration directe dans le sol support,
- soit par ruissellement sur un fond étanche et restitution vers un exutoire à l'aide de drains.

Les principes énoncés ci-dessus sont récapitulés sur les schémas suivants :

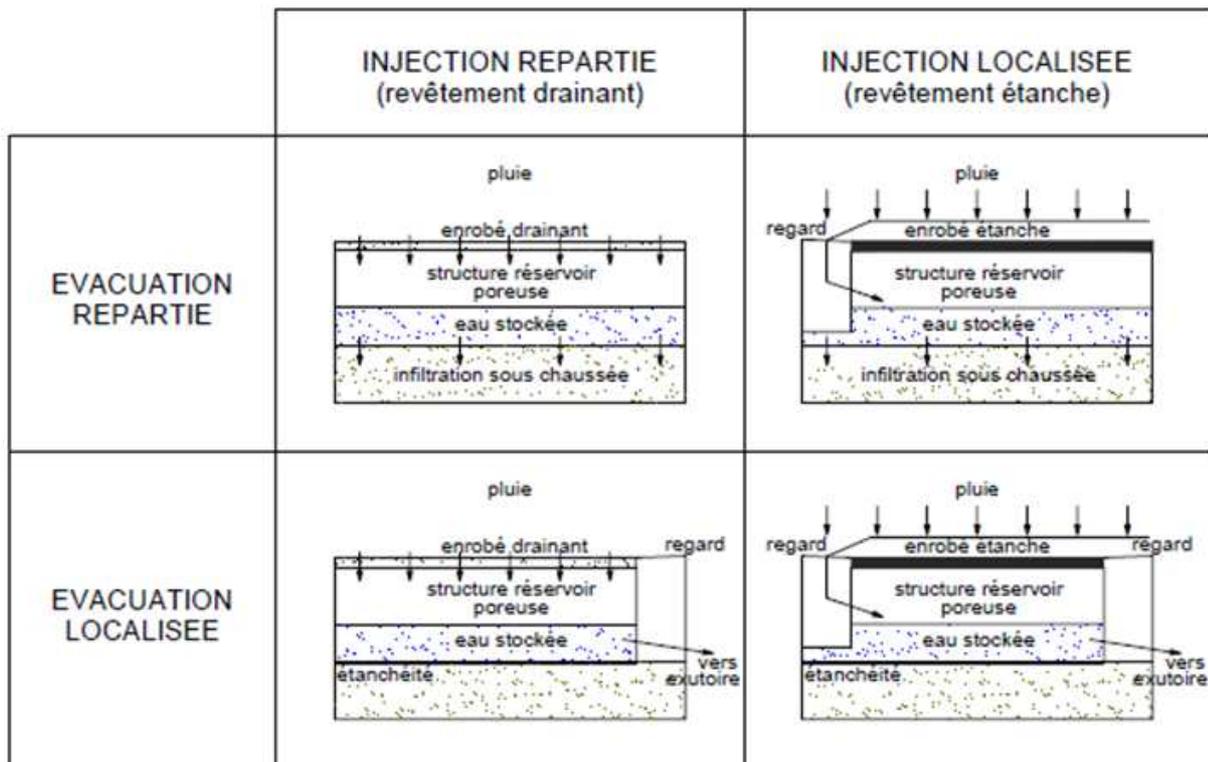


Figure 28. Schéma récapitulatif des différentes chaussées à structure réservoir1

Le stockage est réalisé, soit dans des structures en matériaux non-traités présentant des indices de vide supérieur à 30%, soit dans des structures alvéolaires à indice de vide voisin de 95%.

Il est important de ne pas faire l'amalgame entre deux types d'ouvrages, qui peuvent néanmoins s'avérer complémentaires :

- **Une chaussée poreuse** est réalisée avec un revêtement drainant sur un corps imperméable. Elle ne joue pas de rôle de stockage, elle permet seulement une amélioration de la sécurité routière par un confort de conduite quasi-identique au temps sec (cette idée reçue voit naître des opposants dans les sociétés d'exploitation autoroutière qui jugent d'une augmentation du nombre d'accidents par une accentuation de la vitesse des automobilistes, au point où certaines souhaitent définitivement colmater le drainant).
- **Une chaussée à structure réservoir** permet le stockage provisoire au sein d'un corps poreux de chaussée. Elle a un rôle hydraulique et peut être recouverte d'un revêtement drainant pour l'alimentation en eaux pluviales.

Aujourd'hui il s'agit bien d'adapter la technique au cas par cas. Il est préférable donc une infiltration directe et répartie au travers d'un matériau perméable afin d'éviter le ruissellement, le lessivage de la chaussée, la formation de flaques ainsi que les projections dues à la circulation des véhicules. Le facteur limitant à ce type d'utilisation sera le colmatage progressif de la couche drainante qui devra faire l'objet d'un suivi et d'un entretien préventif régulier par aspiration si nécessaire.

Un ruissellement sur une chaussée étanche suivi d'une infiltration sur une zone traitée en revêtement poreux pourra être appliqué :

- lorsqu'il est nécessaire de réaliser des aires de manœuvre de poids lourds (zone de livraison) en enrobé dense, au milieu de zones en enrobés poreux, afin de se protéger des risques d'arrachement,
- lorsqu'il est nécessaire d'infiltrer les eaux de toitures dans une structure réservoir.

Le ruissellement sur chaussée étanche suivi d'une injection par un réseau de drains après collecte par caniveaux et avaloirs est également possible, mais déconseillé car il est accompagné du risque de colmatage de la structure par entraînement des particules ; risque qui existe faiblement en présence d'un revêtement poreux, zone de rétention privilégiée des matières en suspension (MES).

3.2.1. Tableau récapitulatif des avantages et inconvénients d'une structure réservoir

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Ouvrages enterrés sans impact visuel- Insertion en milieu urbain sans consommation d'espace supplémentaire- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation et « filtration » par interception des particules au travers de la structure- Elimination de l'aquaplaning et suppression des éclaboussures- Réalimentation de la nappe (si infiltration)	<ul style="list-style-type: none">- Etude et mise en œuvre délicate- Risques de colmatage- Problèmes de viabilité hivernale- Entretien difficile- Durée de vie réduite- Problème de la voirie provisoire de chantier- Problématique du passage des réseaux

3.2.2. Le choix des matériaux et les combinaisons possibles

La coupe ci-après représente les différentes couches constitutives de la chaussée à structure réservoir :

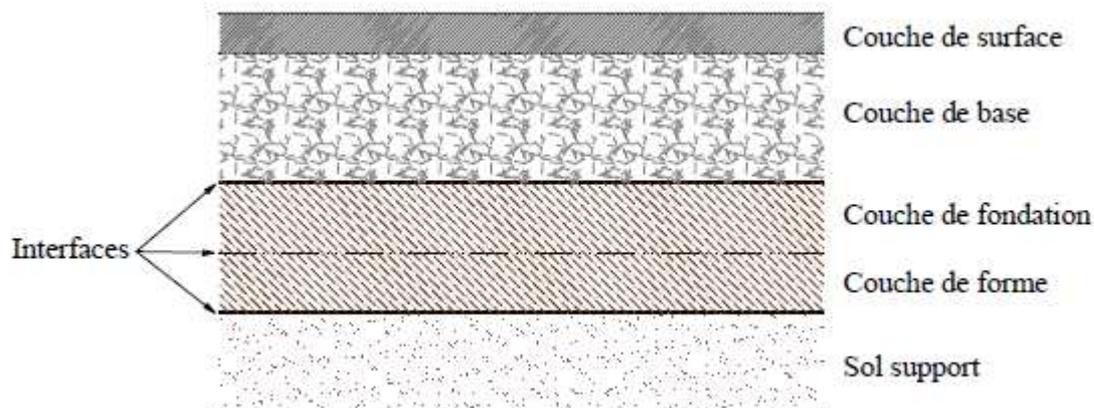


Figure 29. Différentes couches constitutives de la chaussée à structure réservoir1

Il est possible d'utiliser :

- Pour la couche de surface :
 - Matériaux stabilisés



- Dalles et pavés poreux (porosité utile 20 à 25 %)
- Enrobés drainants (porosité utile 12 à 16 %)
- Bétons poreux (porosité utile 18 à 22%)
- Revêtements étanches.
- Pour la couche de base :
 - Matériaux non liés (sans sable) (porosité utile 30 à 45%)
 - Matériaux traités au liant bitumineux (graves bitumes drainantes) (porosité utile 13 à 20%)
 - Matériaux traités au liant hydraulique (béton poreux) (porosité utile 20 à 26%)
 - Matériaux alvéolaires (porosité utile > 90%)
 - Matériaux de récupération (pneus) (porosité utile > 70%)
- Pour la couche de fondation et de forme (si le sol support le permet)
 - Matériaux liés (sans sable)
 - Matériaux alvéolaires
 - Matériaux de récupération
- Pour les interfaces
 - Géotextile (comparable à un filtre)
 - Géomembrane (étanchéité)

Ce sont principalement les couches de base et de fondation qui interviennent dans la chaussée. Elles assurent la répartition des efforts transmis depuis la couche de surface jusqu'au sol support.

Compte tenu de la diversité des applications possibles, il est à souligner que les matériaux constituant la chaussée doivent être choisis en fonction des contraintes locales (disponibilité des matériaux, techniques de mise en œuvre utilisables) pour éviter un surcoût. En revanche, il faut bien entendu suivre l'ensemble des prescriptions hydrauliques (porosité), physiques (propreté du granulat) et mécanique (dureté du granulat).

En pratique, pour une chaussée réservoir avec revêtement poreux, après déblais, les matériaux nécessaires sont : finition de forme, géotextile, grave non traitée sur 40 cm minimum, grave bitume poreuse sur 12 à 20 cm, béton bitumineux poreux sur 4 à 6 cm (selon le type de chaussée). Pour les trottoirs en revêtement poreux, grave non traitée sur 30 cm, couche d'aveuglement et revêtement poreux au choix (pavés bétons poreux, enrobés poreux). un drain central en PVC (polychlorure de vinyle) ou en PEHD (polyéthylène de haute densité) est utilisé de surverse ou d'évacuation de vidange. En ce qui concerne le cas où il n'y a pas d'infiltration, le géotextile (classe 7 minimum) est à remplacer par une géomembrane.

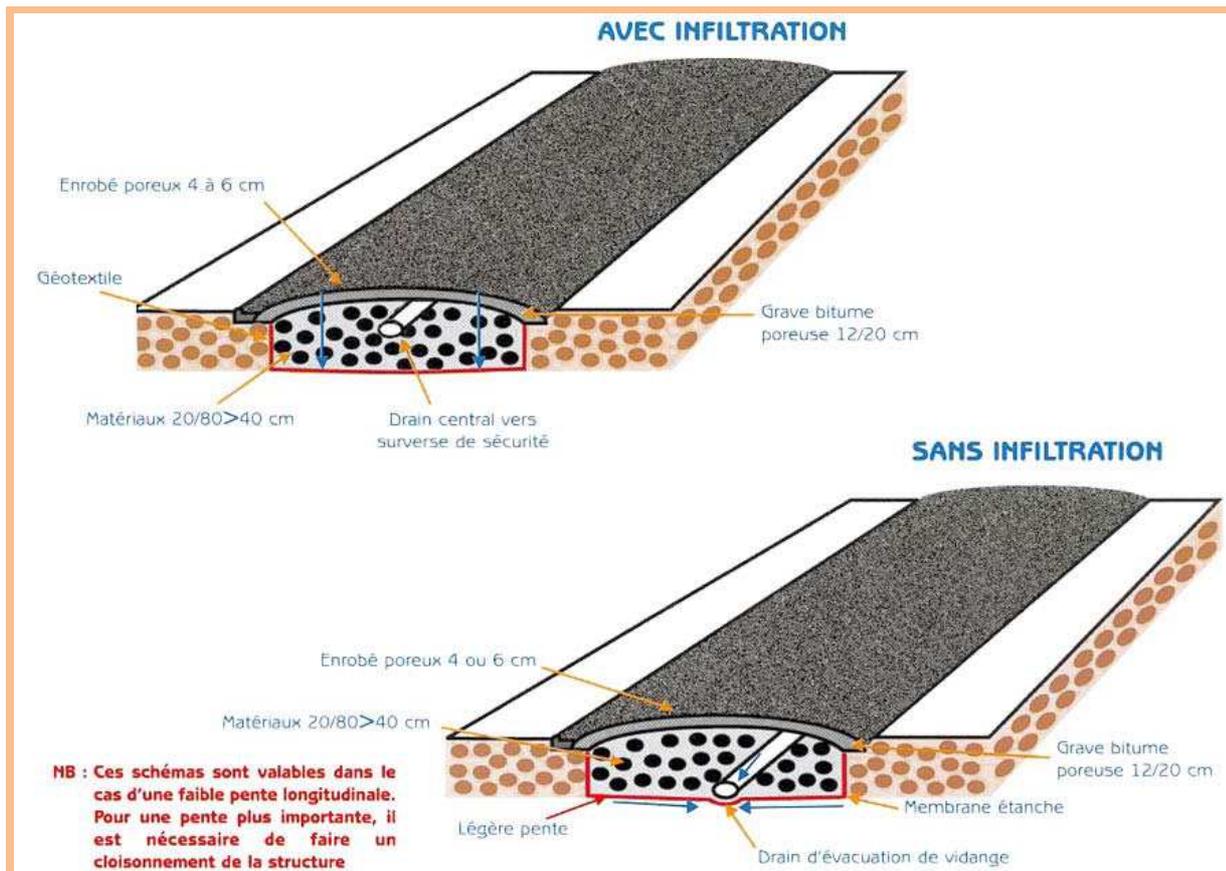


Figure 30. Coupe transversale d'une chaussée à structure réservoir avec revêtement drainant (Injection répartie)¹

Pour une structure réservoir avec revêtement classique, les matériaux nécessaires sont : finition de forme, géotextile, grave 20/80 sur 40 cm (variable selon le volume d'eau à stocker), fermeture en grave naturelle 14/20, béton bitumineux 6cm (à adapter selon le type de la chaussée et suivant la mise en œuvre de grave bitume). Les trottoirs restent de conception classique avec revêtement au choix du concepteur. Ce type de structure réservoir nécessite l'utilisation de bouche d'injection de 240L avec un filtre et un drain diffuseur pour 250 m² de voirie, un regard de pied d'immeuble par habitation avec filtre et drain de raccordement jusqu'à la structure, un drain central (PVC ou PEHD) et un regard de contrôle. Dans le cas où il n'y a pas d'infiltration, le géotextile est à remplacer par une géomembrane.

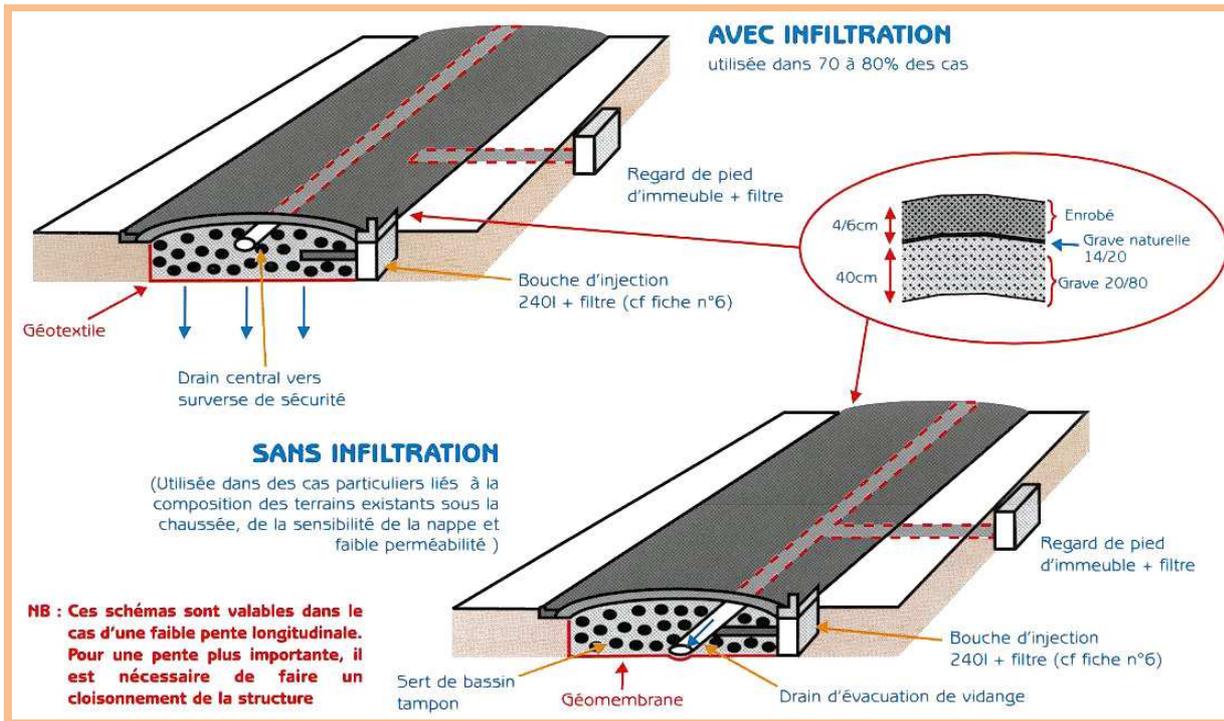


Figure 31. Coupe transversale d'une chaussée à structure réservoir avec revêtement étanche (Injection localisée)¹

Certains matériaux synthétiques peuvent constituer une alternative à l'utilisation des matériaux naturels pour la réalisation d'une structure réservoir. Ils font partie des matériaux à structure ultra légère, soit moins de 50 kg au m³. Il existe deux types de matériaux utilisés principalement, la chambre de stockage et les structures alvéolaires.

La chambre de stockage est constituée de blocs modulaires en polypropylène de dimension variable. La résistance mécanique des chambres est équivalente à celle des structures alvéolaires. Sa capacité de stockage est de l'ordre de 97% hors terrassement.

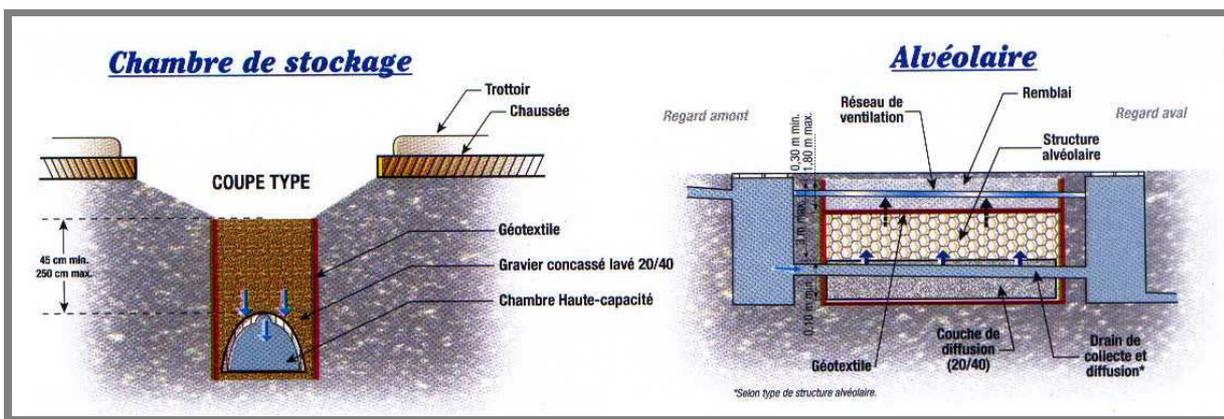


Figure 32. Coupe type d'une structure réservoir avec matériaux synthétiques¹

3.2.3. Entretien

a) Entretien courant

Selon la couche de surface retenue, deux cas se présentent :



- structure avec couche de surface étanche : Il s'agira de prévoir un curage fréquent des regards et avaloirs, ainsi que des équipements associés (paniers, orifices dispositifs d'épuration...) afin d'éviter le colmatage de la couche de stockage. Le curage régulier des drains ne doit pas être oublié.
- structure avec couche de surface drainante : Le même entretien sur les différents équipements est à prévoir. De plus, il faudra se prémunir d'un éventuel colmatage superficiel. Le nettoyage préventif par hydrocurage / aspiration sous 40 bars de pression est la solution idéale, il conviendra de recycler ou traiter le jus aspiré.

Les balayeuses couramment utilisées dans les villes sont à proscrire, car elles enfoncent les particules dans les pores.

En cas de colmatage avancé, le procédé utilisé est identique, il se différencie par une pression beaucoup plus forte (100 à 300 bars). Quand le colmatage est très sérieux, des pratiques plus onéreuses doivent être mises en place.

b) Pollution accidentelle

Selon le mode d'évacuation réalisé, 2 cas se présentent :

- sans infiltration dans le sol, possibilité de confiner la pollution par l'intermédiaire des regards et de la soustraire en effectuant une aspiration.
- avec infiltration dans le sol, aspiration le plus tôt possible, sinon décontamination du sol par technique adaptée.

3.2.4. Domaine privilégié d'utilisation

Le caractère général des structures réservoirs permet d'utiliser cette technique dans tous les cas de voiries (boulevards urbains, voies secondaires, places, parkings...). Il suffira d'adapter à chaque fois la solution à la spécificité du site en prévoyant notamment des ouvrages de pré-traitements d'hydrocarbures et de matières en suspension avant rejet vers un cours d'eau.

3.2.5. Ouvrages annexes : la bouche d'injection

La construction de chaussée réservoir avec revêtement classique nécessite d'injecter l'eau recueillie par les caniveaux dans la structure. La bouche d'injection et son filtre permettent un pré-traitement des eaux et évitent le colmatage de la structure.

La mise en place d'une bouche à injection nécessite l'utilisation de certains matériaux :

- Bouche d'égout béton non siphonné à décantation utile 240l.
- Drain de diffusion (PVC ou mieux PEHD) de diamètre 150 à 200 mm.
- Filtre en matériau type nid d'abeille, revêtu de géotextile non lissé (deux faces).
- Grille à ouverture adaptée pour le changement du filtre et de son porte filtre.

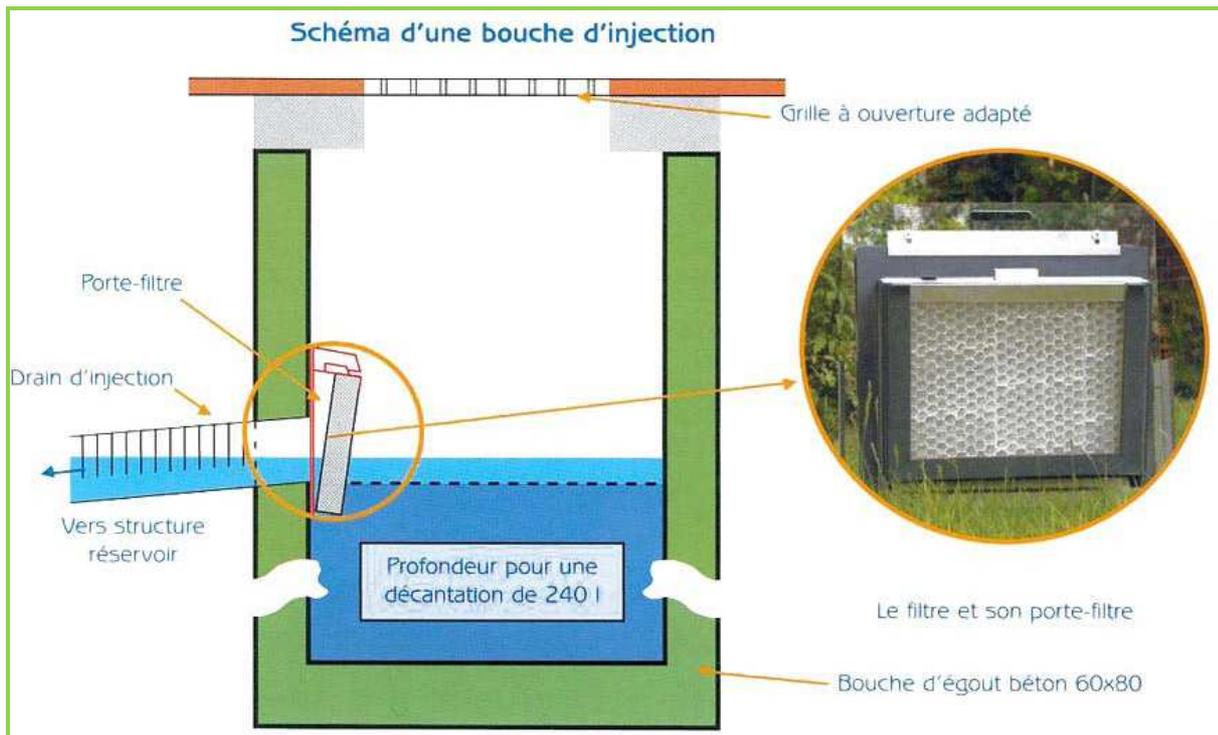


Figure 33. Coupe longitudinale d'une bouche d'injection1

Pour l'entretien de la bouche d'injection, le curage de la partie décantation doit être effectué une fois par semestre minimum, le filtre est sorti pour être nettoyé régulièrement par un simple jet d'eau pour maintenir la capacité de filtration, le filtre doit être changé tous les ans.

3.3. Réservoir diffus

3.3.1. Fossés et noues

La conception des fossés et noues est basée sur une structure unique permettant à la fois l'alimentation, le stockage et l'évacuation de l'eau. A la différence des fossés qui peuvent être étroit et aussi profond que large, les noues sont généralement engazonnées, leurs pentes sont faibles, permettant aisément un entretien à la tondeuse. L'évacuation peut se faire par infiltration si la perméabilité du sol et du sous-sol le permet. En cas de terrain imperméable, il est conseillé de prévoir un cunette en béton permettant de recueillir en permanence les eaux de drainage et celles émanant des faibles pluies. Cette solution évite la création de zones humides résiduelles susceptibles de générer des nuisances (moustiques, odeurs, etc...).

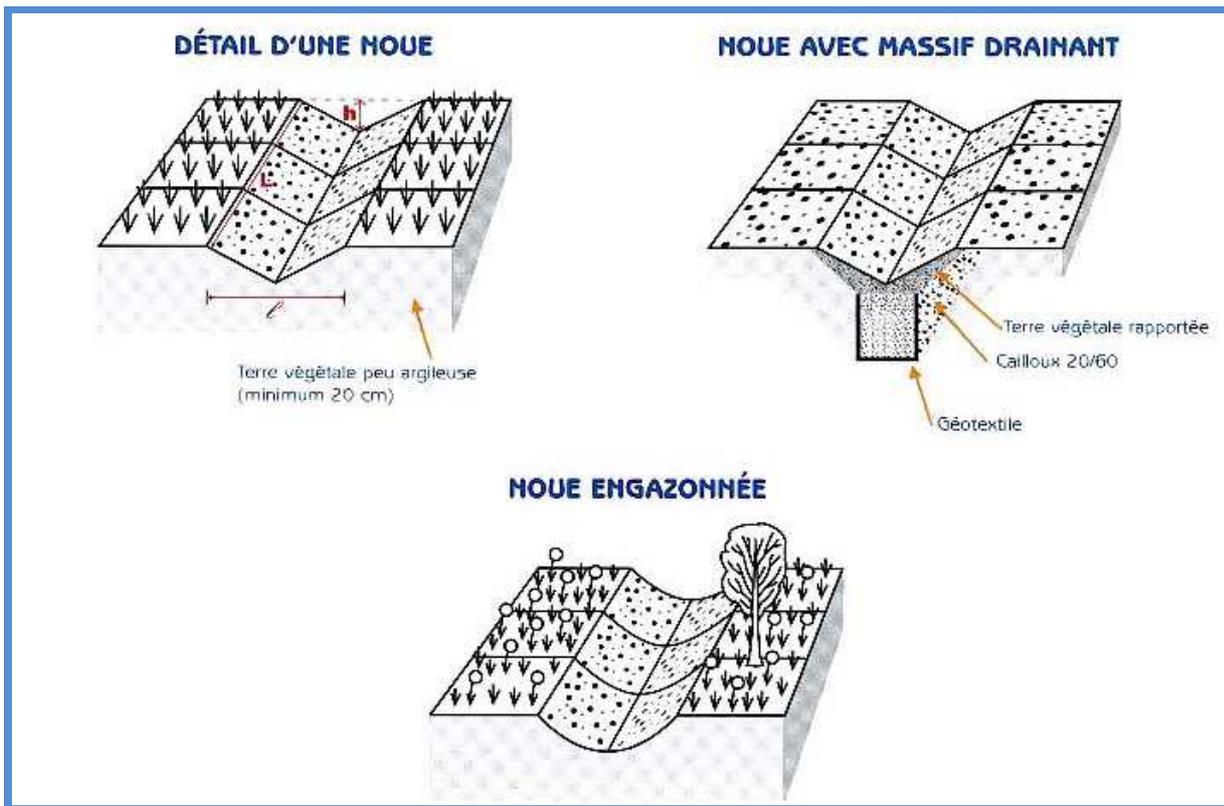


Figure 34. Schéma représentatif des différents types de noues¹

Les accès aux parcelles et les franchissements des fossés seront traités par busage, ce qui augmentera les coûts d'investissement et les problèmes d'entretien.

Tableau récapitulatif des avantages et inconvénients des noues et fossés

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> · Très bonne intégration au paysage · Utilisation éventuelle en espaces jeux et loisirs · Diminution du risque d'inondations · Aménagement peu coûteux · Sensibilisation plus forte des riverains sur la qualité des eaux pluviales par une visualisation directe · Recharge de la nappe (si infiltration) 	<ul style="list-style-type: none"> · Emprises foncières importantes · Séparation des eaux chez les particuliers obligatoire · Entretien régulier et contraignant · Colmatage possible · Risque de nuisances · Risque d'accident · Pollution de la nappe (si infiltration)

b) Entretien



Les fossés et les noues sont à entretenir comme des espaces verts (tonte, ramassage de feuilles, arrosage pendant les périodes sèches) et les orifices doivent être curés régulièrement. En cas de pollution accidentelle, dans le cas de fossés étanches, il est possible d'arrêter la pollution en obstruant les orifices et de la pomper ensuite. En cas de fossés d'infiltration, un pompage rapide de la pollution encore visible sera suivi d'une décontamination du sol par technique adaptée.

c) Domaine privilégié d'utilisation

Les noues et fossés seront adaptés à des zones relativement planes (pente minimum nécessaire) dans des milieux périurbains (zones d'habitat individuel peu dense, zone d'activités tertiaires,...). L'assurance d'une parfaite gestion sera un gage de bon fonctionnement.

Ils peuvent constituer une excellente solution lorsque la nappe est très proche, y compris dans des terrains peu perméables.

3.3.2. Puits d'absorption ou d'infiltration

Cette technique permet d'évacuer les eaux pluviales directement dans le sous-sol en s'affranchissant des couches imperméables superficielles, et en allant chercher les couches profondes qui présentent des capacités d'infiltration.

L'alimentation peut se faire par ruissellement direct. Dans ce cas, l'ouvrage doit être recouvert par un matériau très perméable. Il peut également être approvisionné par des drains, amenant l'eau directement au cœur de la structure. Le stockage peut se faire à l'intérieur du puits (puits creux) ou en amont d'un puits comblé. Dans le cas d'un puits creux, l'introduction des eaux s'effectue généralement au travers d'une zone de décantation avec raccordement siphonoïde pour retenir les déchets boues, flottants,...

L'évacuation s'effectue par infiltration, l'eau traverse alors une couche de sol non saturée, ou par injection directe dans la zone saturée, cette dernière étant déconseillée car les risques de contamination de la nappe sont élevés.

En pratique, on essaiera d'installer le puits dans la partie basse du terrain et à une distance des habitations au moins égale à la profondeur du puits. On évitera également la proximité des végétaux importants dont les racines pourraient nuire au puits.

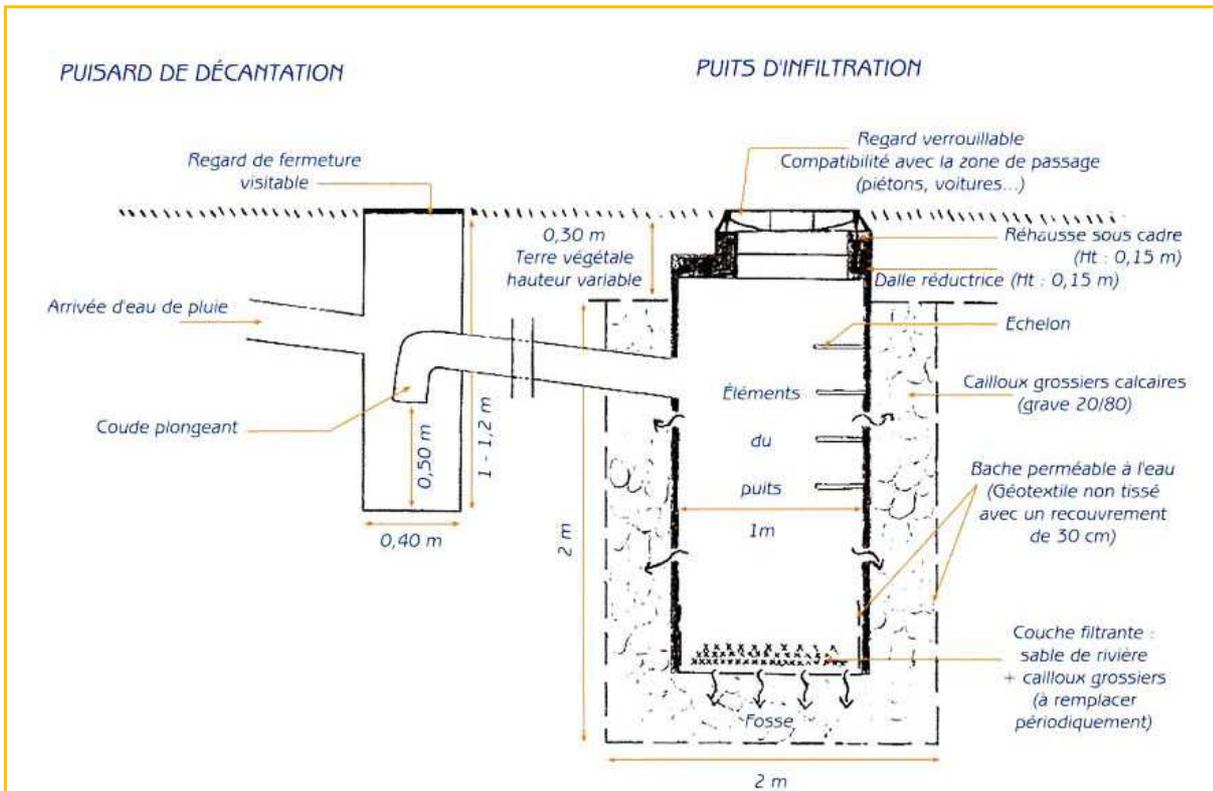


Figure 35. Schéma représentatif d'un puits d'infiltration avec système de décantation¹

a) Tableau récapitulatif des avantages et inconvénients des puits d'absorption

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> · Ecrêter les pointes de débit · Peu d'emprise foncière · Bonne intégration dans le tissu urbain · Pas besoin d'exutoire · Pas de contrainte topographique majeure · Alimentation de la nappe 	<ul style="list-style-type: none"> · Capacité de stockage limitée · Tributaire de la qualité du sol · Phénomène de colmatage possible · Entretien spécifique · Risque de pollution de la nappe

b) Entretien

Encore une fois, la mise en garde sur l'indispensable suivi de l'entretien n'est pas inutile.

Plus que d'habitude, pour un ouvrage souterrain de ce type, la surveillance de son fonctionnement est primordiale. La qualité des eaux pluviales absorbées déterminera la fréquence d'entretien. Il faudra absolument s'affranchir des risques de colmatage.

Les zones de décantation seront curées régulièrement, les dispositifs filtrant seront nettoyés dans la mesure du possible, les surfaces drainées par les puits seront nettoyées par aspiration.

Au cas où la vocation première du puits serait définitivement altérée, il reste la possibilité d'un curage ou d'un pompage du puits, qui malheureusement ne permet pas la récupération du puits à 100%, suivant ses caractéristiques initiales.

En cas de pollution accidentelle, s'il n'existe pas d'ouvrages de stockage en amont du puits suivant, l'intervention consistera à pomper la pollution à l'intérieur du puits en le vidant de ses matériaux.

c) *Domaine privilégié d'utilisation*

L'utilisation de ces techniques dépend essentiellement du sol et du sous-sol environnant.

La capacité d'absorption doit être suffisante, le toit de la nappe doit se situer à plus d'un mètre de profondeur sous le fond du puits, la nature du sous-sol doit être connue afin de ne pas le déstructurer (roches solubles sur le parcours de l'eau). Par contre, ce dispositif s'adapte parfaitement autant en milieu urbain qu'en périurbain.

3.3.3. Tranchées drainantes

Intermédiaire entre une structure réservoir et un fossé, il existe des tranchées de rétention et des tranchées d'infiltration, les mêmes précautions signalées pour les puits d'infiltration s'appliquent alors.

L'alimentation peut se faire par ruissellement direct. Dans ce cas, l'ouvrage doit être recouvert par un matériau très perméable. Il peut également être approvisionné par des drains, amenant l'eau directement au cœur de la structure.

Les tranchées drainantes permettent la rétention des eaux de pluie et la restitution vers un exutoire avec un débit régulé.

Les tranchées drainantes sont également constituées d'un massif de matériaux poreux, équipé d'un drain de collecte et isolé du terrain naturel par un géotextile ou une géomembrane.

Les matériaux utilisés peuvent être des gravas ou galets de porosité supérieure à 30%, des matériaux alvéolaires en plastiques ou des pneus.

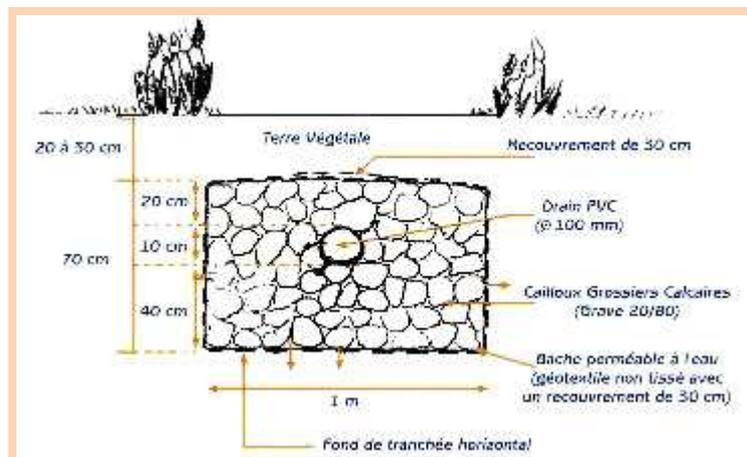


Figure 36. Coupe transversale d'une tranchée drainante

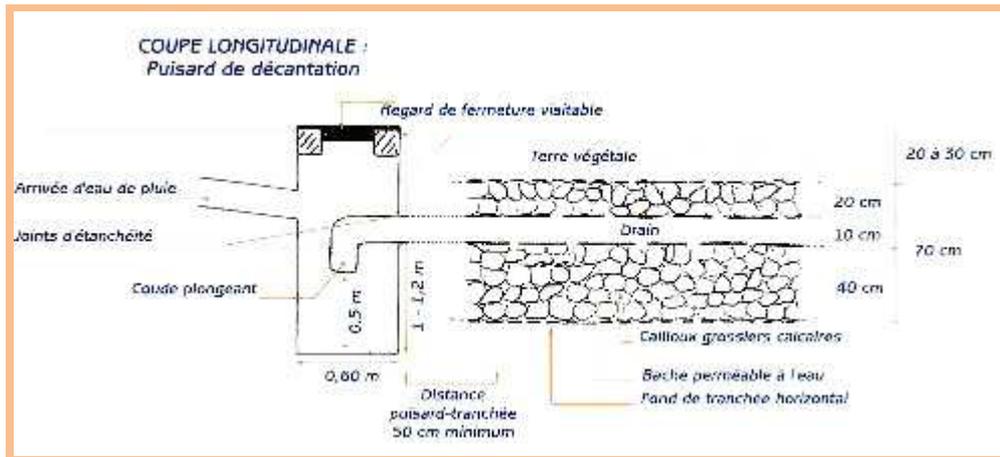


Figure 37. Coupe longitudinale d'un puisard de décanation¹

a) Tableau récapitulatif des avantages et inconvénients des tranchées drainantes

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> · Répartition des volumes · Peu coûteux · Peu d'emprise au sol · Mise en œuvre facile · Bonne intégration dans le milieu urbain · Pas besoin d'exutoire (infiltration) · Alimentation de la nappe (infiltration) 	<ul style="list-style-type: none"> · Phénomène de colmatage · Entretien régulier spécifique · Attention à l'encombrement du sous-sol · Risque de pollution de la nappe

b) Entretien

Comme à son habitude, l'entretien sera le garant d'un bon fonctionnement du dispositif.

L'entretien courant concernera la tonte du gazon et le nettoyage des équipements associés (regards, décanteurs,...). Un entretien curatif peut être réalisé quand le fonctionnement hydraulique de la tranchée n'est plus assuré (débordement,...). Il est alors possible de décolmater les surfaces drainantes, changer les matériaux de surface ou remplacer les matériaux à l'intérieur de la structure.

En cas de pollution accidentelle et s'il s'agit d'une tranchée d'infiltration, il faut pomper rapidement la pollution avant de procéder à une décontamination éventuelle du sol en place.

Dans le cas d'une tranchée de rétention, il est possible d'arrêter la pollution au niveau des regards, de la pomper et de changer les différents éléments souillés.

c) Domaine privilégié d'utilisation

A la différence des structures réservoirs, les tranchées drainantes ne se situent pas sous chaussées ou parkings, mais peuvent être facilement intégrées en bordure de voies et trottoirs ou d'immeubles. Elles sont donc susceptibles de recueillir aussi bien les eaux ruisselantes sur les toits que celles provenant des voiries.

3.3.4. Autres possibilités de stockage

a) Canalisations surdimensionnées

Le principe consiste à utiliser le volume utile d'une canalisation comme volume de stockage des eaux pluviales. Un ouvrage de régulation placé en aval permet d'obtenir le débit de fuite désiré. L'avantage principal de cette technique réside dans l'implantation du réseau surdimensionné qui ne nécessite que peu d'emprise supplémentaire dans le sous-sol par rapport à un diamètre « normal ». De plus, l'entretien de collecteurs est une technique largement connue. Malheureusement, sur d'importants linéaires, son coût s'avère vite très élevé.

b) Toits stockant

La technique des toits stockant est utilisée pour ralentir le plus en amont possible le ruissellement, grâce à un stockage temporaire de quelques centimètres d'eau de pluie sur les toits. Il existe deux types de toitures, toit en pente douce (0.1 à 5%), et toit plat ou toit terrasse, ces derniers pouvant être crédités de vocations diverses (parking, jardins, etc...). Un petit parapet (acrotère) en pourtour de toiture permet de retenir l'eau et de la relâcher à faible débit.

Cette technique a pour particularité l'utilisation d'un procédé de stockage immédiat et temporaire à la parcelle, une consommation d'espace au sol nulle et son intégration à tous types d'habitats.

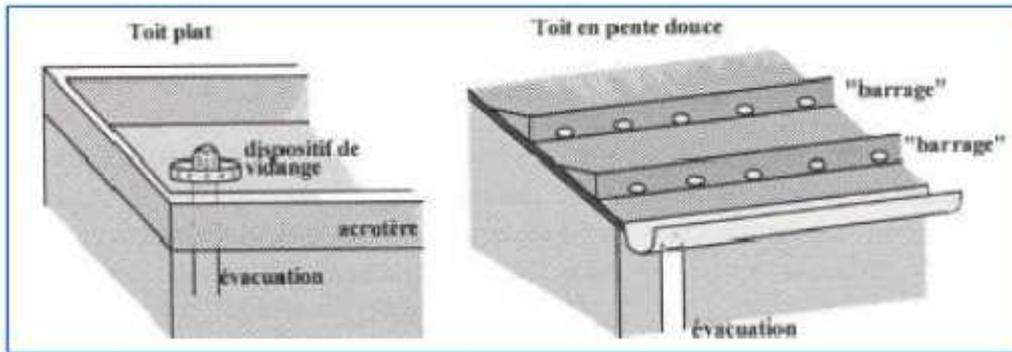


Figure 38. Principe de stockage d'eau en toiture1

- Tableau récapitulatif des avantages et inconvénients des toits stockant :

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> · Réduction des pointes de débit · Pas d'emprise foncière · Bonne intégration dans le tissu urbain · Gain financier à l'aval 	<ul style="list-style-type: none"> · Difficulté d'entretien (domaine privé) · A utiliser avec précaution sur toiture existante · Difficile sur toitures en pente (> 2%) · Surcoût possible dans certain cas · Réalisation soignée (étanchéité assurée)

Deux visites annuelles sont un minimum afin de s'assurer notamment de la non obstruction des orifices de régulation de débit.

La technique des toits stockant peut être utilisée en toutes circonstances. Un stockage efficace nécessite cependant des toitures terrasses. L'entretien étant à la charge des propriétaires, la collaboration des usagers sera obligatoire si le système veut être pérennisé.

c) Réservoirs en pied d'immeuble



Autrement appelé citerne, cette technique ancestrale avait pour but de maintenir une réserve d'eau pour l'usage domestique courant. Maintenant, elle peut être utilisée dans le cadre d'une régulation de débit d'eaux pluviales et être alimentée par descente de gouttières. La

vidange peut se faire vers un réseau d'assainissement, par infiltration ou par pompage, à l'initiative d'un usage domestique. Le stockage dans des réservoirs peut donc présenter l'intérêt d'une utilisation de l'eau pour des besoins autres que l'alimentation en eau potable, ce qui apporte en outre l'avantage d'économiser l'eau du réseau. L'arrosage du jardin, s'il existe, ou l'alimentation de chasse d'eau sont des utilisations classiques. D'autres utilisations sont plus difficiles à envisager.

La mise en œuvre de ces techniques doit être précédée de l'assentiment des autorités sanitaires qui peuvent se préoccuper du risque de confondre les deux types d'eau si deux réseaux d'eau internes à l'habitation coexistent. En outre des problèmes de conservation de la qualité de l'eau à long terme peuvent se poser.

Cette technique est équivalente à un bassin de retenue ou d'infiltration.

d) Structures réservoirs à la parcelle

De même principe que sa grande sœur, la chaussée à structure réservoir, la structure réservoir à la parcelle peut être utilisée de différentes manières. L'alimentation peut se faire par revêtement poreux installé sur terrasse ou voie d'accès au garage, mais il est plutôt conseillé d'utiliser un système d'injection de l'eau vers un regard de décantation préalable.

L'évacuation des eaux stockées peut s'effectuer par infiltration ou vers un exutoire avec régulation du débit.

Chapitre II : Bassins de rétention

Il s'agit d'une technique d'assainissement compensatoire des effets de l'imperméabilisation des sols en zone urbaine, permettant de répondre aux objectifs de contrôle à la source des ruissellements. Le bassin de rétention des eaux pluviales a pour but de limiter les apports conséquents d'eau pluviales au réseau en diminuant l'apport en eau dans les réseaux ou le milieu naturel afin d'éviter la saturation des réseaux d'assainissement, le débordement des déversoirs d'orages et au final des chocs de pollutions vers le milieu naturel. Ce système peut être sous différente forme, à ciel ouvert ou enterré, du simple décaissement étanche ou non. De l'ouvrage de génie civil à l'utilisation de SAUL Structures Alvéolaires Ultra Légères qui

sont des modules de stockage à fort taux de vide, la ré-infiltration et le recyclage de l'eau de pluie devient un élément incontournable pour assurer un cadre de vie correcte au habitant des villes.

Les bassins de rétention sont principalement constitués de trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite).

I. Définitions et principe de fonctionnement

Les ouvrages de rétention ne doivent pas être confondus avec les bassins d'eaux pluviales qui ont pour but de retenir et/ou de traiter les eaux polluées rejetées en temps de pluie par les déversoirs d'orage situés sur les réseaux unitaires.

Dans le contexte de la présente méthode, un ouvrage de rétention est une installation située sur le réseau d'évacuation des eaux pluviales, permettant de limiter les débits de pointe évacués à l'aval en temps de pluie, afin de les restituer au réseau ou au milieu récepteur dans des conditions acceptables.

La condition imposée est en règle générale un débit seuil q_{smax} [l/s/ha] qui est fixé sur la base d'une analyse globale de la gestion des eaux du secteur ou du bassin versant concerné. Appliqué au périmètre concerné par l'ouvrage de rétention, le débit seuil devient le débit de sortie maximum admissible de l'ouvrage Q_{smax} [l/s].

L'ouvrage de rétention doit stocker les volumes d'eau excédentaires correspondant à la différence entre les débits arrivant dans l'ouvrage et les débits restitués à l'aval par l'organe de régulation. Le volume utile de rétention V_R [m³] est choisi pour que le fonctionnement normal de l'ouvrage, sans dépasser le Q_{smax} , soit garanti jusqu'à un temps de retour de dimensionnement T [an] fixé.

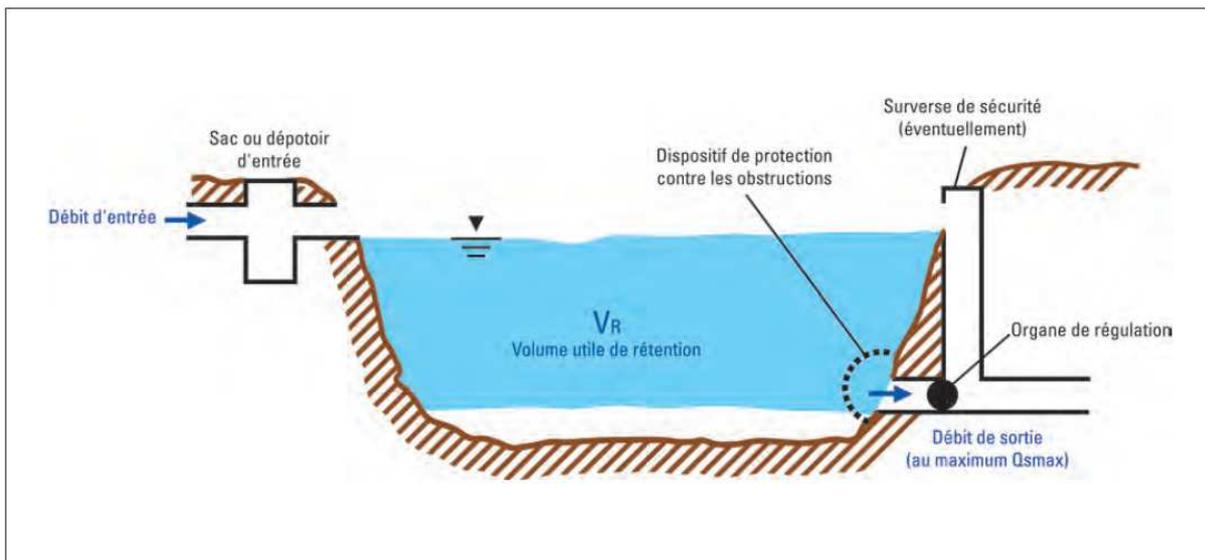


Figure 39 . Représentation schématique d'un ouvrage de rétention⁶

L'effet de laminage, ou d'écrêtement, est obtenu par stockage-déstockage des eaux compte tenu des caractéristiques du volume utile de rétention et de l'organe de régulation du débit.

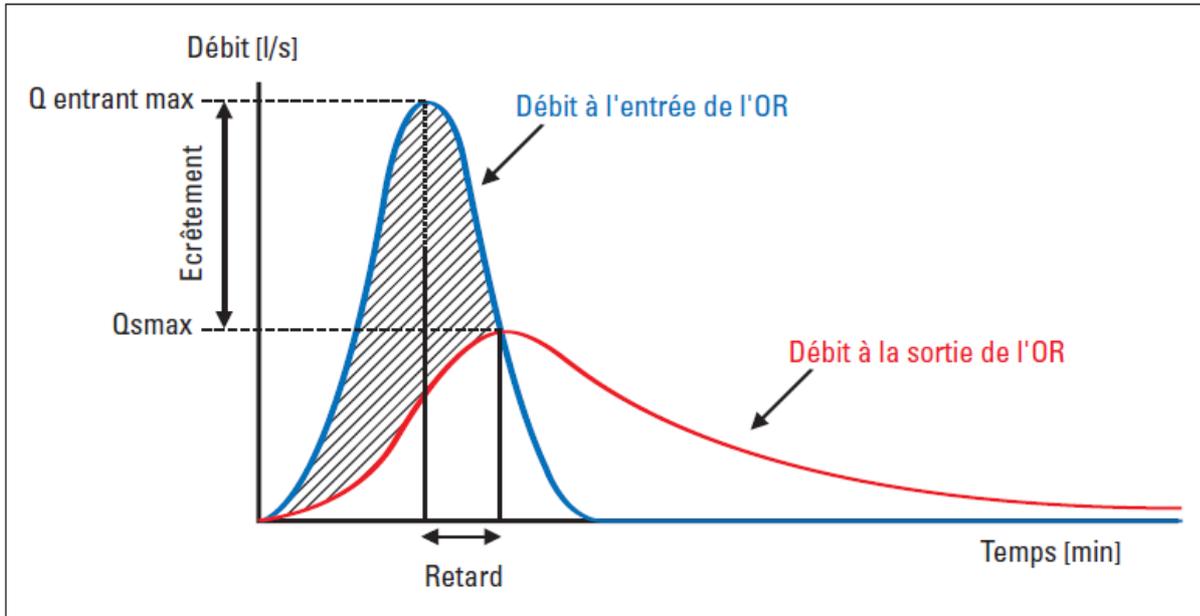


Figure 40. Effets des ouvrages de rétention⁶

Pour l'aval, l'effet de la rétention est une diminution des débits pendant le remplissage, puis une augmentation des débits en période de vidange qui peut s'étendre sur une assez longue durée. L'effet d'un ouvrage de rétention n'est donc pas seulement la réduction du débit de pointe, mais bien une modification fondamentale de la réponse hydrologique.

L'effet de cette modification doit être examiné à l'échelle globale du secteur ou du bassin versant considéré. En effet, il est toujours possible qu'un ensemble de rétentions, même bien adapté aux problèmes locaux, génère une augmentation des crues à l'échelle globale, par superposition des hydrogrammes de crue des différents sous-bassins (voir figure 3 ci-dessous).

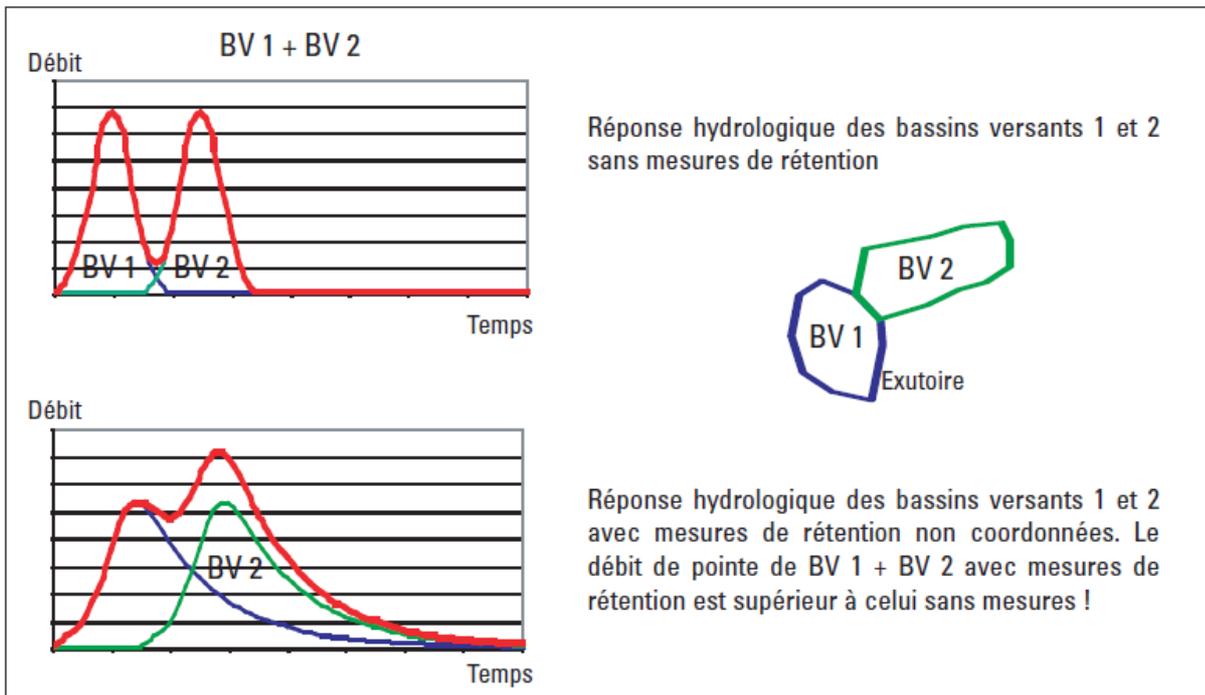


Figure 41. Effets de mesures de rétention non coordonnées

Le dimensionnement d'un ouvrage de rétention, selon les principes énoncés ci-dessus, dépend beaucoup de la configuration de son propre bassin versant. Si celui-ci est assez grand et de structure hétérogène, les apports de chacune de ses parties dissemblables peuvent se combiner de façon complexe. La pluie la plus pénalisante, à retenir pour la détermination du volume, peut avoir des caractéristiques très particulières, impossibles à déterminer sur des bases statistiques. Dans ces cas, le recours à des méthodes de simulations de débits, soit sur la base de séries continues de pluies, soit sur la base de catalogues de pluies marquantes (catalogues d'averses) devient indispensable. Le recours à ce type de méthode présente en outre l'avantage de permettre de tester des scénarios très divers : pluie exceptionnelle, pluie courante, effet sur des inondations ...

II. Dimensionnement

Le dimensionnement du volume utile de rétention représente un élément clé lors de la planification et la conception d'une installation de rétention des eaux pluviales.

Les paramètres suivants interviennent dans le dimensionnement.

1. Paramètres de base



Les paramètres de base à rassembler pour le dimensionnement des bassins de rétention sont les suivants :

- les caractéristiques du bassin versant, en particulier la surface brute S [ha] et le taux d'imperméabilisation dont découle le coefficient de ruissellement volumique Cr [-] ;
- le débit de sortie maximum admissible de l'ouvrage $qs\ max$ [l/s/ha] ou $Qs\ max$ [l/s], fixé en fonction de l'objectif de rétention ($Qs\ max = qs\ max \cdot S$) ;
- le temps de retour de dimensionnement T [années], pour lequel le débit de sortie de l'ouvrage de rétention ne doit pas être supérieur au débit de sortie maximum admis $qs\ max$ [l/s/ha] ou $Qs\ max$ [l/s].

2. Paramètres à calculer

Un nombre de paramètres est à déterminer pour l'évaluation du volume de rétention à savoir :

- le débit de sortie maximum de l'ouvrage **Q_{régl} max** [l/s] qui est fixé par l'organe de régulation choisi doit impérativement être inférieur, ou égal, au débit de sortie maximum admissible **Q_s max** [l/s] ;
- le produit de la surface brute et du coefficient de ruissellement volumique donne la surface réduite **S_{régl}** [haréd] (**S_{régl} = S • Cr**), c'est-à-dire la surface **effective** ou **active** utilisée pour le calcul du volume des eaux pluviales ;

3. Méthodes de calcul

Une fois ces paramètres indiqués ci-dessus sont définis, on procède au calcul du volume de rétention à l'aide des méthodes indiquées ci après.

Il ne subsiste actuellement que deux méthodes que l'on peut utiliser pour des opérations de type lotissement ce sont les méthodes dites des "pluies" et des "volumes".

Pour calculer le volume d'un bassin de retenue (quelle que soit la méthode envisagée) il est en premier lieu indispensable de fixer deux paramètres de base :

- Le débit de fuite Q_f qui dépend de la capacité hydraulique du réseau aval ou des conditions sur le milieu de rejet.
- La période de retour. Cette dernière pour plus de sécurité doit être prise dans une large fourchette en fonction des risques réels présentés par un débordement de l'ouvrage. Ainsi se protéger systématiquement contre les événements pluvieux de période de retour 10 ans, à laquelle correspond généralement le dimensionnement du réseau, peut faire courir des risques graves pour la population.

Le volume à stocker dépend aussi de la surface du bassin versant, du temps de concentration, et du coefficient de ruissellement ou coefficient d'apport

3.1 Méthode dite "des pluies" 8

La méthode des pluies utilise des courbes de pluie appelées "courbes enveloppes", déterminées statistiquement.



Celles-ci fournissent pour une période de retour donnée, la hauteur de pluie en fonction de la durée de l'épisode pluvieux. Elles permettent donc de calculer le volume cumulé de ruissellement à tout pas de temps. Le calcul graphique consiste à reporter, sur le graphique représentant les courbes de pluie, la courbe représentant l'évolution de la hauteur d'eau évacuée à l'exutoire en fonction du temps. L'écart maximal entre les deux courbes de pluie et de hauteur d'eau à évacuer fournit la lame d'eau à stocker.

Cette méthode est décrite dans le guide technique des bassins de retenue du Service Technique de l'Urbanisme (Lavoisier 1994).

Cette méthode consiste à calculer, en fonction du temps, la différence entre la lame d'eau précipitée sur le terrain et la lame d'eau évacuée par le ou les ouvrages de rejet.

1) ► On calcule l'intensité i (en mm/h) de pluie en fonction du temps t (en mn) pour des durées de 0 à 24 h.

Il est nécessaire de disposer des données statistiques de la station météo représentative du secteur concerné.

2) ► On calcule la hauteur d'eau h_{pluie} (mm) précipitée en fonction du temps t (en mn)

$$h_{\text{pluie}} \text{ (en mm)} = i \text{ (mm/h)} \times t \text{ (mn)} \times \frac{1}{60}$$

3) ► On calcule la hauteur d'eau évacuée (h_{fuite} en mm) par l'ouvrage de fuite en fonction du temps t (en mn)

(Calcul effectué à partir du volume évacué ramené à la surface active S_a du projet)

NB : La surface active S_a est égale au pourcentage de surface imperméable, c'est-à-dire à $C \times S$ (si C est le coefficient de ruissellement et S la superficie du projet)

$$h_{\text{fuite}} \text{ (en mm)} = \frac{(Q_{\text{fuite}} \times t)}{S_a} \times \frac{6}{1000}$$

(6/1000 est un coefficient d'unités, ici Q_{fuite} est exprimé en l/s, t en minutes et S_a en ha)

4) ► La hauteur d'eau à stocker est la valeur maximale de la différence ($h_{\text{pluie}} - h_{\text{fuite}}$) (en mm).

Le volume V (m³) à stocker est obtenu en multipliant cette différence par la surface active du projet S_a en hectares.

$$V \text{ (en m}^3\text{)} = (h_{\text{pluie}} - h_{\text{fuite}}) \times S_a \times 10$$

(10 est un coefficient d'unité, h est en mm et S_a est en ha)

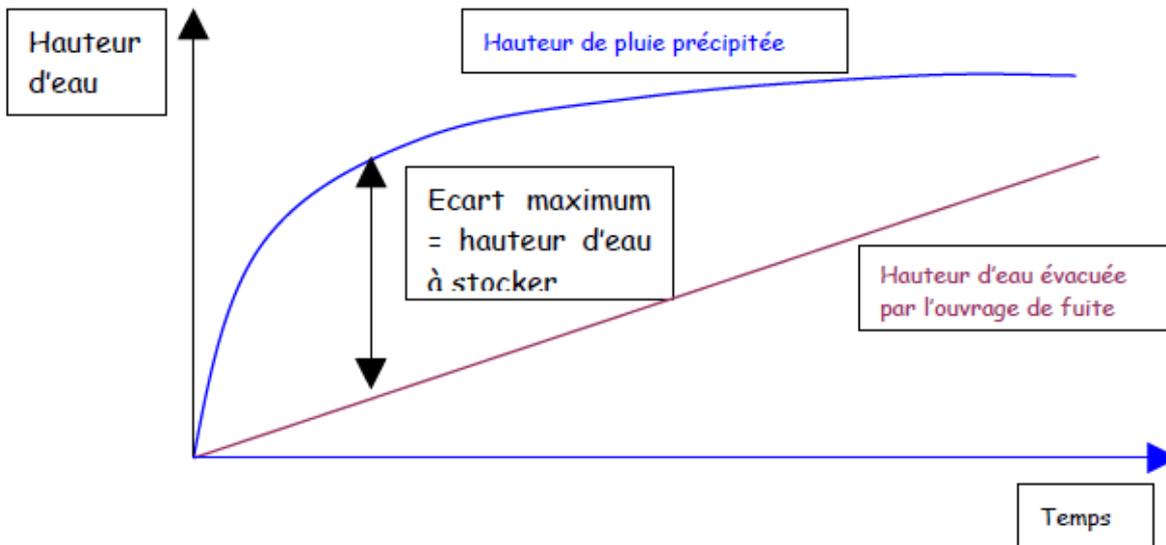


Figure 42. Courbe enveloppe des pluies pour une période de retour T8

3.2 Méthode dite “des volumes” 8

Cette méthode consiste en une analyse statistique directe des hauteurs spécifiques à stocker en fonction du débit de fuite à l'exutoire. Le calcul du volume de stockage à créer est effectué de la même façon que précédemment (méthode pluies), mais la courbe pluviométrique utilisée est celle des hauteurs cumulées correspondant à une averse donnée. Pour chaque averse, les volumes correspondant à toute une gamme de débits de fuite sont déterminés. A partir de l'analyse des différentes hauteurs d'eau obtenues, il est possible de construire un graphique donnant la hauteur de pluie maximale à stocker en fonction de la période de retour.

L'instruction technique Française CG 1333 cite la méthode dite “ des Volumes ” pour calculer le volume utile d'un bassin de rétention.

L'application de cette méthode revient à calculer le volume V en fonction du temps t , le volume sera maximum quand

$$\frac{dV}{dt} = 0$$

La formule de base pour calculer la capacité d'un bassin de rétention s'écrit :

$$V = h \cdot S \cdot C - Q \cdot t$$

dans laquelle :

- V : est le volume de retenue en m³
- h : est la hauteur d'eau tombant pendant un temps t , elle est donnée par la formule :

$$h = a \cdot t^{(1-b)} \text{ où } a \text{ et } b \text{ sont les paramètres de la formule de Montana } i = a \cdot t^b \text{ (a est à$$



multiplier par 10^{-3} pour obtenir h en mètres);

- S : surface en m^2
- C : Coefficient d'apport : Fraction du volume d'eau précipitée qui arrive au bassin de rétention
- Q : est le débit admissible à l'aval (débit de fuite) en m^3/mn
- t : est le temps en mn.

Les formules d'application sont les suivantes :

$$t = \left[\frac{Q}{a(1-b).S.C} \right]^{-1/b}$$

$$V = a.S.C. t^{1-b} - Q.t$$

III. Conception

La rétention des eaux pluviales peut prendre différentes formes: rétention sur toiture plate, rétention sur parking, canal de rétention, biotope, etc.

Chaque type d'ouvrage doit être conçu de manière rigoureuse afin de garantir un fonctionnement correct à long terme. En effet, les rétentions mal conçues et/ou mal dimensionnées peuvent être à l'origine de dysfonctionnements (inondations, mise en charge des réseaux,...) non seulement à l'amont, mais surtout à l'aval.

Une attention particulière doit être portée sur les aspects suivants:

Point de raccordement

Avant de définir le type, l'emplacement et les dimensions d'un ouvrage de rétention, il est nécessaire de vérifier les conditions hydrauliques au point de raccordement sur le réseau de collecteurs ou dans un cours d'eau. En particulier, il y a lieu d'être attentif aux risques de refoulement lorsque le collecteur sur lequel est raccordé l'ouvrage est sujet à des mises en charge.

Dans ce cas, le niveau du fond de l'ouvrage devra se situer au-dessus du niveau de mise en charge afin que l'ouvrage de rétention ne se remplisse pas par refoulement des eaux du collecteur.

Si cela n'est pas possible, on prévoira un clapet anti-refoulement et le volume utile de rétention sera augmenté de façon à permettre un stockage de la totalité des eaux pluviales durant la période de surcharge.

Dans tous les cas, le branchement sera orienté dans le sens de l'écoulement du collecteur sur lequel l'ouvrage est raccordé, de manière à déboucher dans le tiers supérieur de celui-ci. Le fond de l'ouvrage sera situé au dessus du niveau de la calotte du collecteur.

Risques de refoulement en amont

Lors de la conception de l'ouvrage, on s'assurera que celui-ci ne provoque pas de refoulement susceptible d'entraîner des dégâts à l'amont.

Choix et disposition de l'organe de régulation

Le choix et la disposition de l'organe de régulation doivent tenir compte des risques d'obstruction, soit par des éléments lourds (boues, cailloux, etc.), soit par des flottants (branchages, feuilles mortes, papiers, etc.). Certains régulateurs disponibles sur le marché (vortex, etc.) offrent des sections de passage libre supérieures, ce qui permet de réduire les risques d'obstruction.

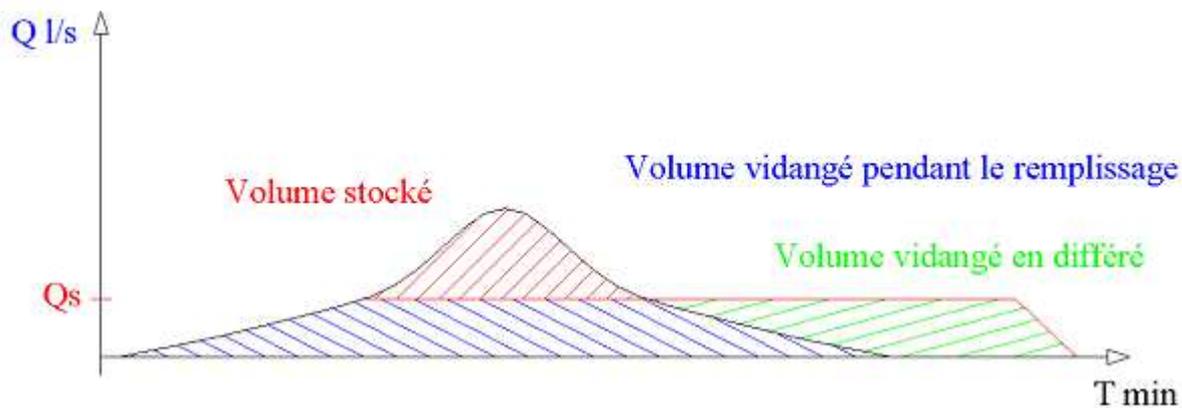


Figure 43. Hydrogramme de rétention avec dispositif de régulation

Pour cette raison, ce type de régulateurs est requis pour les ouvrages à faible débit de fuite.

L'organe de régulation doit être accessible en tous temps pour l'entretien et pour que l'autorité compétente puisse contrôler son efficacité.

Lorsque la régulation n'est pas menée avec ce type d'organe, c'est à dire que l'on utilise qu'un simple orifice calibré de section circulaire ou une canalisation en charge, dans ce cas le débit varie en fonction de la hauteur d'eau en amont, la courbe représentant le débit aura alors la forme suivante :

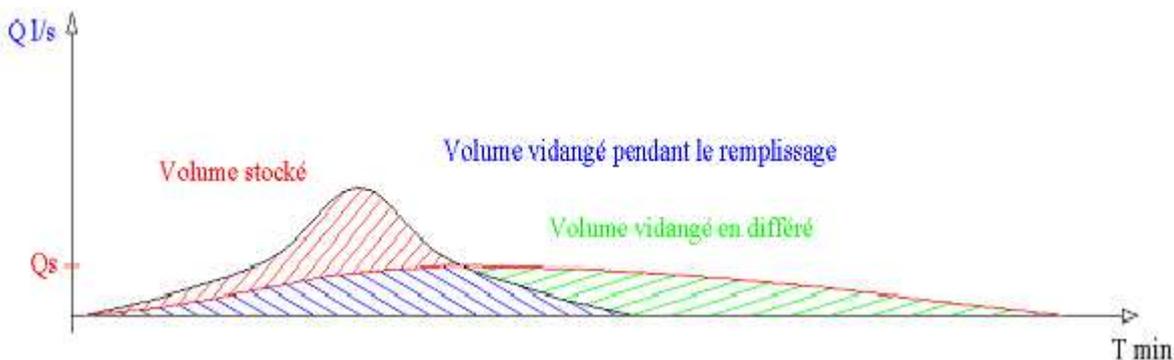


Figure 44. Hydrogramme de rétention sans dispositif de régulation



Dépotoir et grille de protection

Une surface (chaussée, toiture, etc.) ne doit pas être raccordée directement à un ouvrage de rétention sans passer par un sac d'eaux pluviales ou un dépotoir avec coude plongeur.

Si nécessaire, on installera un dépotoir et/ou une grille de protection en tête de l'ouvrage ou dans l'ouvrage lui-même, pour éviter l'obstruction de l'organe de régulation.

Fonctionnement en cas d'événement exceptionnel ou de défaillance

Le professionnel responsable de la conception de l'ouvrage doit évaluer les conséquences d'un événement exceptionnel, tel que pluie de temps de retour supérieur au temps de retour de dimensionnement, ou d'une défaillance de l'ouvrage, comme l'obstruction de l'organe de régulation, sur le fonctionnement du système d'évacuation des eaux, en amont et en aval.

En particulier, il s'agit d'évaluer les risques et les conséquences d'inondations ou de mises en charge qui pourraient résulter de ces situations.

Accès pour l'entretien

L'ouvrage doit être conçu de manière à permettre un entretien facile en tous temps (par exemple nettoyage avec un camion hydro cureur). Un accès doit être prévu à cet effet.

Cas particuliers

Un ouvrage de rétention ne doit en aucun cas servir de réservoir (par exemple à des fins d'irrigation), à moins qu'il ne soit dimensionné et équipé à cet effet.

D'autre part, aucune modification ultérieure du volume de rétention ou de l'organe de régulation ne doit être apportée sans autorisation préalable de l'autorité compétente.

IV. Entretien

L'entretien des ouvrages de rétention doit être effectué régulièrement, notamment celui des ouvrages de petites dimensions pour lesquels les risques d'obstruction de l'organe de régulation sont plus importants.

Un contrôle tous les 6 mois, au minimum, est indispensable, ainsi qu'après les événements pluvieux importants. Ces contrôles seront effectués par l'exploitant de l'ouvrage.

Le concepteur de l'ouvrage doit fournir à l'exploitant et à l'autorité de surveillance des consignes écrites d'entretien lors de la remise de l'ouvrage de rétention.

V. Les bassins de rétention : Fiche technique 1



1. Présentation: cas général

Les bassins de retenue sont des ouvrages de stockage destinés à retenir provisoirement l'eau pendant la pointe de crue, pour la restituer après l'averse avec un débit contrôlé.

La création de réservoirs stockant se traduit par la mise à disposition de volume conséquent, volume hydraulique déterminé à partir des méthodes citées ci-avant généralement pour une pluie d'occurrence décennale.

Plusieurs types de bassins de retenue peuvent être mis en œuvre :

- les bassins en eau
- les bassins à sec
- les bassins secs d'infiltration
- les bassins enterrés

Ils sont destinés à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire ; exutoire pouvant être le réseau public, le milieu hydraulique superficiel ou un système d'infiltration. Ils ont un rôle d'étalement, d'écrêtement des eaux pluviales.

1.1. Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✓ Bonne intégration paysagère possible.✓ Réduction des débits de pointe à l'exutoire.✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.✓ Conception accompagnée d'une méthode normalisée de dimensionnement définie par l'instruction technique de 1977.✓ Bon retour d'expérience facilitant la conception et l'exploitation.	<ul style="list-style-type: none">✓ Les bassins de rétention peuvent avoir une importante emprise foncière.✓ La fréquence d'entretien va varier selon le type de bassin, selon sa capacité et la qualité des eaux pluviales retenues.✓ Dépôts de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention. Cependant, la formation de ce dépôt prend beaucoup de temps car les volumes générés sont très faibles.✓ Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le bassin et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont.

1.2. Conditions et domaine d'utilisation :



Les bassins de rétention sont des ouvrages surtout adaptés aux milieux peri-urbain ou rural compte tenu de la surface foncière nécessaire. Afin de réduire l'impact financier que cela représente, on cherchera à lui conférer une utilisation plurifonctionnelle (aire de jeu, de détente, ...).

Durant la phase de conception, on s'assurera que les paramètres suivant soient respectés :

- la vidange des eaux du bassin de rétention, doit être effectuée dans un laps de temps « respectable » pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs, pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité (durée de vidange après l'orage < 6h maximum),
- afin d'assurer la sécurité des riverains, si cela s'avère nécessaire suivant la morphologie (pente des talus ou profondeur du bassin trop importante) et l'implantation du bassin, des solutions devront être mises en œuvre (clôtures, prévention, information sur le fonctionnement...),
- dès la mise en œuvre de l'ouvrage, l'accès permettant son entretien doit être fonctionnel.

Leur réalisation est très bien maîtrisée, mais doit faire l'objet d'une attention particulière quant aux aménagements nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.

La mise en œuvre d'ouvrages spécifiques au sein même ou en tête du bassin permettra d'éviter tous types de nuisances et de faciliter l'entretien. Un suivi sérieux et régulier en sera la garantie.

Même si l'ouvrage de stockage peut prendre diverses formes, lors de sa conception, sa morphologie ainsi que ses équipements (regard d'accès, rampe d'accès,...) doivent être pensés et prévus afin de faciliter l'exploitation et l'entretien du bassin.

Le mode d'alimentation du bassin va définir sa position et donner des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation.

- Alimentation par déversement : Le bassin est le point bas de l'opération. Il faut donc vérifier l'altimétrie de raccordement, la correspondance entre le fil d'eau de l'exutoire et le milieu récepteur (réseau public, milieu hydraulique superficiel,...).
- Alimentation par mise en charge et débordement : Le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial. La profondeur du bassin n'est pas fonction du fil d'eau du réseau, mais du volume utile nécessaire et du point de collecte des eaux pluviales le plus bas. Afin d'empêcher tout débordement non désiré on s'assure (dans un cas comme dans l'autre) que le niveau des plus hautes eaux (niveau de surverse) atteint dans le bassin est inférieur au point de collecte des eaux de pluie et de ruissellement le plus bas (au niveau du terrain).
- Alimentation par ruissellement directement des surfaces vers le bassin. Ce mode de fonctionnement ne peut être mis en oeuvre que pour des petits bassins. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.

1.3. Conception

1.3.1. Collecte des eaux et alimentation

La collecte des eaux pluviales en amont et l'alimentation du bassin sont réalisées par :

- des canalisations,



- un système de « dégrillage », de pièges à flottants,
- une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de sécurité),
- des bouches d'injection,
- un aménagement, un accompagnement des eaux afin d'éviter toute érosion prématurée (pour une alimentation par déversement, aménagement jusqu'au fil d'eau du bassin).

1.3.2. Structure du bassin :

- mise en place d'un géotextile et/ou une géomembrane en fonction de la destination du bassin et du type d'eau retenue (possibilité de contamination, zone à « risques »),
- pente des talus le plus faible possible (facilite l'entretien),
- pour des pentes de talus importantes, privilégier le profil emboîté (marches d'escalier),
- stabilisation des talus par végétalisation ou autre méthode (géogrilles, dispositifs antibatillage, enrochements, tunage, rondins, ...),
- rampe d'accès jusqu'en fond de bassin pour assurer un entretien mécanique (passage suffisant et étudié en fonction du bassin et du type d'engin assurant l'entretien),
- systèmes de mise à l'air et clapet de décharge.

1.3.3. Evacuation et « ré-essuyage » des eaux

L'évacuation de la totalité des eaux collectées est assurée par la mise en œuvre de :

- système de drainage des eaux stockées au point bas (« ré-essuyage ») par noue, caniveau, cunette ou drain d'évacuation pour assurer l'absence d'eau stagnante après vidange,
- faible pente en fond de bassin afin de rassembler les eaux vers le système de drainage.

N.B. : pour des ouvrages destinés à être rétrocedés (intégrés dans le domaine public) le ré-essuyage des eaux est garanti par un ouvrage type caniveau, caniveau à grille,

1.3.4. Exutoire

L'exutoire est composé :

- d'une protection évitant toute intrusion dans les canalisations (type tête d'aqueduc de sécurité),
- d'un organe ou orifice de régulation,
- d'une surverse de sécurité.

1.3.5. Revêtements et aménagement du fond et des berges

L'aménagement du bassin peut être réalisé en végétalisant l'ouvrage ou par divers matériaux :

Végétaux :

- gazon résistant à l'eau et à l'arrachement (Herbe des Bermudes, Pueraire hirsute, Pâturin des prés, Brome inerme,...),



- arbres et arbustes pouvant s'adapter à la présence plus ou moins abondante d'eau pour garantir une bonne stabilité,
- végétaux dont le système racinaire permet une stabilisation du sol (pivotants, fasciculés ou charnus).

Matériaux :

- béton,
- enrobé,
- géotextile,
- géomembrane imperméable,
- dalles bétonnées.

2 .Le bassin sec à ciel ouvert

Ce sont les bassins les plus répandus. Situés sur les bords des voies de circulation. La méthode de stockage utilisée est certainement la plus évidente. Il s'agit simplement d'une excavation réalisée en aval du projet où les eaux de ruissellement sont dirigées. Cependant, ces bassins peuvent recevoir divers traitements pour les intégrer au paysage, permettre un entretien plus facile ou allonger leur durée de vie.

On rencontre souvent des bassins dont l'étanchéité est réalisée avec des "bâches" noires dont l'esthétique est plus que discutable. Ce sont en réalité des géomembranes conçues spécialement pour cette utilisation. Il en existe plusieurs types en fonction des conditions de mise en place ou de la qualité des eaux à stocker.

2.1. Présentation

Un bassin sec à ciel ouvert est situé au niveau du terrain naturel et se vidange complètement suite à l'épisode pluvieux. Le volume de stockage disponible est égal au volume utile du bassin. On en distingue deux principaux types :

- Bassin sec planté ou enherbé :
 - Le fond, à très faible pente, est habituellement constitué d'une prairie, d'un espace planté ou engazonné. L'intégration paysagère est donc le principal axe de valorisation.
 - L'aménagement des berges et talus diffère selon la pente et la profondeur du bassin :
 - bassin ayant des talus de faible pente (<20-30%) ou à faible profondeur : (entre 30 et 50 cm de hauteur d'eau au point le plus profond). Aucun aménagement particulier n'est à prévoir en dehors de ceux imposés par les éventuelles activités développées en son sein. On pourra intégrer l'aspect plurifonctionnel du bassin et l'ouvrir au public.



- bassin ayant des talus pentus (>30%) ou une profondeur conséquente : Le tout étant d'en assurer le maintien et la stabilité, il pourra être conseillé de réaliser les talus selon un profil emboîté (en marches d'escalier). Ils peuvent être, selon les cas, juste engazonnés, plantés d'arbres, arbustes ou de végétaux (ayant un système racinaire compatible : pivotant, fasciculé ou charnu), ou renforcés de matériaux stabilisants, dalles de béton-gazon

➤ Bassin sec revêtu :

- l'étanchéité du fond, des berges et talus est assurée par géomembrane, béton, enrobé,....Ainsi, tout risque de contamination du sol par une pollution éventuelle est évité. Dans certains cas, cela peut éviter les contraintes d'entretien de la végétation (mais lui confère l'entretien d'un ouvrage de génie civil).
- Il est beaucoup moins esthétique (intégration paysagère très difficile, attention à l'aspect « bâche noire ») mais peut également trouver une valorisation plurifonctionnelle pour des fonds béton ou en enrobé (pistes de skate ou de roller, parkings de surface, cours d'école,...).

N.B. : il est possible d'assurer l'étanchéité du bassin tout en le végétalisant (grâce à l'utilisation de géomembrane ou de système équivalent recouvert d'une couche de terre végétale).

2.2. Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.✓ Conservation d'espaces verts en zone urbaine.✓ De part leur aspect plurifonctionnel les bassins secs ont une bonne intégration paysagère.✓ Entretien simple, tonte si c'est un bassin engazonné, balayage s'il s'agit d'un bassin revêtu, ...✓ Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales.	<ul style="list-style-type: none">✓ Importante emprise foncière la plupart du temps.✓ Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.

2.3. Conditions et domaine d'utilisation



Un travail poussé permettant d'assurer une intégration paysagère complète du bassin doit être pensé et inclus comme axe majeur de réflexion de l'aménagement ; intégration qui permettra de transformer l'ouvrage hydraulique en **un élément à part entière** de l'opération. Pour cela, on cherche à lui donner une valeur paysagère tout en lui conférant (lorsque cela s'avère possible) de multiples autres usages (zone de détente, aire de jeu, ...).

Pour permettre la mise en œuvre d'un bassin plurifonctionnel et l'ouvrir au public, on assure:

- la mise en sécurité des personnes,
- une bonne information des riverains ou des usagers sur son fonctionnement,
- une signalétique adéquate,
- la mise en sécurité des équipements constitutifs de l'ouvrage.

L'alimentation en eau durant l'épisode pluvieux peut se faire :

- par ruissellement direct,
- par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau),
- par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Si le volume disponible au sein de l'ouvrage est supérieur au volume utile à stocker, le surplus peut être réutilisé (arrosage, réutilisations diverses,...).

3. Le bassin en eau

3.1. Présentation

C'est un plan d'eau permanent dans lequel sont déversées les eaux de pluie et de ruissellement collectées au cours de l'épisode pluvieux. Le volume utile de rétention est le volume engendré par le marnage (variation du niveau).

Leur taille varie en fonction de leur utilité (usage plurifonctionnel) et du volume de rétention nécessaire. Elle peut varier de la petite mare en fond de jardin jusqu'au lac accueillant des activités nautiques. Leur dimension conditionnera le type d'utilisation et d'exploitation.

Quelque que soit leur taille, ils abriteront toujours un « écosystème » aquatique dont l'équilibre dépendra des variations de volume et de qualité dues aux apports pluviaux.

Les bassins en eau sont le plus souvent utilisés comme des plans d'eau permanents et paysagers susceptibles d'accueillir des activités variées en fonction de leur dimension :

- activités de loisir s'ils sont de grandes tailles (pêche, canotage, promenade,...),
- aspect paysagé s'ils sont de petites tailles.

Pour améliorer l'aspect paysager et garantir la stabilité des berges du bassin, il est recommandé de réaliser des berges végétalisées selon un profil emboîté.

3.2. Avantages et Inconvénients



Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.✓ Très bonne intégration paysagère.✓ Possibilité de recréer un écosystème.✓ L'aménagement d'un plan d'eau déjà existant ne demande que peu d'investissement.✓ Possibilité de conserver la totalité des eaux pluviales collectées.✓ Possibilité de réutiliser les eaux de pluie.	<ul style="list-style-type: none">✓ Importante emprise foncière la plupart du temps.✓ Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées d'où la nécessité d'avoir un réseau séparatif strict, de mettre en oeuvre un système dégrilleur en amont, voire un ouvrage de prétraitement.✓ Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.✓ Assurer une gestion appropriée afin de prévenir l'eutrophisation du bassin (suppression des aérateurs), la prolifération de moustiques, de grenouilles,....

3.3. Conditions et domaine d'utilisation

L'alimentation en eau durant l'épisode pluvieux peut se faire :

- par ruissellement direct,
- par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau),
- par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Comme il a été indiqué ci-dessus (inconvénients de cette technique), la conception ainsi que la qualité des eaux rejetées conditionneront l'état du bassin ainsi que la fréquence de son entretien.

Des conditions favorables permettront :

- d'éviter des nuisances visuelles (déchets flottants suite à l'événement pluvieux),
- de faire s'accumuler le moins possible de boues de décantation,
- d'éviter une eutrophisation rapide avec l'apparition d'algues néfastes,
- d'éviter l'apparition de nuisances olfactives,
- de développer un écosystème, permettant de limiter la prolifération de moustiques, grenouilles, ...

Ainsi, le maintien d'une hauteur minimale d'eau (de 1m à 1.5m) doit être garanti afin de limiter ou d'éviter le phénomène d'eutrophisation. Lorsque cela s'avère possible, on préfère une mise en contact avec les eaux



de nappe, permettant une circulation, un renouvellement des eaux présentes dans le bassin, limitant ainsi les facteurs pénalisants et offrant une meilleure qualité.

Une étude hydrogéologique accompagnée d'un suivi de nappe permettent de déterminer le niveau bas grâce à l'analyse de ses fluctuations. Ce niveau est fixé par le niveau dit de « basses eaux ».

Si l'étude révèle un sol favorable à l'infiltration, le bassin mis en œuvre sera considéré comme un bassin d'infiltration ou un bassin de rétention infiltrant.

Un bassin en eau peut également être conçu en étanchéifiant le fond (utilisation d'une géomembrane, coulage de béton, ...). Cependant cette solution n'est généralement utilisée que pour des bassins de taille peu importante.

Le niveau des eaux variant durant l'épisode pluvieux, la mise en sécurité des personnes est un axe majeur de la conception de cet ouvrage. Afin d'ouvrir l'ouvrage au public, il faut assurer :

- la mise en sécurité des personnes,
- une bonne information des riverains ou des usagés sur son fonctionnement,
- une signalétique adéquate,
- la mise en sécurité des équipements constitutifs de l'ouvrage.

4. Le bassin enterré

4.1. Présentation

Ce sont des ouvrages de stockage souterrains, que l'on peut enterrer sous des espaces verts, des voiries ou encore des parkings. Ils se vidangent complètement suite à l'épisode pluvieux.

Le plus souvent, pour les gros volumes, on préfère mettre en œuvre de structures réservoirs. Les structures réservoirs peuvent être assimilées, sur le principe de fonctionnement, à un bassin de rétention enterré. La différence étant essentiellement axée sur le remplissage de la structure (matériaux constitutifs), le volume utile et l'entretien de l'intérieur de l'ouvrage.

Le bassin enterré est plus généralement utilisé chez le particulier (ouvrage préfabriqué) pour les petits volumes (rétention des eaux de pluie et de ruissellement à la parcelle). Dans ce cas, deux types de bassins peuvent être mis en œuvre :

- bassin dont le volume disponible correspond au volume utile,
- bassin dont le volume disponible correspond au volume utile + volume pour réutilisation (valorisation de l'investissement, amortissement).



4.2. Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">✓ Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules.✓ Ils sont enterrés et donc discrets.✓ La surface au sol reste disponible et permet d'autres usages (parking, voirie, espace vert,...).✓ Mise en œuvre des bassins individuels aisée (éléments souvent préfabriqués).✓ Si l'ouvrage d'alimentation permet de retenir les flottants, le fait qu'il soit enterré permet d'éviter des désagréments visuels récurrents et donc de restreindre son entretien.✓ Possibilité de réutilisation des eaux si le volume disponible du bassin est supérieur au volume de rétention utile.	<ul style="list-style-type: none">✓ Réalisation plus coûteuse que celle d'un bassin en surface de même capacité. Le coût du foncier peut dans certains cas compenser cette différence.✓ Etude avant réalisation rigoureuse avec notamment la prise en compte de la nature du sol en présence afin de déterminer le niveau haut de la nappe (réalisation d'une dalle béton en conséquence).✓ Ouvrage très technique, difficile à réaliser (pour les ouvrages de forte capacité).✓ Faible valeur ajoutée à l'aménagement de l'opération (pas d'intégration paysagère).✓ Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.✓ Risques pour la sécurité du personnel d'exploitation (risque de formation de poches de gaz).✓ Difficultés d'accessibilité et donc d'entretien (curage et nettoyage).

4.3. Conditions et domaine d'utilisation



Cette technique peut être conseillée s'il y a un manque de terrain disponible ou que le coût du foncier le justifie (centre ville par exemple). Mais également et surtout pour les particuliers avec un stockage à la parcelle. Sa mise en œuvre peut permettre au propriétaire, grâce à une gestion rigoureuse et dans le cas d'un volume disponible supérieur au volume de rétention demandé, de réutiliser les eaux de pluie à des fins privées (arrosage,...).

L'alimentation ne peut se faire par ruissellement direct, elle ne peut se faire que :

- par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau),
- par mise en charge et débordement du réseau. Evitant des apports d'eau de pluie et de ruissellement lors des pluies de faibles intensités.

Il est indispensable d'équiper ce type de bassins de systèmes de mise à l'air.

Dans le cas où des équipements électromécaniques de contrôle hydraulique sont mis en œuvre, ils doivent supporter une atmosphère défavorable (humidité, dégagement H₂S, atmosphère corrosive,...). Leur accessibilité souvent difficile rend compliqué leur suivi et leur entretien.

L'ouvrage est préférentiellement conçu sous forme de caissons ou en le cloisonnant. La géométrie ainsi que les modes d'alimentation et de vidange du bassin vont définir des zones de décantation et des zones d'érosion privilégiées. C'est pourquoi l'étude de définition doit être fine et rigoureuse.

4.4. Types de bassins de retentions enterrées

On peut à nouveau distinguer des sous types de rétentions enterrées en fonction du matériau de remplissage. A cet effet on peut distinguer :

- **Bassin en pierres**

C'est le matériau le plus couramment utilisé dans ce type d'ouvrage. Le vide est obtenu en utilisant un remblai qui ne contient pas de particules fines qui colmatent les vides. Il est désigné par deux nombres, par exemple 40/80 ce qui signifie que les plus petits éléments ont une taille de 40 mm et les plus gros 80 mm. L'indice de vide dépend donc des dimensions choisies.

Lors de la mise en place, il faut envelopper le remblai avec un géotextile pour empêcher les particules fines de venir colmater la rétention et ainsi la rendre inefficace. Comme on l'a vu précédemment, une géomembrane peut être nécessaire pour éviter les infiltrations. L'eau est alors évacuée par un système de drainage vers le milieu récepteur.

- **Bassin en pneumatiques**

L'utilisation des pneumatiques pour créer des espaces vides afin de stocker de l'eau est une technique assez récente. Elle permet en plus de son usage de rétention, d'utiliser les pneumatiques usagés dont on ne sait pas toujours quoi faire. Ils peuvent être employés soit entiers, soit déchiquetés.

Dans les deux cas, il faut les entourer d'un géotextile et d'une géomembrane. Des études ont été menées pour savoir si ce recyclage ne pollue pas le milieu aval. En ce qui concerne les pneumatiques entiers, il n'y



a aucun risque car, comme le caoutchouc est vulcanisé lors de la fabrication, ils deviennent inaltérables. Le broyat laisse apparaître la structure des pneumatiques composée des différents métaux sous forme de petits fils ou de nappes. Ceux ci se trouvent alors au contact de l'eau et peuvent s'oxyder. D'après des études faites pour la société qui commercialise ce produit, il n'y a pas d'impact sur l'environnement.

➤ **Bassins en pneus entiers**

Il est possible d'utiliser des pneumatiques de voitures ou de poids lourds. Après le intéressante de 0,75 ce qui en fait un matériau performant pour ce type d'utilisation. De plus, il est possible en fonction de l'épaisseur et de la nature des couches de remblai que l'on met en place au dessus, de faire passer des voies de circulation qui peuvent être empruntées par des camions.



Photo1. Bassin en pneus entiers2

➤ **Bassins en pneus déchiquetés**

Le principe d'utilisation est le même que pour les éléments entiers, mais lors de la mise en place, les morceaux de 10 cm par 15 cm environ sont versés en vrac dans le terrassement qui a été creusé auparavant.

Il est aussi possible de les placer en dessous d'une voie de circulation. Pour cela il faut compacter le broyat avec un rouleau compresseur par couche afin d'éviter des tassements ultérieurs. Ce problème a moins d'impact lorsqu'il s'agit d'un espace vert, car entre le temps de mise en place du bassin et le moment où l'aménagement de la zone sera terminé, les éventuels tassements pourront être comblés sans que cela ne crée de problèmes. Dans ce cas, l'indice de vide obtenu après compactage se situe autour de 0,50.



Photo 2. Bassin en pneus déchiquetés2

- **Bassins en structures alvéolaires**

Pour les matériaux que l'on a vu jusqu'à présent, on peut remarquer que l'un des principaux inconvénients est que le rendement du point de vue du stockage n'est pas toujours optimal. Il est cependant difficile de trouver un matériau naturel ou issu du recyclage de produits usagés qui permettent de l'améliorer. C'est pour cela que l'on peut rencontrer des matériaux à structure alvéolaire qui sont fabriqués spécialement pour être utilisés dans le stockage d'eau.

Cette structure se présente sous la forme de blocs rectangulaires en matière plastique. Les alvéoles ont souvent une forme hexagonale, placées verticalement les unes à côté des autres. L'objectif de ces structures est d'augmenter le coefficient de vide, ce qui est très bien fait puisque l'on atteint des valeurs de l'ordre de 0,95 soit quasiment du vide. La mise en place de ce matériau est comparable à celle utilisée pour les autres techniques, il faut simplement empiler les blocs pour obtenir la forme et le volume souhaité. Le principal inconvénient de cette méthode est le coût des éléments qui est beaucoup plus élevé.

Cependant cette dépense pour les éléments est à comparer au surcoût engendré par le volume de terrassement plus important qu'il faut faire quand on utilise les autres matériaux. Cette méthode peut donc apparaître utile et même parfois obligatoire lorsqu'il faut stocker de grands volumes sur des espaces réduits. Ce système est lui aussi utilisable sous des voies de circulation, il faut simplement respecter les épaisseurs de remblai à apporter pour protéger la structure.



Photo 3. Réalisation d'un bassin en structure alvéolaire ultra légère [4]

4.4.1 Origine des SAUL

Les structures alvéolaires ultra-légères ont été développées en France dans les années 1980 pour des applications telles que la réalisation de remblais allégés (figure 44). Ces premières applications en constructions routières ont fait l'objet d'un guide technique, « *Utilisation de structures alvéolaires ultra-légères en remblai routier* » [LCPC, 1992]. Il précise les domaines et conditions d'emploi des deux matériaux alors disponibles sur le marché, qui offrent une structure en nid d'abeilles.

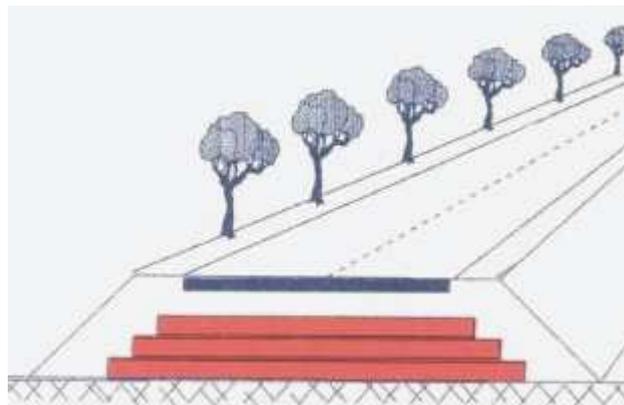


Figure 45. Allègement d'un remblai sur sol compressible [5]

Des expérimentations portant sur le comportement de ces matériaux en zone de marnage (remblai en zone submersible ou sous nappe phréatique) ont montré qu'ils laissaient bien circuler l'eau, sans générer de surpression et de soulèvement du remblai. De ce constat est née l'idée d'employer également ces matériaux pour le stockage des eaux pluviales.



4.4.2 Intérêts des SAUL pour le stockage des eaux pluviales

Pour cette application, les SAUL présentent plusieurs intérêts [LCPC & al., 1998]. Ils offrent une capacité de stockage de 95%, ce qui permet de limiter les terrassements à volume de stockage donné. Ils se présentent généralement sous forme de blocs qui sont manportables du fait de leur faible poids volumique. Leur mise en œuvre modulaire ne requiert pas d'engin de levage et s'adapte aux contraintes topographiques. Leur résistance mécanique peut rendre possible leur utilisation sous charges roulantes. Ainsi les SAUL sont adaptées à la réalisation d'ouvrages enterrés de stockage d'eaux pluviales en site contraint [Faram M.G. & al., 2004].

4.4.3 Principales caractéristiques des produits de type SAUL [5]

Les polymères constitutifs sont le polypropylène (PP) mono ou copolymère pour une majorité de produits, le polyéthylène haute densité (PEHD) ou le polychlorure de vinyle (PVC). Quelques produits sont susceptibles de contenir de la résine recyclée.

Les éléments sont obtenus principalement par moulage des pièces constitutives assemblées mécaniquement, et ponctuellement par extrusion ou par collage de feuilles thermoformées.

Les caractéristiques dimensionnelles des SAUL sont très variables. La majorité d'entre elles se présentent sous forme de blocs parallélépipédiques : longueur L de 0,80 à 2,40 m, largeur l de 0,44 à 1,20 m, hauteur H de 0,30 à 0,60 m. Le rapport L/l est généralement de 2, ce qui facilite le plan de calepinage. Les poids unitaires varient d'une dizaine à une soixantaine de kilogrammes. Plusieurs SAUL offrent une forme de tunnel. Du point de vue hydraulique, les capacités de stockage varient de 135 à 1420 litres par unité selon les dimensions des éléments. Le sens de circulation de l'eau peut être vertical, horizontal et vertical ou tri-dimensionnel (cas de nombreux produits à la structure très ouverte).

Les caractéristiques mécaniques sont inégalement cernées sur la base des informations collectées. Les deux produits décrits par [LCPC & al., 1998] ont fait l'objet d'une qualification, notamment mesure de la résistance en compression verticale selon la norme NF T56-101 modifiée [AFNOR, 1976]. Cette méthode d'essai n'est pas adaptée aux autres produits, plus proches d'une structure que d'un matériau. C'est pourquoi les producteurs développent leur propre essai. Les caractéristiques mécaniques précises, en dehors d'avis technique, apparaissent partiellement accessibles. Ainsi pour les SAUL parallélépipédiques, il est nécessaire de connaître la résistance en compression verticale et latérale et la contrainte permanente admissible, qui permet de tenir compte du fluage du matériau. Parfois sont indiqués, de manière inégale, l'épaisseur maximale de remblai sus-jacent, le nombre maximum d'éléments superposables, la profondeur maximale du fil d'eau ou la hauteur minimale de remblai selon le trafic.

4.4.4 Proposition d'une classification des produits SAUL

Une classification des produits de type SAUL peut être proposée (figure 45), basée sur la conception et le fonctionnement hydraulique des ouvrages de stockage :

- **SAUL à diffuseur externe** : la circulation d'eau dans les blocs est verticale et/ou horizontale, la diffusion de l'eau est assurée par des drains placés dans des matériaux granulaires, positionnés sous les blocs ou latéralement;
- **SAUL à diffuseur interne** : certains blocs, connectés aux ouvrages d'injection d'eaux pluviales, sont pré-équipés de drains de diffusion intégrés, la circulation de l'eau dans les blocs est ensuite tridimensionnelle ;
- **SAUL sans diffuseur** : l'eau circule dans toutes les directions dans les blocs à partir des ouvrages d'injection d'eaux pluviales ;
- **SAUL à canal de curage** : les blocs sont constitués de canaux longitudinaux, voire transversaux, éventuellement équipés de parois diffusantes ; ces canaux sont susceptibles d'être inspectés et curés s'ils sont accessibles par un puits d'inspection ;
- **SAUL de type tunnel de stockage.**

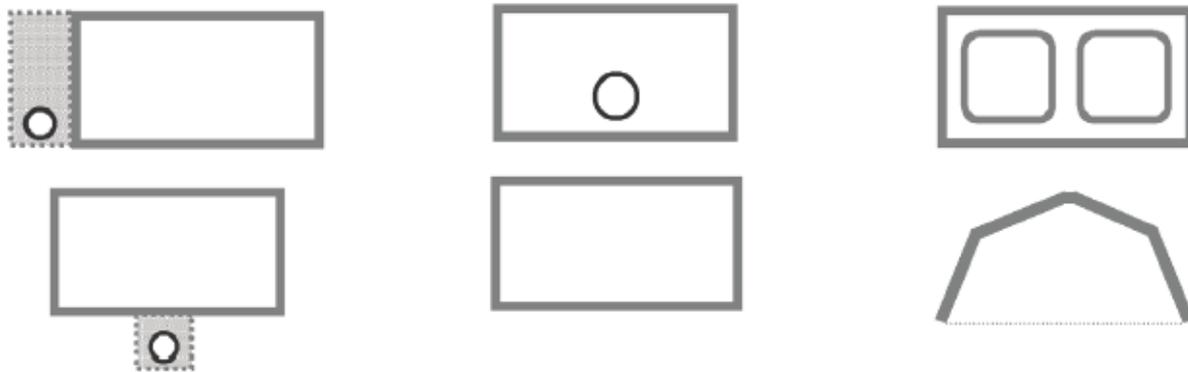


Figure 46. Schémas de principe des différentes classes de SAUL[5]

Chapitre III : Conception et dimensionnement d'un bassin de rétention des eaux pluviales Cas de la ville de Casablanca

La présente étude s'inscrit dans le cadre d'un réaménagement d'une zone à caractère urbain de la ville de Casablanca tout en restant toujours totalement intégré dans le tissu urbain et de l'environnement immédiat.

A cet effet, la réalisation des études a été confiée à des experts et spécialistes en la matière. Ce groupement d'études est constitué de deux pôles :

- **Pôle aménagement urbain et paysager**
- **Pôle ingénierie technique**



Ce projet d'aménagement et de développement d'une zone urbaine de Casablanca réalisé sur un site d'une superficie globale d'environ 105,1 ha, destiné à recevoir un programme constitué d'habitat collectif sous formes de résidences en immeubles, d'équipements à thématiques variées pouvant favoriser le développement du projet (culte, commerce, santé, sport, animations et loisirs, etc.), de bureaux, d'espaces de promenades et d'un grand jardin central.

Le présent chapitre rend compte sur les résultats d'études d'Avant Projet de cet aménagement urbain concernant les réseaux d'assainissement et constitue un mémoire descriptif de la solution technique subjective proposée pour la collecte et l'évacuation des eaux pluviales.

I- Données de base

1. Situation Géographique [9]

Le projet s'étend sur une superficie globale d'environ 105,1 hectares.

Les coordonnées Lambert moyennes du projet sont :

- X = 296 400 m NGM

- Y = 332 050 m NGM

- Z = 56 m NGM

2. Topographie [9]

La topographie du terrain s'intègre dans la morphologie du site environnant. Le terrain est occupé par plusieurs infrastructures qui présenteront les éléments de départ du calage pour une partie des réseaux projetés (voiries, collecteurs d'assainissement, etc...). Les cotes du terrain naturel varient entre +43 m NGM et + 70 m NGM.

Le relief du terrain est peu accidenté ; La topographie est homogène avec une dénivelée maximale de 27 m. Le terrain présente une pente générale d'environ 7‰ de direction Nord-Est **favorable à l'évacuation gravitaire des eaux de ruissellement.**

3. Climatologie

Le climat de la zone de projet est de type sub-humide sec tempéré par l'influence de l'océan atlantique. La saison pluvieuse s'étale entre les mois d'octobre et mai. Les précipitations moyennes annuelles s'élèvent à **379.5 mm.**



Tableau 8 . Pluviométrie mensuelle moyenne de la station de la zone d'étude (mm) [9]

Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
4.97	34.67	67.48	68.10	63.09	51.60	38.24	33.60	13.56	2.81	0.83	0.49	379.47

La moyenne des températures moyennes est de **18 °C**, les mois les plus chauds sont : juillet et août avec un maximum des moyennes des températures maximales de **28,4°C**.

Tableau 9. Températures mensuelles à la station de la zone d'étude (°C) [9]

Désignation	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Maxi (°C)	27.1	24.9	21.4	18.3	17.5	18.6	20.4	22.0	23.6	25.4	28.0	28.4
Mini (°C)	16.9	14.6	11.7	9.3	8.1	8.3	10.1	11.3	13.4	16.0	17.9	18.3
Moy. (°C)	22.0	19.8	16.6	13.8	12.8	13.4	15.2	16.6	18.5	20.7	23.0	23.4

4. Hydrogéologie

A l'échelle régionale, entre Casablanca et la vallée allant d'Oum Er Rbia à Azemmour, une nappe phréatique, dite Chaouia côtière, circule vers la mer avec un gradient de 0.18 à 2.5%.

D'après le rapport de l'étude géotechnique menée dans le cadre de l'étude du super collecteur ouest de Casablanca, il est cité que : « les courbes isopièzes qui définissent le toit de la nappe varient, selon un état observé en 1971, entre la côte 100 m NGM au voisinage de la route nationale RP8 (Casa-El-Jadida), et 10 m NGM à l'approche du littoral ». La même étude cite que « la profondeur de la nappe à l'échelle régionale est variable, de quelques mètres près de littoral, à plus de 30 m par endroit ailleurs, selon les mesures de 1996 ».



La lithologie en place laisse avancer l'hypothèse que la nappe est située dans les terrains du pliocène et quaternaire qui surmontent le substratum rocheux (quartzites et schistes), à savoir les tufs, les tufs gréseux, le calcaire dunaire....

II. Conception et dimensionnement du réseau des eaux pluviales

L'analyse des facteurs influents sur le choix du système d'assainissement, notamment : Les données naturelles du site, les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes et les données relatives à la nature des effluents générés par le Projet, **le système séparatif a été retenu comme mode d'assainissement collectif.**

Le dimensionnement du réseau des eaux pluviales a été réalisé par la méthode de Caquot adaptée aux bassins urbains.

C'est la méthode ponctuelle la plus communément utilisée pour calculer des débits Maximums pour un bassin versant urbain.

Décrite dans l'Instruction Technique de 1977 (IT 77), elle établit le débit de pointe (Q) de fréquence de dépassement F (ou de période de retour $T = 1/F$) :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = K \cdot I^a \cdot C^b \cdot A^g \cdot m$$

I : Pente moyenne du bassin versant (m/m)

C : Coefficient d'imperméabilisation

A : Superficie du bassin versant (ha)

K, a, b, g : Paramètres fonctions de la région considérée et de la période de retour (T) de la pluie

m : Coefficient d'ajustement lie a la forme (allongement) du bassin versant

Limites de validité :

1 ha < A < 200 ha (A = surface du bassin versant)

0,2 % < I < 5 % (I = pente moyenne du bassin versant)

C > 0,2. (C = coefficient d'imperméabilisation)

Les caractéristiques du modèle (superficies des sous-bassins versants, coefficients de ruissellement, allongements, pentes et rugosités des conduites, etc...) ont été extraites du modèle Mensura.



1. Données de base

1.1 Données hydrauliques et hydrologiques

Il s'agit des données caractéristiques du réseau hydraulique et des bassins versants. Ces données ont été extraites du modèle Mensura ayant servi à la conception et dimensionnement des réseaux d'assainissement. On distingue :

- Données hydrauliques : diamètres, longueurs et pentes des conduites, profondeurs des regards, côtes radier, côtes projet, types de matériaux, coefficients de rugosité, pertes de charge... ;
- Données hydrologiques : superficie des bassins, pente, longueur, coefficient de ruissellement....

L'ensemble des bassins versants modélisés représente 105,1 ha.

Les coefficients de ruissellement adoptés sont de 20% pour les espaces verts et 90% pour les terrasses des constructions, les espaces minéraux, les chaussées et parking.

1.2 Données pluviométriques

La pluie utilisée est la pluie de projet type double triangle, c'est une forme particulière de hyétogramme synthétique souvent utilisée pour dimensionner les réseaux d'assainissement.

L'utilisation de cette pluie de projet vise à représenter par un événement fictif unique, l'ensemble des caractéristiques de la pluviométrie locale qui sollicite le système d'assainissement étudié.

Pour étudier le réseau d'assainissement du projet, la pluie utilisée et validée par le gestionnaire a été retenue et dont les caractéristiques sont présentées ci-après :

- Période de retour de 10 ans
- Durée total de pluie de 4 heures
- Durée intense de pluie de 30 min

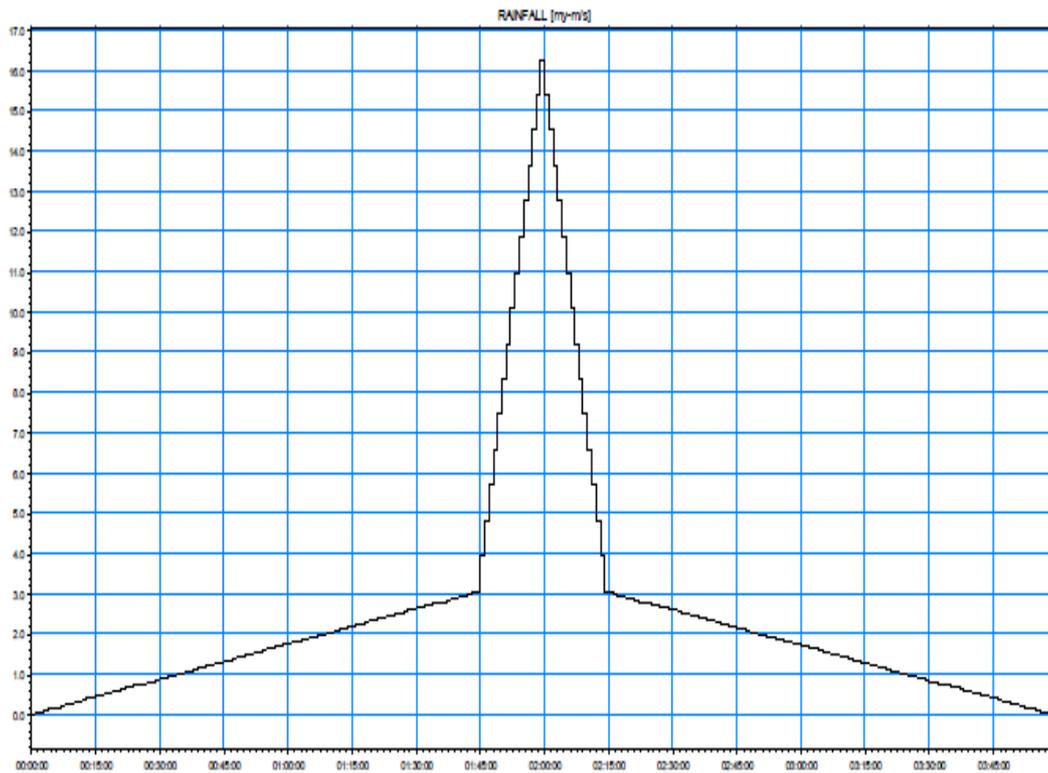


Figure 47. Pluie double triangle [9]

2. Calcul du diamètre des conduites gravitaires

Les diamètres théoriques des collecteurs sont calculés par la formule de Manning – Strickler, qui s'écrit pour les conduites circulaires de la forme suivante :

$$Q = K \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

- Q : Débit en m^3/s ;
- R : Rayon hydraulique en m ;
- I : Pente en m/m ;
- S : Section pleine en m^2 (Pour les collecteurs circulaires $S = \pi D^2 / 4$);
- K : Coefficient de Manning – Strickler ;

Le coefficient de Manning – Strickler dépend du matériau de la conduite et de son âge.
Il est pris égal à :



- > 70 pour les conduites de béton armé centrifugé CAO ;
- > 100 pour les conduites de PVC (polychlorure de vinyle), PEHD (polyéthylène haute densité).

3. Présentation du système d'assainissement des eaux pluviales

Le réseau du Projet a été raccordé gravitairement à la tête du collecteur existant **R90**. Cette solution a été acceptée par le gestionnaire.

Le débit permis par le gestionnaire pour ce raccordement ne doit pas dépasser les **1m³/s** incluant la totalité du projet.

La modélisation projet, fait ressortir un débit global de **6.18 m³/s**.

La solution proposée en concertation avec le client est de créer un bassin de rétention.

III. Conception et dimensionnement du bassin de rétention

1. Description du fonctionnement des bassins de rétention

Nous proposons d'écarter le débit des eaux pluviales à la sortie du Projet à travers la réalisation d'un bassin de rétention, qui recueillera les débits véhiculés par le réseau du projet avec un débit de fuite fixé à **0,87 m³/s**, ce débit sera acheminé gravitairement vers le collecteur existant R90.

Le principe de fonctionnement d'un bassin de rétention peut être défini selon les étapes suivantes :

1. Le bassin est vide et laisse passer sans modification le débit naturel ;
2. Le bassin se remplit progressivement et le débit de sortie augmente de façon contrôlée ;
3. Le bassin est rempli le débit d'entrée devient progressivement inférieur au débit de sortie;
4. Le bassin se vide progressivement et le débit de sortie diminue également.

Comme l'exutoire de ce projet est le réseau d'assainissement existant et que la zone du projet est située dans une région à caractère urbain, **le stockage se fera dans un bassin de rétention de type enterré pour palier à tous risques de nuisance et garantir la sécurité des gents ainsi que pour l'optimisation de la surface du projet.**

Les aspects pris en considération pour l'établissement de cette variante sont comme suit :

- > Le calage du réseau;



- La surface disponible pour l'implantation du bassin ;
- Le débit de fuite;
- Contraintes du calage de collecteur d'évacuation de débit de fuite (raccordement avec le regard existant).

2- Données nécessaires

Avant de commencer les calculs, il faut au préalable connaître les données dont on aura besoin et être au courant des difficultés que l'on pourra rencontrer. En plus des données météorologiques, voici celles qu'il faut réunir pour calculer le volume du bassin de retenue.

2.1 Surface du bassin

Il faut connaître la surface du bassin versant dont on veut récupérer les eaux. Attention, la surface à prendre en compte n'est pas seulement celle de l'aménagement, mais aussi celle des terrains situés à l'amont et dont les eaux ruissellent naturellement sur les parcelles que l'on aménage. En plus de la surface totale, il faut différencier les zones imperméables (ou qui seront imperméabilisées) des autres. Il est possible de détailler ces surfaces en fonction du type de revêtement que l'on rencontre.

La surface considérée dans ce cas est celle correspondant à la superficie globale du projet qui est d'environ 105,1(ha)

2.2 Période de retour

Comme on l'a déjà vu plus précédemment, un ouvrage de rétention sert à protéger les zones situées en aval d'un aménagement contre l'augmentation des débits des réseaux ou des cours d'eau à la suite de l'imperméabilisation de surfaces qui étaient auparavant naturelles. On sait qu'il n'est pas possible de se protéger contre tous les événements climatiques qui peuvent se produire. Il faut donc estimer le risque que l'on souhaite, ou que l'on accepte de prendre et dimensionner l'ouvrage en conséquence. Ce choix peut être imposé par plusieurs facteurs. Parmi ceux-ci il y a par exemple le nombre d'habitants situés à l'aval, les éventuelles constructions situées dans des zones à risque, les dégâts engendrés par un éventuel débordement. Ce choix présente plus un aspect politique que technique et il dépend de beaucoup de facteur. Il est en effet moins grave d'inonder même une fois tous les ans ou tous les deux ans un espace vert qu'une fois tous les dix ans l'ensemble d'une rue et des habitations qui s'y trouvent.

Pour des raisons de sécurité, la période de retour qui été adopté pour le dimensionnement du bassin de rétention est la crue vicennale (T=20 ans) contrairement au réseau d'eau pluviale qui été dimensionné pour une crue décennale (T=10 ans).

Le tableau ci après résume les caractéristiques de ces pluies données par les coefficients **a** et **b** de Montana relatifs à la zone de projet.

Tableau 8. Coefficients de Montana relatif à la zone du projet [9]

Période de retour (An)	a (F)	b (F)
10	5,136	-0,641



20	5,948	-0,642
----	-------	--------

2.3 Coefficient de ruissellement / coefficient d'apport

La deuxième donnée qui pose problème et dont on a besoin pour le calcul est le coefficient de ruissellement. Il traduit, en fonction de la nature des matériaux du sol, la proportion d'eau qui ruisselle par rapport à celle qui s'infiltre directement. Cette définition apparaît simple mais elle cache en réalité plusieurs difficultés. D'une part, il existe une très grande quantité de revêtements, naturels ou non qui ne réagissent pas de la même façon à la pluie. La méthode de mise en place, l'entretien de ces surfaces et la pente du terrain jouent un rôle important dans le ruissellement. Il existe dans différents ouvrages des tableaux qui fournissent des coefficients pour les principaux types de revêtements. On s'aperçoit alors que d'un auteur à l'autre, les valeurs numériques peuvent varier sensiblement, il est donc difficile d'en choisir une plutôt qu'une autre.

Les coefficients de ruissellement adoptés lors de la présente étude sont de 20% pour les espaces verts et 90% pour les terrasses des constructions, les espaces minéraux, les chaussées et parking.

Le coefficient d'apport (C_a) mesure le rendement global de la pluie (fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire du bassin versant considéré).

On retiendra donc, en première approche, que pour une surface urbaine, on peut déterminer le coefficient d'apport global à partir de coefficients de ruissellement C_{ri} de surfaces homogènes S_i :

$$C_{a \text{ global}} = \frac{\sum C_{ri \text{ imper}} \times S_{i \text{ imper}} + \sum C_{ri \text{ non imper}} \times S_{i \text{ non imper}}}{S_{\text{totale}}} \text{ et } S_{\text{totale}} = \sum (S_{i \text{ imper}} + S_{i \text{ non imper}})$$

Le coefficient d'apport retenu pour la présente étude est égal à 0,675

2.4 Débit de fuite

La notion de débit de fuite contrairement au temps de retour et au coefficient de ruissellement est plus concrète et plus facile à définir. C'est le débit qui sortira de l'ouvrage de rétention. Il est censé être inférieur au débit entrant car sinon l'ouvrage de rétention ne sert à rien. Ce n'est pas pour autant que le choix de sa valeur est plus facile à faire. Il peut en effet être imposé par différentes contraintes.

Il faut en premier lieu savoir où vont être rejetées les eaux pluviales, à savoir dans le milieu naturel, dans un réseau existant, si elles vont être infiltrées dans le sous sol ou si elles sont simplement stockées avant d'être évacuées ou réutilisées. Dans le dernier cas, le choix du débit de fuite est assez simple puisque toute l'eau qui entre doit être stockée; il est pris comme nul.

Dans les autres cas, son choix peut être imposé (c'est le cas pour cette zone d'étude).



Dans le cas où le rejet se fait dans un réseau existant, c'est au gestionnaire ou à l'exploitant du réseau de fournir le débit que celui-ci peut supporter en fonction de son diamètre et de la capacité du réseau en aval à accepter de nouveaux rejets.

Le débit de fuite qui a été adopté pour cette étude est celui de 0,87 m³/s inférieur à celui fixé par le gestionnaire qui est de l'ordre de 1m³/s. Ce débit de fuite n'est atteint que lorsque le bassin est totalement rempli d'eau.

3- Méthode de calcul

Il ne subsiste actuellement que deux méthodes que l'on peut utiliser pour des opérations de type lotissement. Ce sont les méthodes dites des "pluies" et des "volumes" (décrites dans le chapitre précédent).

Pour cette zone d'étude, les deux méthodes ont été abordées et elles convergent toutes au même résultat : un volume utile de bassin égale à 17 693m³. Les résultats sont donnés en détail en annexe 1.

Ce volume a été majoré d'un coefficient de l'ordre de 20% pour des considérations sécurité en plus de la prise en considération du volume du matériau de remplissage (SAUL à 95% du vide) ce qui donne un volume de 21 240 m³.

4- Dispositif de régulation

Comme on l'a vu précédemment, l'ouvrage de rétention est dimensionné en fonction du débit de fuite qui a été choisi. Il faut respecter ce débit et donc un dispositif permettant de le suivre doit être installé. Nous reviendrons dans le détail plus tard mais il existe deux moyens pour assurer cette régulation. La méthode la plus rigoureuse est celle qui consiste à utiliser un appareil qui permet de réguler exactement le débit quelle que soit la hauteur d'eau dans le bassin. Cependant, la plupart du temps on utilise simplement un orifice circulaire calibré. Le diamètre de celui-ci est calculé par la formule de Torricelli. Le débit de fuite n'est pas constant car il dépend de la hauteur d'eau dans la retenue. Il ne faut pas que le débit dépasse celui que l'on a choisi, il est atteint lorsque le bassin est entièrement rempli.

Il peut aussi arriver suivant la topographie de la zone qu'il soit impossible de rejeter gravitairement les eaux collectées vers un exutoire, qu'il soit naturel ou non. Dans ce cas, une pompe de refoulement pourra être mise en place.

$$Q = Cq.S.\sqrt{2gH}$$

Avec :

Q : le débit en m³/s

Cq : un coefficient de débit en fonction de l'orifice (voir tableau)

S : la section de l'orifice

g : Accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s²)

H : la charge sur l'orifice



Tableau 10. Coefficient des orifices de vidange et ajutage[6]

Désignation	Coefficient Cq
Orifice circulaire	0,62
Orifice à veine moulée	0,98
Orifice à contraction incomplète	
Vanne verticale	0,7
Vanne inclinée 2/1	0,74
Vanne inclinée 1/1	0,8
Orifice noyé	idem
Ajutage rentrant	
- court	0,5
- long à veine adhérente	0,707
Ajutage sortant à veine adhérente	0,82
Seuil mince paroi rectangulaire	
- sans contraction latérale	0,43
- avec contraction latérale	0,4
Seuil épais à profil rectangulaire	0,385
Seuil épais à lame guidée	0,42
Seuil épais à lame guidée (Creager)	0,49

Pour une canalisation circulaire, on a :

$$Q = Cq \cdot \frac{d^2 \pi}{4} \cdot \sqrt{2gH}$$

Avec :



d : le diamètre de la canalisation en (m)

On peut ainsi déduire le diamètre de l'orifice pour obtenir le débit voulu. On choisit d'obtenir ce débit lorsque la hauteur d'eau est maximale, de cette façon, le débit ne peut pas être dépassé.

$$d = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.Cq.\sqrt{2gH}}}$$

Cette formule est valable pour un orifice, lorsqu'on utilise une conduite en charge, il faut utiliser la théorème de Bernouilli entre 2 points A et B.

$$v_A^2/(2g) + z_A + P_A/(\rho.g) = v_B^2/(2g) + z_B + P_B/(\rho.g) + \Delta H$$

Avec:

- P : la pression en un point (en Pa ou N/m²)
- ρ : la masse volumique en un point (en kg/m³)
- v : la vitesse du fluide en un point (en m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur (en N/kg ou m/s²)
- z : l'altitude (en m)
- ΔH : la perte de charge totale (en m)

Concernant cette étude la régulation du débit a été menée par une conduite circulaire en charge de diamètre 1000 mm et d'une longueur de 110 m reliant le bassin de rétention à partir de son regard de sortie vers l'exutoire (collecteur R90).

Concernant la conduite d'arrivée des eaux pluviales à partir du dernier point du réseau de desserte de cet aménagement (regard R815) vers l'entrée du bassin, elle a été dimensionnée par la formule de Manning-Strickler concernant les écoulements à surface libre. Le résultat est une canalisation circulaire de diamètre 2000 mm avec une pente 0,3% et une vitesse d'écoulement au voisinage de 1m/s. le débit drainé par cette conduite est de 6,18m³/s.

5. Résultat du calcul

Pour un débit de sortie de 0.87 m³/s et une hauteur maximale de stockage de 3,5 m, le volume utile de stockage du bassin de rétention prévus est de **21 420 m³**.

Le diamètre 1000 mm de la conduite de sortie est choisi pour limiter l'impact sur le milieu récepteur en l'occurrence le collecteur existant R90, et respecter l'exigence du gestionnaire, et permet la vidange du bassin dans une durée qui ne dépasse pas 6 heures.

IV. Implantation et calage des bassins de rétention



Le bassin de rétention est implanté au Nord du Projet, sous espace vert, permettant la collecte gravitaire des eaux de pluie à partir du dernier regard de visite (R815) d'un débit de l'ordre de 6,18 m³/s.

Cet ouvrage, de forme rectangulaire, permet de rassembler toutes les eaux pluviales produites par le Projet acheminées par une conduite 2000 mm vers l'ouvrage d'entrée du bassin.

Les caractéristiques du calage du bassin de rétention sont les suivantes :

- Cote radier d'entrée : 36,31 NGM.
- Côte radier à la sortie : 36,05 NGM.
- Pente longitudinale du fond du bassin : 3‰.
- Pentes transversales du fond du bassin: 3‰.
- Niveau des hautes eaux de la nappe : -10m /TN.
- Le fruit de talus considéré est de 2/1.
- Les dimensions de la cuve du bassin à la base sont : largeur : 74m, longueur : 87m.
- Les dimensions du la cuve du bassin à la surface du terrain naturel sont : largeur : 83m, longueur: 96m.

Le résultat de cette opération est schématisé dans l'annexe2.

V. Réalisation du projet

Le projet prévoit la réalisation d'un bassin d'une capacité de rétention totale de 24 480m³ situé sous espace vert dont les dimensions sont les suivantes : L (85m) * l (72m) * h (4m);

Cet ouvrage sera réalisé à l'aide de blocs de type Structure Alvéolaire Ultra Légère (SAUL) GEOlight® 600, constitués de feuilles thermoformées en PVC (polychlorure de vinyle) assemblées.



Photo 4. Bloc GEOlight [5]

Les blocs sont juxtaposés simplement, sans accessoire de liaison et dont les caractéristiques sont les suivantes :

- dimensions : L (1000mm)*l (960mm)*h (500mm).
- porosité supérieure à 95%
- masse volumique : 75 kg/m³
- résistance en compression (à la rupture) : 600 kPa
- épaisseur maximale du remblai sus-jacent : 5,50 m

1. Principe de fonctionnement des bassins SAUL

Pendant une pluie, les débits de ruissellement sont dirigés par le réseau d'eaux pluviales vers un regard de décantation situé en amont du bassin. En sortie du regard de décantation, l'eau transite dans le drain de diffusion.

Les faibles débits ou les premiers flots sont confinés dans le drain dont les ouvertures sont situées uniquement en partie supérieure. Les flots ainsi by-passés sont restitués directement dans le regard aval.

Les matières en suspension résiduelles décantent dans le drain et sont évacuées par un effet de chasse.

La figure ci-après, illustre le principe de fonctionnement des bassins à SAUL, en cas des pluies faibles à modérées :

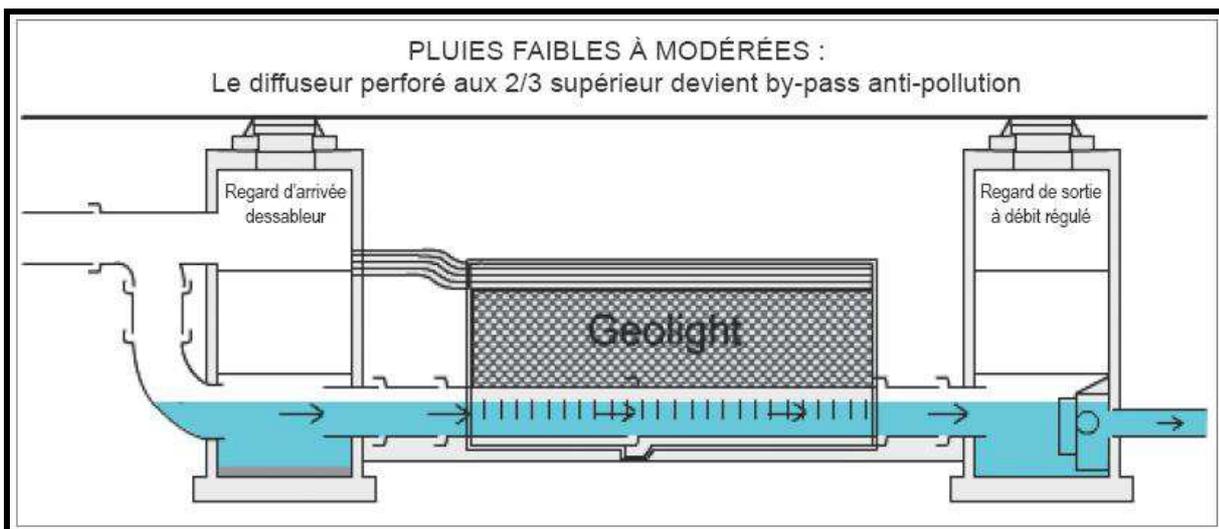


Figure 48. Principe de fonctionnement de SAUL, Pluies faibles à modérées[5]

Lorsque les précipitations s'intensifient (débit amont > débit de fuite), les drains jouent leur rôle de diffusion, les débits à stocker sont diffusés dans les alvéoles horizontalement et verticalement. Cette propriété hydraulique permet d'une part de simplifier le système de diffusion et d'autre part de positionner le fil d'eau du diffuseur au même niveau que le fond de bassin.

Après remplissage, les alvéoles se vident naturellement et l'eau retourne vers le diffuseur ou directement vers le regard aval.

La figure qui suit, montre le principe de fonctionnement des bassins à SAUL, en cas des fortes précipitations :

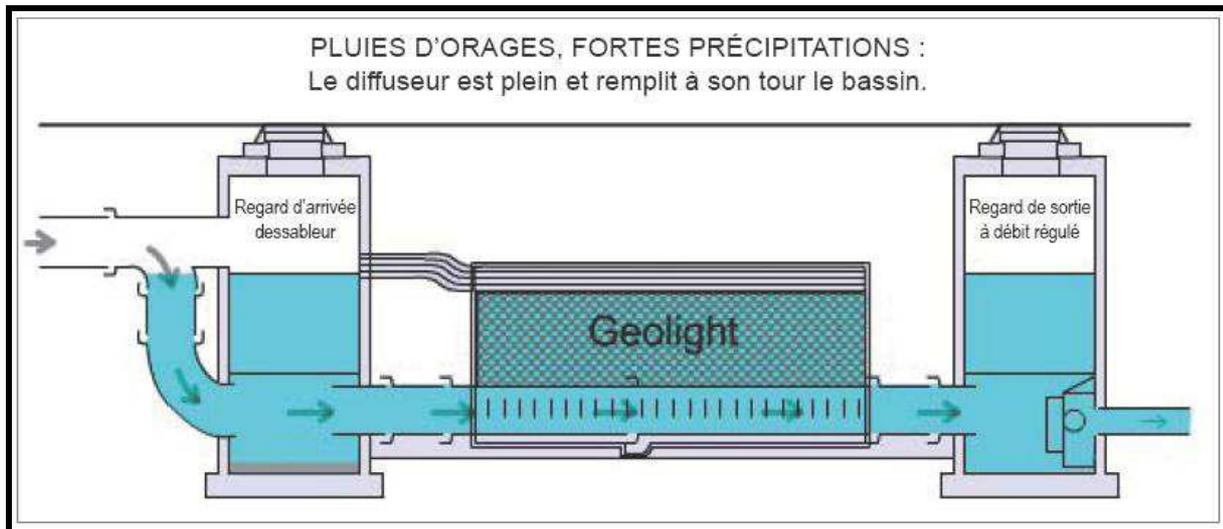


Figure 49. Principe de fonctionnement de SAUL, Pluies d'orages (fortes précipitations) [5]

2 .Règles de conception d'un bassin de stockage SAUL

Le type de SAUL est choisi en fonction des caractéristiques de résistance nécessaire pour les pressions verticales ou horizontales attendues et de la hauteur de remblai disponible.

Les caractéristiques du drain diffuseur :

- Configuration : Dans la mesure où la diffusion est aussi bien horizontale que verticale, toute configuration de type drain/diffuseur central ou latéral est envisageable.
- Diamètre : Le diamètre du drain/diffuseur est de 500 mm.
- Parois et revêtement : Double paroi/annelé extérieur, intérieur lisse/.
- Orientation : les perforations de diffusion sont impérativement orientées en partie supérieure, ce qui permet :
 - Une fonction by-pass systématique pour les événements pluvieux faibles à modérés
 - Une deuxième étape de décantation
- Enrobage : le drain/diffuseur est enrobé de gravillons lavés roulés type 15/25.
- Géogrille : l'intrusion des gravillons dans la structure SAUL est empêchée par la pose d'une géogrille sur la face verticale des blocs jouxtant la tranchée du drain/diffuseur.



- La définition de la configuration du bassin SAUL est établie à partir des dimensions standard des blocs, de la profondeur disponible pour la fouille, des fils d'eau et de l'implantation des regards d'entrée et sortie.
- Regard amont : il est impératif d'implanter un regard amont, ce regard sera configuré comme un regard de décantation (avec surprofondeur) et si possible équipé d'une grille pour piéger les gros flottants, il aura donc pour fonctions de :
 - Collecter la ou les différentes arrivées et piéger les matières en suspension.
 - Faciliter la visitabilité.
- Regard aval : un tuyau de vidange DN100 sera connecté au regard aval au niveau du radier du bassin. Il permettra d'évacuer les eaux de fond de bassin non reprises par le drain. Ce tuyau sera équipé à l'aval d'un clapet anti-retour.
- Regard de visite intermédiaire : si la longueur du bassin rend l'exploitation difficile à partir des regards amont et aval, il est possible d'implanter sur la ligne de diffusion un regard de visite diamètre 1000 qui permettra un accès intermédiaire au drain/diffuseur.
- Aération : le dispositif d'aération et d'évacuation d'air lors du remplissage du bassin est constitué d'un évent placé contre les blocs de SAUL dans la partie supérieure du bassin.
- Géotextile ou géomembrane : afin d'empêcher l'intrusion de fines dans les blocs de SAUL, il est impératif de mettre en œuvre en géotextile autour du complexe de rétention, en partie inférieure, latérale et supérieure du bassin. Par ailleurs, dans le cas où la restitution de l'eau au milieu naturel par infiltration est proscrite, on met en place une géomembrane en partie inférieure et sur les côtés du bassin, le cas échéant également en partie supérieure. La géomembrane sera alors prise en sandwich entre deux géotextiles anti-poinçonnant afin d'être protégée du terrain et des blocs.

3. Description technique de la réalisation du bassin SAUL

3.1 Terrassement de la fouille

. Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane

L'étanchéité sera réalisée selon les règles de l'art moyennant des membranes étanches conformément aux recommandations « Recommandations générales pour la réalisation d'étanchéité par géomembranes ».

. Géotextile

La fourniture et la mise en œuvre d'un géotextile anticontaminant :

- non tissé aiguilleté 300 g/m² (classe 6).
- résistance en traction > 12 kN/m.



Photo 5. Nivellement du fond de la fouille [5]



Photo 6. Réalisation de l'étanchéité du bassin de rétention [5]

3.2. Fourniture et mise en œuvre de la couche de diffusion

- Pour la collecte et l'injection des eaux pluviales dans l'ouvrage, l'installation d'un ou plusieurs regards amonts avec décantation (et éventuellement panier à feuilles selon le contexte).
- Pour l'évacuation, un regard aval équipé :
 - d'une sortie à débit limité/régulé en partie basse à la cote de fond de l'ouvrage
 - d'une éventuelle surverse à la cote de plus hautes eaux de l'ouvrage vers un exutoire prédéterminé.

- Etablissement sur fond plat, d'un lit de pose et d'enrobage complet des tuyaux jusqu'à recouvrement de la génératrice supérieure



Photo 7. Installation du drain de diffusion[5]

3.3. Fourniture et mise en œuvre de la couche de ventilation

- Création de connexion entre chaque regard et la couche de ventilation (matériau drainant) à l'aide d'évents.
- Mise en œuvre d'une couche de matériau drainant, non friable, exempt de fines, de granulométrie 15/25.



Photo 8. Installation de la couche de ventilation[5]

3.4. Remblaiement

- Le géotextile anticontaminant placé en fond et sur les parois de la fouille doit être rabattu par-dessus la couche de ventilation et ainsi former une enveloppe globale autour de l'ouvrage.
- Le dimensionnement du remblai supérieur sur un ouvrage de rétention enterré est fonction de la nature et de l'utilisation de la surface du bassin. Le compactage se fera par tranches successives de 0,3m



Photo 9. Recouvrement des blocs[5]

VI. Estimation du coût du projet

L'exécution de ce projet nécessite la mise en œuvre de différents matériaux (canalisations, regards, remblai, blocs de remplissage ...) et dispositifs en plus des travaux d'excavation de masse pour aboutir finalement à un ouvrage qui permettra la régulation du débit en aval et assurer la salubrité des riverains.

Le coût global de réalisation de ce projet a été estimé à : 72 441 867 DHs

Ce montant a été élaboré à partir d'un métré et avec les prix unitaire du marché. Cette estimation est détaillée dans l'annexe 3.

Conclusion

L'eau de pluie n'est pas toujours la bienvenue. Surtout en milieu urbain, où l'imperméabilisation croissante des sols (parkings, zones d'activité, routes, etc.) provoque un ruissellement toujours plus important qui conduit à des inondations car le réseau d'assainissement, ancien ou mal dimensionné pour ce type de phénomène, ne peut absorber une telle quantité d'eau.



La solution passe par son stockage temporaire et sa restitution différée au réseau. Elle passe également, quand les caractéristiques du sol le permettent, par l'infiltration vers une nappe phréatique - qui a souvent besoin d'être rechargée - pénalisée justement par l'imperméabilisation et le ruissellement en surface, ainsi que par la sécheresse et une consommation d'eau domestique et industrielle en hausse.

Ainsi une évolution sur le mode de gestion des eaux de pluie et de ruissellement doit être menée. Cette évolution permettant non seulement de garantir la sécurité et la salubrité publiques, mais également de protéger le milieu naturel.

Malheureusement, les collectivités territoriales, les gestionnaires et les aménageurs se trouvent confrontés à une autre difficulté : éviter que l'infiltration soit le fait d'une eau de ruissellement polluée, qui entraînera de facto la pollution de la nappe phréatique. Il est donc impératif d'agir dans deux directions : construire des ouvrages de stockage temporaire pour ne pas saturer les réseaux et favoriser le rechargement des nappes par infiltration avec une eau dépolluée.

Les techniques alternatives présentées dans cet ouvrage, constituent les nouveaux moyens d'action permettant de répondre à la problématique de gestion des eaux pluviales.

La diversité des solutions et la possibilité de coupler les principes de rétention et d'infiltration, permettent aux techniques alternatives de s'adapter à n'importe quel milieu, n'importe quelle situation et de répondre aux exigences de n'importe quel projet.

Les techniques alternatives utilisées en assainissement pluvial s'imposent comme des modes d'aménagement à part entière permettant de conjuguer urbanisation et gestion des eaux pluviales en milieu urbain dense.

A travers ces techniques douces et vertes, les bénéfices de la présence d'une végétalisation dominante dépassent les intérêts hydrauliques. Ces techniques embellissent le cadre urbain, dépolluent les eaux pluviales, rafraîchissent l'atmosphère, contribuant ainsi à l'édifice de nouveaux quartiers, bien que denses, bio climatisés.



BIBLIOGRAPHIE

1 - www.grandtoulouse.org/.../com.univ.collaboratif.utils.LectureFichier...

Guide de gestion des eaux de pluie et de ruissellement

2 - www.aliapur.fr/media/files/RetD.../Plaqueette_bassins_de_retention.pd

Les pneumatiques comme éléments de structure des bassins de rétention

3 - www.mamrot.gouv.qc.ca/.../guide_gestion_eaux_pluie_complet.pdf

Guide de gestion des eaux pluviales

4 - dtrf.setra.developpement-durable.gouv.fr/pdf/pj/.../DT801.pdf?..

Les structures alvéolaires ultra légères SAUL en assainissement pluvial

5 - documents.irevues.inist.fr/bitstream/.../1039_299lenouveau.pdf?...1

Structures alvéolaires ultra-légères (SAUL) en assainissement pluvial : vers une classification des produits et retours d'expériences

6 - etat.geneve.ch/.../Gestion_quantitative_des_eaux_pluviales.pdf?..

Gestion quantitative des eaux pluviales

7 - jlbkpro.free.fr/teachingmaterial/oshu3-02-pluie.pdf

Cours d'Hydrologie Urbaine OSHU3 02 PLUIE - 15/03/2007 J.-L. Bertrand-Krajewski ,
URGC, INSA de Lyon

8 - BOURRIER Régis, « Les réseaux d'assainissement Calculs Applications Perspectives », Edition LAVOISIER, 2008

9 - Rapport : Avant projet sommaire de la zone d'étude