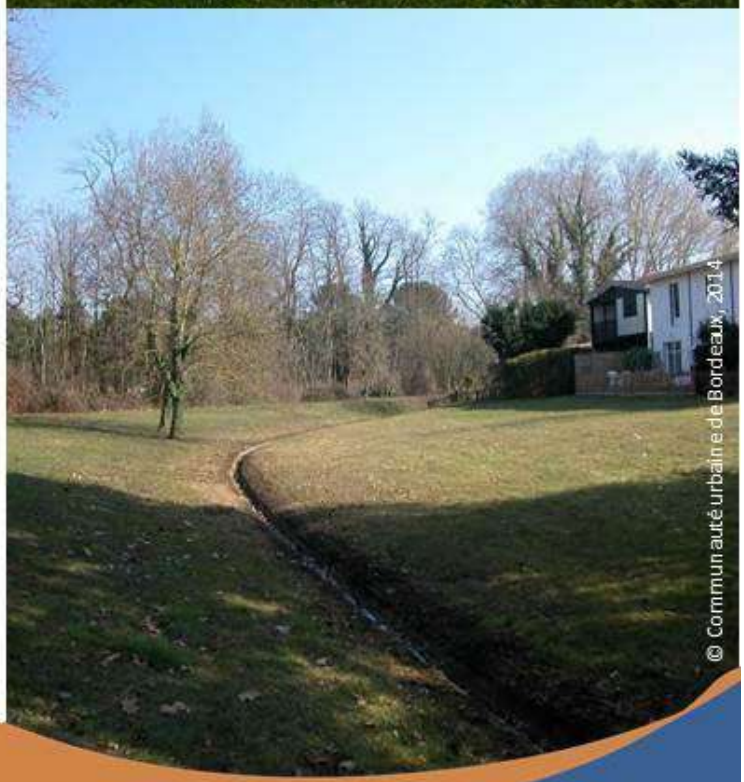
[Guide technique]

MEMENTO TECHNIQUE 2017

Conception et dimensionnement
des systèmes
de gestion des eaux pluviales
et de collecte des eaux usées



> *Décembre 2017*

Mémento technique 2017

- Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées -

Version 2017

Ce document a été réalisé par le groupe de travail « Révision de l'Instruction technique 77/284 » rattaché à la commission Assainissement de l'Astee

Ont directement contribué à sa rédaction :

George	Arnaud	CEREMA
Philippe	Battaglia	GEMCEA / CEREMA
Thierry	Bauer	BEREST
Didier	Bellefleur	ENGEES
Emmanuel	Berthier	CEREMA
Jean-Charles	Bruyelle	Astee / OIEau
Christophe	Chastel	Fraenkische France SAS
Philippe	Cusenier	Sepia Conseils
Jean-Claude	Guignard	Astee / Saint-Gobain PAM
Claude	Joannis	IFSTTAR
Céline	Krommydas	Saint-Gobain PAM
Didier	Lahalle	SUEZ Eau France
Dominique	Laplace	SERAM
Nathalie	Le Nouveau	CEREMA
Maurin	Lovera	Veolia Environnement
Stéphane	Lyard	Kisters France
Maurice	Martaud	SUEZ Eau France
François	Mauvais	Astee / DRIAAF Ile-de-France
Anne-Cécile	Michaud	SUEZ Eau France
Lionel	Monfront	CERIB
Laurent	Monnier	Veolia Environnement
Antoine	Morin	Hydroconcept
Alexandre	Nezeys	Ville de Paris
Julien	Pery	Hydro International
Quentin	Petitdemange	Saint-Gobain PAM
Christian	Roux	Département des Hauts-de-Seine
Antoine-Georges	Sadowski	ENGEES
Olivier	Sebald-Kubler	Saint-Gobain PAM
Marie José	Talmont	SADE
Eric	Valla	CERTU
José	Vazquez	ENGEES
Jean	Vuathier	SUEZ Consulting
Rémi	Wagner	CEREMA
Caty	Werey	ENGEES / IRSTEA
Jonathan	Wertel	3D EAU
Christophe	Wittner	ENGEES / IRSTEA

La coordination de la rédaction du guide a été assurée par les trois animateurs successifs du groupe de travail, **Jean-Claude Guignard**, **Jean-Charles Bruyelle** et **Céline Krommydas**.

TABLE DES MATIERES

Avant-propos 10
I. Pourquoi ce document 11
I.1 Les grands principes de la réglementation 12
I.2 Documents techniques 13
I.3 Elaboration du mémento 14
II. Conception générale 16
II.1 Objectifs des systèmes de gestion des eaux pluviales et des eaux usées 17
II.1.1 Objectifs « historiques » 17
II.1.2 Nouveaux objectifs et approche intégrée des eaux pluviales 18
II.1.3 Hiérarchisation des objectifs 19
II.2 Quelques principes de conception d'un projet d'assainissement 21
II.2.1 Définitions 21
II.2.2 Séparation des eaux usées et pluviales 22
II.2.3 Les conditions de transit des eaux usées 23
II.2.4 Gestion des eaux pluviales 23
II.2.5 Les conditions d'exploitation 25
II.3 Environnement du projet 26
II.3.1 Prescriptions 26
II.3.2 Les acteurs et compétences 27
II.3.3 Paramètres influençant le projet de gestion des eaux 29
II.4 Démarche de projet 36
II.4.1 Collecte des informations nécessaires 36
II.4.2 Elaboration de scenarios d'aménagement 37
II.4.3 Conception et dimensionnement des ouvrages d'assainissement 38
II.4.4 Comparaison de solutions et optimisation (critères technico-économiques et environnementaux) 38
II.4.5 Approbation du projet 38
III. Eléments d'Hydrologie Urbaine (pluie, volume, débit, pollution) 40
III.1 Unités : valeurs absolues et valeurs spécifiques 41
III.2 Représentation de la pluie 42
III.2.1 Définition et paramètres caractéristiques d'un événement 42
III.2.2 Pluie « historique » observée 43
III.2.3 Courbes IDF et HDF 44
III.2.4 Pluie de projet 47
III.2.5 Chronique de pluies 48
III.3 Evapotranspiration 49

III.4 Production et calcul des volumes - Coefficients d'apports et de ruissellement 51
III.4.1 Transformation pluie – Ruissellement à l'échelle d'une surface homogène 51
III.4.2 Transformation pluie – Ruissellement à l'échelle d'un bassin versant 52
III.5 Débit de vidange d'un ouvrage de stockage 53
III.5.1 Calcul d'un débit d'infiltration 53
III.5.2 Débit d'évapotranspiration 54
III.5.3 Débit de transfert vers l'aval 54
III.6 Calcul d'un volume de stockage d'eaux pluviales 54
III.7 Calcul des débits à l'exutoire d'un bassin de collecte 57
III.7.1 Principes de calcul du débit de pointe 58
III.7.2 Validation à l'aide de modèles hydrodynamiques détaillés 66
III.7.3 Conclusions 73
III.8 Calcul des débits d'eaux usées 73
III.8.1 Débits d'eaux usées domestiques 74
III.8.2 Débits d'eaux usées assimilées domestiques et non domestiques 77
III.8.3 Débits à retenir 78
III.9 Pollution des eaux 78
III.9.1 Données actuelles sur la pollution des eaux usées 79
III.9.2 Pollution chronique des eaux de ruissellement 79
III.9.3 Pollution accidentelle 81
III.9.4 Pollution dans les ouvrages de transfert séparatifs pluviaux et unitaires 81
IV. Calcul des sections d'écoulement 83
IV.1 Généralités 84
IV.2 Calcul des sections d'écoulement pour un débit donné 84
IV.2.1 Formule de Manning-Strickler 84
IV.2.2 Formule de Manning-Strickler corrigée par Lautrich 85
IV.2.3 Application de la formule de Manning Strickler au calcul des sections d'écoulement 88
IV.2.4 Détermination du coefficient de Manning Strickler 88
IV.2.5 Pour les sections des canalisations fermées 88
IV.3 Conditions pour limiter les problèmes de dépôts dans les canalisations 89
IV.3.1 Vitesses d'écoulement requises 89
IV.3.2 Pentes minimales requises 90
IV.3.3 Capacité de transport solide et risques de dépôts 91
IV.4 Prise en compte du battement de la surface d'écoulement 91
IV.5 Prise en compte des écoulements aérés dans les canalisations circulaires 92
IV.6 Vérification des risques de formation d'hydrogène sulfuré dans une conduite gravitaire 92
IV.7 Vérification des conditions de fonctionnement du réseau 93
IV.8 Performance hydraulique et exploitation 94
V. Gestion des eaux pluviales 95
V.1 Méthode de conception d'un aménagement 96
V.1.1 Principes 96
V.1.2 Notion de Facteur de Charge FC 97

V.1.3 Méthodologie générale 99
V.1.4 Critères de faisabilité de l'infiltration 104
V.1.5 Modularité et niveaux de service 105
V.2 Techniques de gestion des eaux pluviales 108
V.2.1 Objectifs des ouvrages (fonctionnalités de base) 108
V.2.2 Autres critères de choix 110
V.3 Fiches techniques 112
VI. Conception des composants d'un réseau d'assainissement 157
VI.1 Canalisations : dimensionnement hydraulique 158
VI.1.1 Diamètre 158
VI.1.2 Tracé 158
VI.1.3 Profondeur 158
VI.1.4 Pente 159
VI.1.5 Méthode pratique 159
VI.1.6 Dispositions spécifiques aux réseaux d'eaux usées 164
VI.1.7 Dispositions spécifiques aux réseaux unitaires : régulation des flux 164
VI.2 Ouvrages courants 166
VI.2.1 Dispositions particulières concernant les mesures de protection en amont des branchements 166
VI.2.2 Ouvrages d'accès aux canalisations 166
VI.2.3 Branchements 170
VI.2.4 Dispositifs d'engouffrement (bouches d'égouts) 177
VI.2.5 Gargouilles et Caniveaux 182
VI.2.6 Limiteur, régulateur de débit 183
VI.2.7 Stations de pompage 188
VI.3 Ouvrages d'interception 196
VI.3.1 Interception des solides grossiers denses 196
VI.3.2 Dégrilleurs 200
VI.3.3 Tamis 202
VI.3.4 Interception de la pollution 202
VI.4 Ouvrages spéciaux de régulation hydraulique et de protection 208
VI.4.1 Déversoirs d'orage 208
VI.4.2 Ouvrages de dissipation, regards et puits de chute 211
VI.4.3 Siphons 214
VI.4.4 Réservoirs de chasse 214
VI.4.5 Dispositifs de ventilation 214
VI.5 Stations de mesure fixes 215
VI.5.1 Implantation des stations de mesure 215
VI.5.2 Instrumentation courante 217
VI.5.3 Conception des stations de mesure 217
VII. Annexes 219

VII.1 Annexe A : Définition des différents systèmes 220
VII.1.1 Système séparatif 220
VII.1.2 Système unitaire 220
VII.1.3 Systèmes mixtes 220
VII.1.4 Systèmes spéciaux de collecte des eaux usées 220
VII.1.5 Cas particuliers 220
VII.2 Annexe B : Notions de performance d'un réseau d'assainissement 222
VII.2.1 Définitions générales 222
VII.2.2 Paramètres influant sur le rendement des réseaux 222
VII.2.3 Séparation effective des eaux en système séparatif 223
VII.3 Annexe C : Recommandations pour commander des données statistiques à météo France 225
VII.3.1 Objectif 225
VII.3.2 Produits 225
VII.3.3 Fourniture des coefficients de Montana 225
VII.4 Annexe D : Déversoirs d'orage (cf. § VI.4.1) : dimensionnement, diagnostic et ouvrages annexes .. 228
VII.4.1 Dimensionnement 228
VII.4.2 Principe de diagnostic d'un déversoir 244
VII.4.3 Composition des ouvrages annexes au déversoir 245
VII.5 Annexe E : siphons 248
VII.5.1 Fonctionnement d'une canalisation dans un siphon 248
VII.5.2 Calcul hydraulique pour les siphons 249
VII.5.3 Charge disponible 249
VII.5.4 Calcul de pertes de charge 250
VII.5.5 Démarche de calcul 251
VII.6 Annexe F : Limiteur, Régulateur de débit - Appareils préfabriqués permettant de limiter le débit .. 252
VII.6.1 Régulateur à flotteur 252
VII.6.2 Régulateur à effet Vortex 253
VII.6.3 Ecrémeur de surface 253
VII.6.4 Déversoir flottant 254
VII.6.5 Vanne de régulation 254
VII.6.6 Déversoir FILIPPI 255
VII.7 Annexe G : Calcul de la longueur de jet dans un regard de chute (cf. § VI.4.2.1.4) 256
VII.8 Annexe H : Relation Manning/ Colebrook 258
VII.9 Annexe I : Autorisations et conventions de rejets pour les eaux non domestiques 261
VII.9.1 Autorisation de déversement 261
VII.9.2 Convention spéciale de déversement 261
VII.10 Annexe J : Techniques alternatives : Liens utiles 263
Textes Relatifs à la Doctrine Nationales 264
Repères bibliographiques 265
Liste des figures 270
Liste des tableaux 274

AVANT-PROPOS

« L'instruction technique IT 77-284 est morte, vive le memento ! » peut-on proclamer désormais.

Oui, l'instruction technique IT 77-284 n'est plus ; elle a constitué pendant des décennies une référence pour les bureaux d'études publics et privés, qui y trouvaient des principes généraux de conception et des outils pratiques de dimensionnement adaptés à la collecte des eaux usées et à l'évacuation des eaux pluviales. Pour les nostalgiques, finies les abaques relatives aux trois régions I-II-III, finies les abaques reliant le débit-la section-la pente. Nous fermons la couverture jaune de ce dossier fort utilisé et longtemps apprécié par les utilisateurs.

Les lois de décentralisation et récemment la loi GEMAPI ont donné aux collectivités leur pleine et entière responsabilité en matière de collecte et d'assainissement des eaux usées et pluviales. La publication d'une instruction à valeur réglementaire n'était dès lors plus pertinente. Faisant suite à une demande des ministères concernés, l'Astee a entrepris d'écrire un memento technique opérationnel. Cela s'est avéré être un travail de longue haleine, nécessitant la mobilisation (et la remobilisation) d'experts issus d'organismes publics et privés rassemblés au sein de deux groupes de travail : un groupe adhoc et le groupe de travail Hydrologie Urbaine, commun à l'Astee et à la SHF. Un travail d'endurance de plus de dix années, de concertations d'idées et de savoirs, trouve ici sa concrétisation grâce à l'énergie d'une équipe active et de la communauté de relecteurs. Nous adressons ici nos plus vifs remerciements aux trois animateurs du groupe de travail qui se sont relayés pour tenir le flambeau et à tous les contributeurs à la préparation du memento.

Le memento est un document opérationnel pour répondre à vos questions pratiques. Vous vous interrogez sur le pourquoi de ce document, nous avons dédié les premières pages de cet ouvrage à son positionnement dans la réglementation ; vous êtes en phase de conception d'opérations d'aménagements d'envergure et de complexité limitées, reportez-vous au chapitre II pour vous guider ; vous êtes un hydraulicien averti et souhaitez aller plus loin sur l'impact aéraulique dans les sections d'écoulement, alors plongez dans le chapitre IV…Vous disposez d'un document à plusieurs niveaux de lecture.

L'instruction de 1977 se voit renouveler quarante ans plus tard grâce à ce guide, nous ne pouvons que souhaiter la même longévité au memento ! Toutefois, sa diffusion numérique nous permet d'envisager des mises à jour périodiques. Vos suggestions sont à adresser à « astee@astee.org ». Nous vous en remercions par avance !

Très bonne lecture à vous tous, et merci par avance pour vos éventuels retours.

Christine GANDOUIN, Présidente de la commission assainissement de l'Astee (à la parution)

Daniel VILLESSOT, Président de la commission assainissement de l'Astee (au lancement du projet).

I. POURQUOI CE DOCUMENT

I.1 LES GRANDS PRINCIPES DE LA REGLEMENTATION

Pour lutter contre la pollution des eaux, l'Union Européenne a mis en place la Directive sur les eaux résiduaires urbaines (DERU 91/271/CEE) qui impose des obligations de collecte et de traitement des eaux usées mélangées ou non aux eaux de pluie. Les niveaux de traitement requis et les dates d'échéance de mise en conformité sont fixés en fonction de la taille des agglomérations d'assainissement et de la sensibilité du milieu récepteur du rejet final.

La loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau transpose en droit français la DERU et prévoit notamment que :

- Un programme d'assainissement (Art 16 du décret du 3 juin 1994) doit être établi par l'autorité organisatrice en s'appuyant sur le code civil, le code de la santé publique, le code de la voirie routière, les règlements sanitaires départementaux,… Ce programme comporte les zonages définissant les différentes méthodes de gestion des eaux pluviales (notamment pour les zones à enjeux) et des eaux usées en fonction des sites (article L 2224-10 du Code Général des Collectivités Territoriales - CGCT) ;
- Les différents documents d'urbanisme doivent prendre en compte ces dispositions et notamment la prévention des risques dus au ruissellement ou aux crues consécutives aux précipitations.

Ces principes ont été intégrés dans le contexte plus large de la directive européenne 2000/60/CE, dite Directive Cadre sur l'Eau (DCE). La DCE engage les Etats membres dans un objectif de préservation et de reconquête de la qualité de l'eau et des milieux aquatiques. Son ambition : les milieux aquatiques européens doivent être en bon état d'ici à 2015, sauf dérogation, si des raisons d'ordres technique ou économique justifient que cet objectif ne peut être atteint. Dans la mesure où elle substitue à une obligation de moyens une obligation de résultats à atteindre, elle marque un véritable tournant dans le paysage réglementaire du domaine de l'eau.

Les enjeux majeurs environnementaux sont :

- La préservation de la santé des citoyens, mais aussi leur qualité de vie ;
- La préservation des milieux aquatiques et de la ressource en eau.

Sur les bases des obligations engendrées par l'atteinte des objectifs fixés notamment par la DERU, la DCE ou encore les directives spécifiques aux milieux marins (référencées dans l'arrêté du 21 juillet 2015[1]), la réglementation française encadre la conception et la réalisation des systèmes d'assainissement et prescrit, pour l'exploitant, l'obligation de connaître ses ouvrages, de les entretenir et de rendre compte des performances effectives dans le cadre de l'autosurveillance.

Une bonne conception des systèmes d'assainissement contribue à l'atteinte de ces objectifs :

- Prendre en compte l'ensemble des rejets urbains et leurs impacts réels sur les milieux récepteurs ;
- Adapter le choix du système d'assainissement en fonction du milieu (présence de nappes, zone protégée, zone inondable, …) ;
- Intégrer l'exploitation des ouvrages dès leur conception.

La loi n° 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques (LEMA) transpose à son tour en droit français la DCE et rénove le cadre global défini par les lois sur l'eau de 1992. Notamment elle met en place les outils nécessaires pour atteindre le « bon état » aux échéances fixées par la DCE.

L'arrêté du 21 juillet 2015 relatif à l'assainissement des agglomérations[1] renforce les dispositions précédentes en précisant que les systèmes de collecte et les stations de traitement des eaux usées d'une agglomération d'assainissement ainsi que les dispositifs d'assainissement non collectif doivent être dimensionnés, conçus, réalisés, réhabilités, exploités comme des ensembles techniques cohérents de manière à minimiser la quantité totale de matières polluantes déversées, dans tous les modes de fonctionnement.

Cet arrêté introduit le principe de gestion à la source des eaux pluviales dans l'optimisation des systèmes d'assainissement. Le commentaire technique, publié en 2017 par le ministère de la Transition écologique et solidaire, vise à assurer la bonne compréhension au plan technique de l'arrêté et à faciliter sa mise en œuvre.

D'autre part, l'arrêté du 21 août 2008 relatif à la récupération des eaux de pluie et à leur usage à l'intérieur et à l'extérieur des bâtiments ouvre des perspectives complémentaires de gestion des eaux pluviales.

[1] Arrêté du 21 juillet 2015 relatif aux systèmes d'assainissement collectifs et aux installations d'assainissement non collectif, à l'exception des installations d'assainissement non collectif recevant une charge brute de pollution organique inférieure ou égale à 1,2 kg/j de DBO5 - NOR : DEVL1429608A et sa note technique publiée le 7 septembre 2015 NOR : DEVL1519953N

Enfin, l'arrêté du 25 janvier 2010 définit les programmes de surveillance des milieux récepteurs à mettre en œuvre de même que les critères à respecter pour l'atteinte du bon état. Pour un certain nombre d'entre eux, notamment ceux liés à la qualité physico-chimique des eaux, ces critères doivent être respectés 90% du temps.

I.2 DOCUMENTS TECHNIQUES

L'instruction technique IT 77-284 a constitué pendant des décennies une référence pour les bureaux d'études publics et privés, qui y trouvaient des principes de conception généraux et des outils pratiques de dimensionnement adaptés à la collecte des eaux usées et à l'évacuation des eaux pluviales.

Si la plupart des principes qu'elle proposait pour la collecte des eaux usées restent toujours d'actualité, elle s'appuyait pour les eaux pluviales, sur les techniques d'assainissement collectif classiques de l'époque, basées sur des réseaux de canalisations. Elle en soulignait déjà des limites et détaillait une technique de régulation des débits transférés vers l'aval. Il s'agit des bassins de retenue, pour lesquels elle proposait deux méthodes de dimensionnement originales (les méthodes des pluies et des volumes) adaptées aux projets les plus courants.

Au fil du temps, les problèmes techniques et économiques posés par l'assainissement collectif des eaux pluviales ont conduit à l'émergence de nouvelles techniques, dites alternatives, de gestion des eaux pluviales. Celles–ci visaient à limiter les transferts vers l'aval de ces eaux, en favorisant leur gestion près de leur point de production et leur infiltration dans le sol. Les questions de qualité des eaux pluviales ont également été intégrées à la problématique de leur gestion. Par ailleurs, la gestion des systèmes existants a pris de plus en plus d'importance par rapport à l'extension de l'urbanisation et des systèmes de collecte. Dans ce contexte, le CERTU a piloté l'élaboration d'un nouveau référentiel, « La Ville et son Assainissement » (CERTU, 2003) qui a modifié en profondeur les principes d'assainissement des eaux pluviales et étendu son propos à la gestion des systèmes en place. Entre autres nouveautés ce document remplaçait la notion de période de retour de dimensionnement par celle de niveaux de service, définissant explicitement divers modes de fonctionnement dégradés une fois que la capacité nominale des ouvrages était dépassée. Dans le même esprit, le fascicule 70-II du CCTG (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre II : Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales, 2003) intègre des prescriptions spécifiques concernant les ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales. Mais il manquait encore des outils d'application pratiques en matière d'hydrologie et d'hydraulique, qui avaient fait le succès de l'IT 77-284.

La norme NF EN 752 constitue : « un cadre pour la conception, la construction, la réhabilitation, l'entretien et le fonctionnement des réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments ». Ce cadre est illustré dans la partie supérieure du schéma ci-dessous. La NF EN 752 est renforcée par des normes plus détaillées portant sur l'investigation, la conception, la construction, l'organisation et le contrôle des réseaux d'évacuation et d'assainissement, telles que celles énoncées dans la partie inférieure du schéma. Pour agrémenter ces normes détaillées, des informations issues de spécifications établies par des organismes individuels pour usage interne sont disponibles. Il convient que les normes de produits prennent également en compte les prescriptions de fonctionnement de la NF EN 752 par l'intermédiaire de la NF EN 476, la NF EN 13380, la NF EN 16933-2 et la NF EN 14457.Ce cadre est illustré dans la partie supérieure de la Figure 1 ci-dessous.

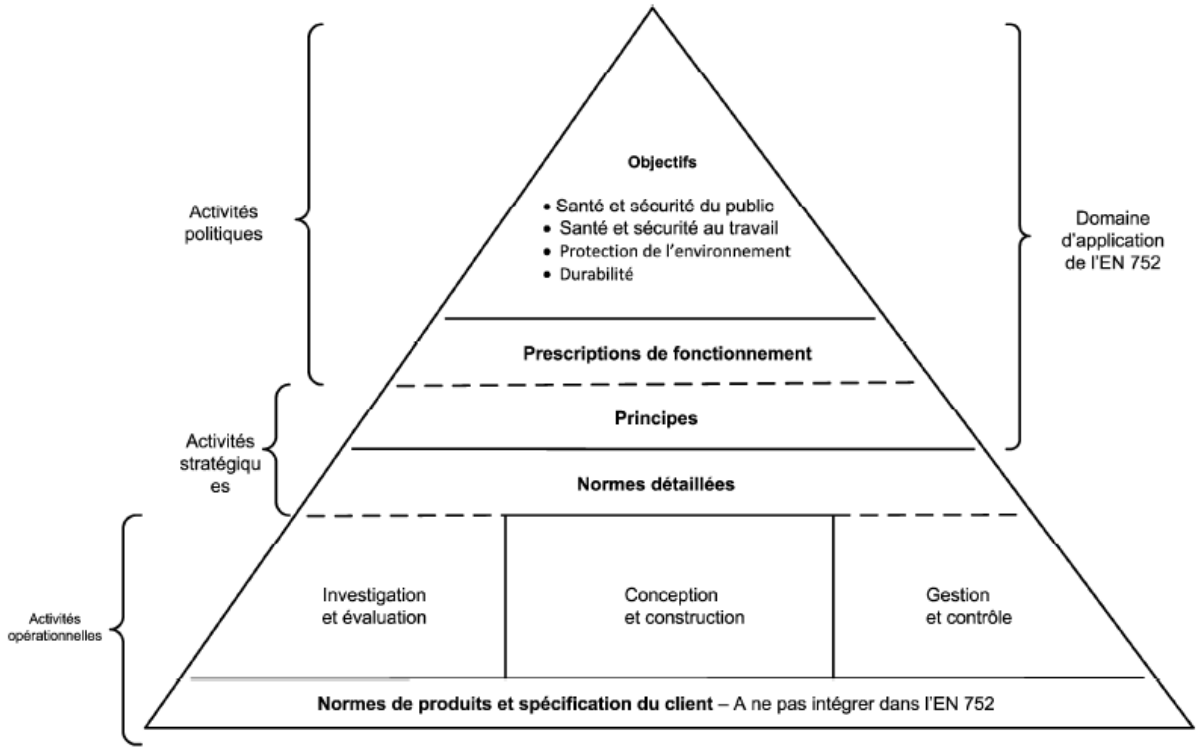


Figure 1 : Diagramme pyramidal [d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)]

L'ensemble de ces normes fournit des indications sur :

- Les méthodes de calcul ;
- Les spécifications des matériaux ;
- Les épreuves préalables à la réception des ouvrages ;
- L'exploitation des réseaux ;
- Etc.

Elles sont relatives à l'assainissement classique par canalisations. Pour ce qui concerne les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales, il n'existe pas encore de norme de conception, cependant le (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre II : Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales, 2003) traite de l'exécution de ces ouvrages.

I.3 ELABORATION DU MEMENTO

Les lois de décentralisation ont donné aux collectivités leur pleine et entière responsabilité en matière d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales. La publication d'un texte réglementaire de conception n'était dès lors plus pertinente. L'Astee a donc entrepris d'écrire un mémento opérationnel. Pour ce faire, elle s'est appuyée sur des experts issus d'organismes publics et privés rassemblés au sein de plusieurs groupes de travail.

Ces groupes ont convenus de produire un document destiné aux bureaux d'études pour les aider dans la conception d'opérations d'aménagements d'envergure et de complexité limitées (sans pour autant définir de limites précises à ce domaine d'application). De plus, le propos de ce document dépasse le cadre strict de ces opérations d'aménagement et s'attache à les mettre en perspective avec les systèmes d'assainissement existants auxquels elles sont susceptibles de se raccorder, en particulier lorsque ces systèmes appartiennent à des petites collectivités. En effet, ces collectivités disposent rarement de l'expertise technique suffisante pour analyser les impacts des extensions urbaines sur leurs systèmes d'assainissement et sont amenées à reporter cette analyse sur les aménageurs.

On trouvera successivement dans ce guide :

- un rappel succinct des objectifs et de principes généraux de l'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales, ainsi que des données et des contraintes à prendre en compte dans l'élaboration d'un projet (chapitre II) ;
- Une présentation des éléments fondamentaux de l'hydrologie urbaine à utiliser pour dimensionner des ouvrages (chapitre III) ;
- Les éléments de calcul de sections d'écoulement intégrant les derniers développements en matière d'hydraulique à surface libre (chapitre IV) ;
- Des règles de conception applicables à la gestion des eaux pluviales au plus proche du point de chute de la pluie illustrées par des fiches sur les principales techniques utilisées et des exemples montrant comment les combiner au sein d'une opération d'aménagement (chapitre V) ;
- Des préconisations pour la conception et le dimensionnement des éléments d'un réseau de collecte (chapitre VI).

Les textes extrêmement détaillés fournis par les différents contributeurs et repris partiellement dans le document ci-après font l'objet d'un document annexe ou de publications complémentaires dans lesquels ils sont repris in extenso. De même, de nombreux renvois à La Ville et son Assainissement (CERTU, 2003) permettront au lecteur d'approfondir les points qui dépassent le cadre de ce guide.

II. CONCEPTION GENERALE

II.1 OBJECTIFS DES SYSTEMES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES ET DES EAUX USEES

II.1.1 Objectifs « historiques »

II.1.1.1 Hygiène, santé

Les eaux usées comme les eaux pluviales véhiculent des substances toxiques et/ou pathogènes. Cette situation implique :

- l'obligation pour l'installation sanitaire privative d'être établie en conformité avec le règlement sanitaire départemental et le règlement d'assainissement de la collectivité ;
- la prise en compte des effluents non domestiques[2], qui sont potentiellement toxiques ou peuvent provoquer des nuisances particulières. Ils doivent systématiquement faire l'objet d'une approche au cas par cas, concrétisée par une autorisation de rejet dans un milieu naturel ou dans un réseau d'assainissement collectif.

Par ailleurs, le système d'assainissement constitue un milieu insalubre et dangereux, facteurs de risques pour l'hygiène, la santé et la sécurité du travail. On y retrouve également des rongeurs et des insectes vecteurs de maladies. Cela impose une conception des ouvrages permettant au personnel d'intervenir en toute sécurité et d'éviter toute intrusion d'objet ou de personnes non autorisées tout en maintenant une ventilation.

II.1.1.2 Préservation des milieux récepteurs

Cet objectif concerne les eaux usées ainsi que les rejets induits par les pluies faibles et moyennes (cf. § II.1.3), désignés comme « rejets urbains de temps de pluie ».

Déjà présent dans la DERU, cet objectif est renforcé par la DCE de 2000 (cf. §I.1) en termes d'obligation de résultats et de maintien (ou retour) au « bon état écologique et chimique», pour les eaux de surface (rivières, étangs, eaux marines) et au « bon état quantitatif et chimique »les eaux souterraines. L'état des milieux est évalué à partir d'analyses physico-chimiques mais également d'évaluation de la biodiversité des organismes aquatiques pour ce qui concerne les eaux de surface continentales.

Divers types d'actions peuvent être mis en œuvre pour atteindre cet objectif :

- Limiter la production d'eaux de ruissellement ;
- Limiter les sources de contamination des eaux pluviales, avec entre autres des pratiques d'entretien de la voirie et des espaces verts ;
- Privilégier les rejets dans des milieux récepteurs peu sensibles ;
- Traiter les rejets afin que les concentrations et les flux de divers polluants soient acceptables par le milieu.

Les critères à respecter pour les rejets varient en fonction du type d'effluent et du milieu récepteur et il y a lieu de se référer aux services départementaux de police de l'eau et aux règlements locaux pour connaître les prescriptions applicables au projet. L'avis de l'hydrogéologue agréé et lorsqu'ils sont disponibles les zonages d'assainissement (eaux usées et eaux pluviales) peuvent également fournir des prescriptions relatives au choix des milieux récepteurs et à la qualité et à la quantité des rejets.

Le rejet d'eaux usées ou pluviales dans un réseau public existant déporte l'impact sur le milieu et transfère les responsabilités sur le propriétaire du réseau. Il nécessite cependant l'accord de ce propriétaire ; rappelons que ce dernier n'a pas l'obligation d'accepter des rejets d'eaux pluviales (ni des eaux non domestiques).

II.1.1.3 Limitation des inondations dues à une forte pluie

On appelle inondation la présence indésirable d'eau en surface du sol ou à l'intérieur de bâtiments.

[2] Les raccordements d'eaux usées non domestiques au système de collecte ne sont pas obligatoires.

Les inondations[3] dues aux systèmes de gestion ou de transport des eaux pluviales urbaines peuvent avoir deux types d'origine :

- La saturation des réseaux de collecte (cf. § IV) ou des ouvrages de gestion locale des eaux pluviales (cf. § III) lors d'un événement pluvieux de période de retour supérieure à celle choisie comme référence de dimensionnement ;
- L'insuffisance des dispositifs d'engouffrement due à un défaut de conception ou d'entretien (cf. § VI.2.4.), ou encore à la défaillance voire à l'absence des équipements règlementaires anti-reflux (cf. § VI.2.1.3 et article 44 du règlement sanitaire départemental type).

La prévention des dommages causés par des débordements localisés est un objectif à prendre en compte lors de la conception de tout projet d'assainissement pour les pluies fortes (voir Niveau de Service 3 au § II.1.3). Pour les pluies exceptionnelles (voir Niveau de Service 4 au § II.1.3) on cherche à limiter leurs conséquences dans le cadre des projets d'aménagement urbains.

Généralement, le projet doit éviter de reprendre les apports extérieurs à la zone à aménager (cf. § II.3.3.2.4) et n'aura donc pas pour objet de gérer les inondations par ruissellement rural, par crue des cours d'eau et les remontées de nappe qui sont à gérer au niveau des plans d'aménagement.

II.1.2 Nouveaux objectifs et approche intégrée des eaux pluviales

Aujourd'hui la gestion des eaux pluviales doit impliquer tous les acteurs de la planification urbaine dans une réflexion englobant les espaces publics, les espaces collectifs et les espaces privatifs. L'aménagement de surface doit permettre de gérer la plus grande partie des eaux pluviales, voire sa totalité, et ne doit pas aggraver l'écoulement et les pollutions dans les zones urbaines ou naturelles situées à l'aval. En outre, il doit respecter les chemins préférentiels d'écoulement (talweg) et éviter les constructions dans les zones d'accumulation des eaux pluviales (point bas). On protégera ainsi ces aménagements des effets des inondations tout en mettant ces espaces en valeur par des ouvrages de transport visibles ou des dispositifs d'infiltration et de stockage à ciel ouvert.

Conçus à partir du principe que la pluie doit être gérée au plus proche du point de chute afin d'éviter des flux, des volumes et des pollutions ingérables à l'aval, ces systèmes de gestion des eaux pluviales doivent le plus possible intégrer le paysage urbain, en privilégiant les dispositifs multifonctions. En conséquence, la conception de tels dispositifs de gestion des eaux pluviales dont la fonction première n'est pas hydraulique doit faire l'objet d'une étroite collaboration entre hydraulicien, urbaniste et paysagiste. Cela permet la mise en valeur de tels espaces et garantit leur entretien.

A ce titre, lors de l'élaboration d'un espace urbain et du système d'assainissement et de gestion des eaux pluviales qui lui est associé, il convient que les concepteurs considèrent les « services écologiques » ou « services éco-systémiques »[4] fournis, en particulier, par les ouvrages de gestion des eaux pluviales végétalisés. Certains de ces services sont quantifiables de manière comptable et peuvent intégrer un bilan coût-bénéfice global d'une opération urbaine. Parmi les services écologiques supplémentaires, on peut citer :

- l'adaptation au changement climatique et notamment la lutte contre les îlots de chaleur urbains ;
- le piégeage du carbone et des gaz à effet de serre ;
- l'épuration potentielle ;
- l'hébergement de la biodiversité ;
- la lutte contre la pollution sonore ;
- l'embellissement du paysage urbain et autres aménités dont les loisirs.

Ainsi, lorsqu'il s'agit de choisir entre plusieurs solutions techniques, ces considérations conduiront à privilégier les solutions dites « sans regrets »[5], c'est-à-dire celles qui, en plus d'assurer leurs fonctions hydrauliques, vont faire bénéficier la population d'autres services écologiques. De cette approche on déduit que l'envoi des eaux

[3] L'objectif d'un système d'assainissement n'est pas de gérer un débordement de rivière, par exemple.

[4] **Services écologiques ou services éco-systémiques** : d'après le ministère chargé de l'écologie, « Les services rendus par les écosystèmes désignent l'utilisation humaine des processus naturels à travers la fourniture de biens matériels, la valorisation de modes de régulation écologique, l'utilisation des écosystèmes de support à des activités non productrices de biens matériels (activité artistique, éducation…). »

[5] **Solutions ou mesures sans-regret :** solutions ou mesures qui sont rentables et utiles en toutes hypothèses même si on ne sait pas chiffrer précisément ses bénéfices hydrauliques ou éco-systémiques.

pluviales dans un réseau enterré peut être proscrit ou éventuellement envisagé en dernier recours, et surtout avec limitation des flux et des volumes. C'est d'ailleurs dans cette optique que l'article 5 de l'arrêté du 21 juillet 2015 prône l'interdiction du raccordement des réseaux d'eaux pluviales aux réseaux de collecte des eaux usées domestiques.

II.1.3 Hiérarchisation des objectifs

Tous les objectifs précédents n'ont pas vocation à être satisfaits simultanément et en permanence. Pour hiérarchiser ces objectifs, le guide « la ville & son assainissement » a introduit la notion de niveaux de service, qui correspondent à des états différents de sollicitation et de performances du système (cf. Tableau 1 ci-après) :

- Niveau 0 : Temps sec
- Niveau 1 : Capacité maximale des ouvrages avant rejet sans traitement au milieu naturel. En réseau unitaire et pseudo-séparatif, pas de déversement non traité. L'objectif est la protection du milieu naturel. Ce niveau correspond à des pluies faibles dont il convient de limiter l'impact sur le milieu récepteur.
- Niveau 2 : Capacité maximale des ouvrages sans mise en charge et remplissage total des ouvrages de stockage. Il correspond à des pluies moyennes qui définissent généralement le dimensionnement des ouvrages. Le réseau fonctionne à pleine capacité avec déversements au milieu naturel acceptés.
- Niveau 3 : Capacité en charge des tuyaux jusqu'au débordement en surface, utilisation des déversoirs de sécurité des ouvrages de stockage. Il correspond aux pluies fortes avec les premiers débordements. Priorité est donnée à la lutte contre les inondations avec acceptation d'impacts significatifs sur le milieu récepteur.
- Niveau 4 : Capacité des ouvrages et des voiries jusqu'à l'atteinte d'écoulements dangereux en surface (plus de 50 cm d'eau = voitures soulevées et piétons en difficultés). Il correspond aux pluies très fortes pour lesquelles la priorité est donnée à la sécurité publique.

La définition des seuils séparant ces niveaux, qui peuvent être mis en parallèle avec des périodes de retour de défaillance des ouvrages (au-delà de leurs capacités maximales), relève de décisions politiques. En effet elle engage à la fois le financement nécessaire, le niveau accepté de détérioration de la qualité écologique du milieu récepteur, mais aussi le niveau de risques et de dégradation des conditions de vie en ville.

Pour les niveaux de service 1 et 2 avec rejet dans le milieu naturel, la valeur des seuils est fixée par le service de police de l'eau lors de l'instruction de l'autorisation de rejet.

Dans le cas d'un rejet d'un système existant (unitaire), c'est l'autorité organisatrice[6] de ce système, qui donne l'autorisation de rejet dans son système.

Pour le niveau de service 3 le choix du seuil maximum relève de l'autorité organisatrice locale.

Les niveaux de service sont définis par leurs effets, mais en pratique on les traduit souvent en période de retour de pluie en retenant les ordres de grandeur suivants :

- seuil entre les niveaux 1 et 2 : ce seuil est défini par la note technique du 07/09/2015 pour l'application de l'arrêté du 21/07/2015 par une fréquence, un volume ou une masse moyens annuels et peut correspondre à une pluie de période de retour comprise entre 0,5 et 6 mois
- seuil entre les niveaux 2 et 3 (pluie en deçà de laquelle aucun débordement n'est toléré) : pluie de période de retour fixée à une valeur comprise entre 2 et 20 ans
- seuil entre les niveaux 3 et 4 (pluie en deçà de laquelle les débordements restent localisés et maitrisés) : pluie de période de retour fixée à une valeur comprise entre 10 et 50 ans
- niveau 4 (la protection des personnes doit être assurée) : l'étude pour le comportement de la zone est souvent limitée à une pluie d'une période de retour de 100 ans pour les vérifications des conditions d'écoulement en surface.

Les prescriptions sont adaptées au cas par cas et peuvent sortir de ces fourchettes, et dépasser les valeurs hautes lorsque les enjeux le justifient.

[6] L'autorité organisatrice peut à son tour être amenée à mettre à jour son propre dossier d'autorisation de rejet auprès de la police de l'eau

Tableau 1 : Niveaux de services, adapté de « La Ville et son Assainissement » (CERTU, 2003)

Objectifs de gestion du système d'assainissement	Aucun déversement d'eaux usées non traitées	Aucun déversement non autorisé	Déversements acceptés et maîtrisés Pas de débordement	Débordements localisés acceptés et maîtrisés	Protection des personnes – Organisation de la gestion de crise
Niveau de service et conditions pluviométriques correspondantes	**Niveau de service N0** *Temps sec*	**Niveau de service N1** *Pluies faibles*	**Niveau de service N2** *Pluies moyennes*	**Niveau de service N3** *Pluies fortes*	**Niveau de service N4** *Pluies exception-nelles*
Exemples de périodes de retour de pluie correspondant aux seuils entre niveaux de service		0,5 à 6 mois	2 à 20 ans	10 à 50 ans	De l'ordre de 100 ans
Terminologie DERU	Conditions climatiques normales		Pluies fortes à exceptionnellement fortes		
Conception et dimensionnement	Vérification du fonctionnement pour les eaux usées	Hydraulique des ouvrages du système d'assainissement		Prise en compte des débordements dans l'espace urbain et vérification hydraulique des niveaux et écoulement	

La dernière ligne du Tableau 1 met en évidence un changement de stratégie de conception entre les niveaux 1/2 et 3/4.

Lorsque la capacité des ouvrages hydrauliques (fossés, noues, ouvrages de stockage, canalisations…) est dépassée, les écoulements s'effectuent en surface, sur la voirie et dans les espaces publics. Il apparaît donc que les ouvrages d'évacuation des eaux pluviales sont composés, par analogie avec les cours d'eau, d'un « réseau mineur » pour les événements courants, et d'un « réseau majeur » pour les événements plus rares, il est donc important de choisir, dans la mesure du possible, quelles voies sont les plus sollicitées lors des événements exceptionnels, et de s'assurer que leurs caractéristiques, leur profil en long notamment, sont adaptées à cette fonction.

Pour le niveau de service 3, on utilise l'espace public pour évacuer les eaux avec des hauteurs et des vitesses compatibles avec la sécurité des personnes et des biens.

Pour le niveau de service 4, le flot, dont la hauteur et la vitesse deviennent critiques pour un homme à pied (cf. Figure 2), risque alors d'emporter des véhicules ou du mobilier urbain ce qui peut accroître la formation d'embâcles et les risques qui s'ensuivent. On doit chercher dans les documents d'urbanisme des prescriptions permettant de minimiser ce risque. Elles peuvent concerner la disposition du stationnement et sa réglementation, le mobilier urbain, les profils en travers de voirie, la conception du bâti… Il s'agit d'une étude complémentaire (pour une pluie de période de retour de l'ordre de 100 ans) qui sort du domaine d'application du présent mémento.

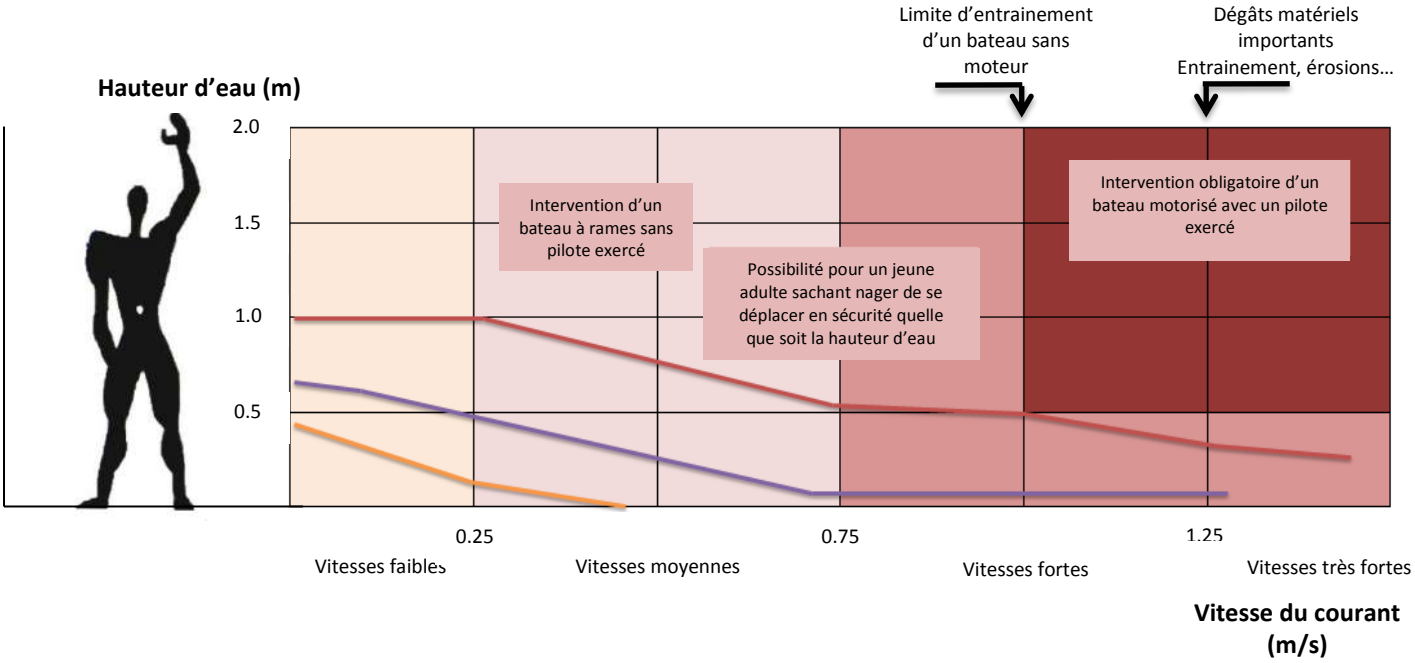


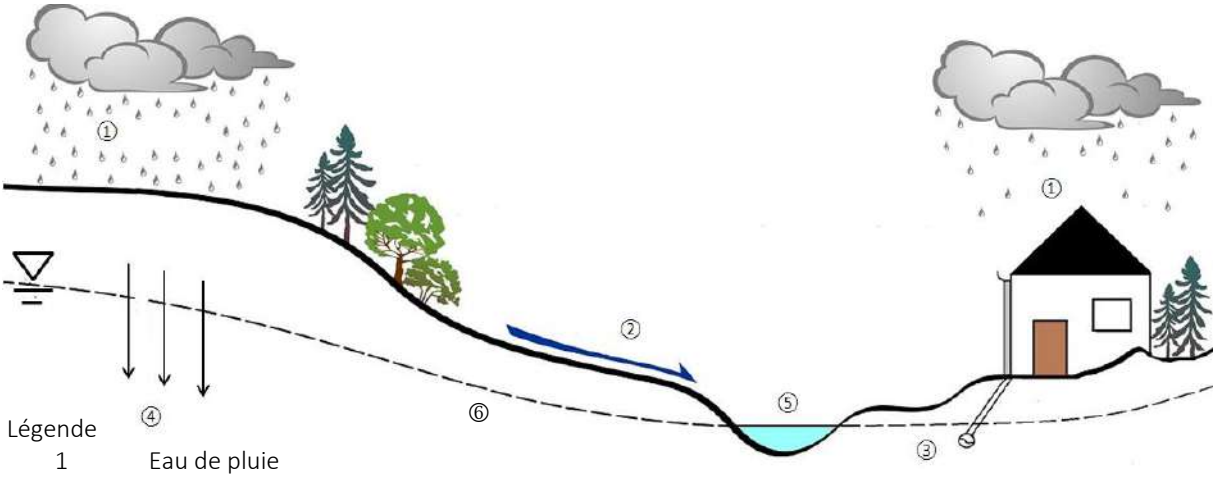
Figure 2 : Risques engendrés par la vitesse et la hauteur d'eau lors de déplacements d'une personne dans l'eau issu de (Préfet du Vaucluse)

II.2 QUELQUES PRINCIPES DE CONCEPTION D'UN PROJET D'ASSAINISSEMENT

II.2.1 Définitions

Des documents normatifs ou réglementaires proposent différentes terminologies, nous retiendrons dans la suite du texte les définitions issues de la normalisation européenne.

La Figure 3 présente le devenir de l'eau de pluie jusqu'à son débouché dans le milieu récepteur.



Légende

1	Eau de pluie
2	Eaux de ruissellement
3	Eaux pluviales
4	Infiltration
5	Milieu récepteur aquatique de surface
6	Eaux souterraines

Figure 3 : Dénominations des eaux dérivées des eaux de pluie [d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)]

Eau de pluie : eau issue des précipitations atmosphériques non encore chargée de matières de surface (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Eaux de ruissellement : eaux issues des précipitations s'écoulant sur une surface pour atteindre un branchement, un collecteur ou un milieu récepteur aquatique (d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)).

Eaux pluviales : eau de précipitation non infiltrée dans le sol et rejetée depuis le sol ou les surfaces extérieures des bâtiments dans les réseaux d'évacuation et d'assainissement (d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)).

Eaux usées : toutes combinaisons d'eaux en provenance d'activités domestiques, industrielles ou commerciales, d'eaux de ruissellement, et accidentellement d'eaux d'infiltration (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Nota : Cette définition correspond à celle des eaux résiduaires urbaine selon la DERU.

Eaux usées domestiques : eaux provenant des cuisines, buanderies, lavabos, salles de bain, toilettes et installations similaires (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Eaux résiduaires industrielles : eaux usées non domestiques provenant de toute activité industrielle ou commerciale (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Nota : Parmi les eaux résiduaires industrielles, certaines peuvent être assimilées par leur composition à des eaux usées domestiques (voir (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

Eaux unitaires : eaux usées transitant dans un réseau d'assainissement constitué de canalisations où sont admises les eaux usées non diluées et les eaux de surface (d'après (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014)).

II.2.2 Séparation des eaux usées et pluviales

La plupart des règlements de service d'assainissement et des règlements sanitaires départementaux imposent la collecte séparée des eaux pluviales et des eaux usées à l'intérieur des bâtiments et des parcelles.

L'arrêté du 21 juillet 2015 stipule dans son article 5 que « le système de collecte des eaux pluviales ne doit pas être raccordé au système de collecte des eaux usées[7] sauf justification expresse » ce qui conduit à généraliser le principe précédent à l'ensemble de l'opération.

De même, d'après l'article R 1331.2 du Code de la Santé Publique, les eaux claires provenant de sources ou de nappes superficielles n'ont pas vocation à être collectées par un réseau de collecte des eaux usées.

II.2.3 Les conditions de transit des eaux usées

La nature des effluents peut conduire à la formation de dépôts voire de fermentations génératrices de nuisances particulières (olfactives, dégradation des ouvrages, hydrogène sulfuré dangereux pour les égoutiers, …). On attache donc une attention particulière au respect des conditions d'auto curage pour prévenir au maximum ces phénomènes :

- vitesse d'écoulement minimale de l'effluent (cf. § IV.3.1) ;
- pentes minimales de la canalisation (cf. § IV.3.2) ;
- capacité de transport solide et risques de dépôts (cf. § IV.3.3).

Malgré ces précautions des problèmes peuvent se manifester et sont donc à intégrer dès la conception en assurant des conditions d'accessibilité aux ouvrages pour intervenir le cas échéant (cf. § II.2.5).

II.2.4 Gestion des eaux pluviales

La gestion des eaux de pluie reçues sur l'emprise d'une opération (voire de l'extérieur) a pour principe de réduire l'impact de l'urbanisation sur le cycle naturel des eaux, ce qui conduit à rééquilibrer la répartition des eaux pluviales entre les différents exutoires possibles (cf. Figure 4 ci-dessous) :

- l'atmosphère par évapotranspiration ;
- le sol et sous-sol par infiltration de préférence superficielle, le cas échéant en profondeur ;
- le réseau hydrographique de surface ;
- les réseaux d'assainissement, séparatifs ou unitaires;
- les usages domestiques, urbains ou industriels en substitution de l'eau potable.

[7] Le raccordement d'un réseau séparatif pluvial sur un réseau unitaire est également visé par cet article.

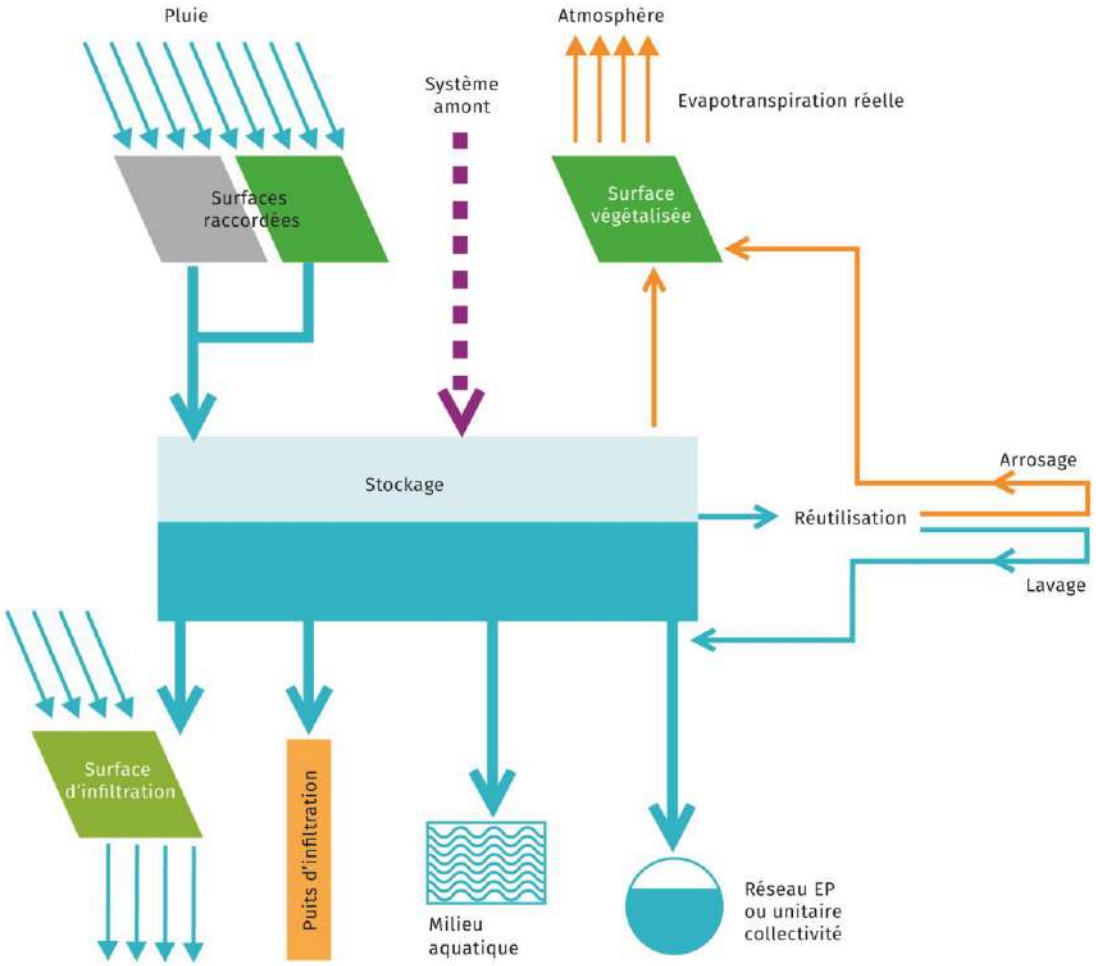


Figure 4 : Schéma de principe montrant les différentes sources d'eaux de ruissellement et les exutoires possibles moyennant un stockage tampon

Chacun de ces exutoires accepte un débit limité, variable selon les sites et les saisons. Il accepte également un flux limité selon sa sensibilité aux pollutions. Cette capacité est généralement inférieure aux débits pluviaux instantanés. Il faut alors prévoir des stockages tampon pour absorber ces pointes de débits et les restituer à débit limité après la pluie. Ce débit peut être compatible avec des ouvrages de traitement (décanteur, filtre planté – cf. § VI.3.4) L'ouvrage de stockage peut constituer lui-même un ouvrage de décantation.

On notera que ces débits de restitution sont souvent déterminés par des surfaces (d'infiltration ou d'évapotranspiration) qu'il faut fixer pour pouvoir dimensionner des stockages (cf. § III.6).

La réutilisation des eaux pluviales (RUEP) pour des usages industriels ou sanitaires peut avoir un effet bénéfique sur les rejets à l'échelle annuelle. Son efficacité reste tributaire du dimensionnement des capacités de stockage et du régime d'utilisation effective de l'eau récupérée (voir guide technique (ASTEE, 2015)).

Les solutions retenues sont donc le plus souvent modulaires, et combinent plusieurs ouvrages et plusieurs exutoires répartis dans l'emprise de l'opération. Ces ouvrages et ces exutoires sont mobilisés différemment en fonction du niveau de service à assurer.

Le chapitre 5 propose une méthodologie adaptée à cette modularité, et détaille une quinzaine de principes de conception des ouvrages de gestion des eaux pluviales dans une optique de maitrise des flux d'eau (gestion quantitative) et/ou des flux polluants (gestion qualitative).

II.2.5 Les conditions d'exploitation

Les études doivent prendre en considération les contraintes d'exploitation. Elles doivent tenir compte des moyens en personnel et en matériel qui sont nécessaires pour assurer l'entretien, la maintenance et le contrôle des installations projetées. Les projets doivent permettre un *fonctionnement sûr, simple et économique* des installations et un *contrôle facile* des effluents.

La conception du génie civil des ouvrages doit prendre en compte la possibilité d'autosurveillance. Il s'agit au minimum de prévoir en sortie de zone un regard aménagé pour faciliter la mise en place d'équipements de mesure.

L'accès aux ouvrages doit être aisé et sécurisé, et permettre l'approche des véhicules lourds si nécessaire. Les équipements ou dispositions suivantes sont donc systématiquement envisagés :

- orifices de ventilation ;
- ligne de vie ;
- signalisation des dangers ;
- regards déportés de la voirie pour les ouvrages visitables ;
- regards dans l'axe pour les ouvrages non visitables pour un curage mécanisé ;
- alimentation électrique ;
- desserte en eau claire ;
- possibilités de stationnement et de manœuvre des véhicules.

Dans la mesure du possible il convient d'empêcher au maximum l'introduction des éléments solides naturels (sables et graviers) ou des déchets (objets, boîtes, bidons, résidus de chantier, etc.) dans le système par des dispositifs anti-intrusion ou de piégeage (cf. § VI.2.1, VI.2.4 et VI.3.2).

Le projet doit prendre en compte la nécessité de gérer les sous-produits du système d'assainissement :

- produits de curage des réseaux : graisses, sables…
- boues de décantation d'eaux pluviales ;
- média filtrants (sables, géotextiles) usagés ;
- produits de dégrillage ;
- déchets verts de tonte, de faucardage…

Il appartient au projeteur de vérifier la disponibilité de filières de collecte et d'élimination de ces sous-produits et d'intégrer les coûts correspondants dans le bilan financier de l'opération.

Les opérations d'entretien réalisées doivent être tracées et mises en relation avec les ouvrages, qui peuvent être identifiés par leur position géographique (coordonnées GPS) ou par plaques d'identification, code-barres, étiquettes RFID, …

Pour les réseaux non visitables et leurs ouvrages annexes, le tracé des ouvrages et l'espacement des regards doivent tenir compte des possibilités offertes par le matériel moderne de curage.

II.2.5.1 Les nuisances et risques

Les systèmes sont conçus et implantés de façon à ce que leur fonctionnement minimise l'émission d'odeurs, de bruits ou de vibrations mécaniques, ou susceptibles de compromettre la santé et la sécurité du voisinage et de constituer une gêne pour sa tranquillité et son confort.

II.2.5.2 Problématique H_2S

Les risques de formation d'hydrogène sulfuré constituent une problématique à traiter en priorité : au-delà des nuisances olfactives qu'il génère, il peut poser de graves problèmes de corrosion et de sécurité du personnel à l'aval du lieu de production.

Les méthodes citées ci-après permettent d'évaluer les risques. Elles peuvent être complétées par des méthodes quantitatives de prévision des teneurs en sulfures lorsque l'on dispose de données précises relatives aux réseaux

et aux effluents, dans le cas de réseaux existants (Cf. (Sadowski, 2012)). Afin de minimiser le risque de formation d'hydrogène sulfuré, le projeteur peut se baser sur les principes suivants :

Les postes et canalisations de refoulement :

Le paramètre principal est le temps de séjour moyen journalier des effluents dans la canalisation de refoulement. Les vitesses de refoulement ont une influence sur la formation des biofilms actifs dans la formation d'hydrogène sulfuré.

Les diamètres de canalisations de refoulement, le volume utile de la bâche de pompage, le type de pompes, leur nombre et les nombres de démarrage doivent alors tendre à respecter ces valeurs de temps de séjour moyen et de vitesse moyenne d'effluent (cf. § VI.2.7.3).

Dans le cadre d'une conception modulaire on peut prévoir dans une première phase une solution curative (injection de réactifs) pour éviter la formation d'hydrogène sulfuré dans des ouvrages temporairement surdimensionnés.

Les réseaux gravitaires :

Dans cette configuration il faut s'assurer que les conditions permettant de limiter les risques de dépôts sont vérifiées (cf. § IV.3 et IV.6). A défaut, les coûts d'exploitation (curage,…) s'en trouvent sensiblement augmentés.

II.2.5.3 Autres nuisances

Parmi les règles de conception permettant de limiter les autres nuisances on peut citer :

- prévoir des ouvrages d'interception / décantation (avaloirs, dessableurs…) en adéquation avec les capacités du service d'exploitation préalablement identifié ;
- assurer la ventilation du réseau, par les dispositifs d'engouffrement, par les tampons de regards et par les branchements particuliers ;
- veiller à l'isolation phonique des organes électromécaniques (pompes, dégrilleurs) ;
- choisir des tampons « masse » au sens de la norme EN 124 (non verrouillés,) pour les implantations sous les voies circulées ;
- localiser les ouvrages nécessitant des interventions génératrices de nuisances à l'écart des habitations ;
- privilégier les ouvrages à ciel ouvert et paysagers pour la gestion des eaux pluviales. L'écosystème ainsi constitué permet de limiter les risques de prolifération de moustiques.

Un entretien préventif, voire certaines solutions curatives, permettent de limiter les nuisances olfactives et les obstructions qui n'auraient pas pu être évitées au niveau de la conception.

II.3 ENVIRONNEMENT DU PROJET

II.3.1 Prescriptions

L'arrêté du 21 juillet 2015 donne quelques prescriptions générales :

« Les systèmes de collecte doivent être conçus, dimensionnés, réalisés, entretenus et réhabilités conformément aux règles de l'art et de manière à :

- desservir l'ensemble des immeubles raccordables inclus dans le périmètre d'agglomération d'assainissement au sens de l'article R. 2224-6 du code général des collectivités territoriales ;
- éviter tout rejet direct ou déversement en temps sec de pollution non traitée ;
- éviter les fuites et les apports d'eaux claires parasites risquant d'occasionner un dysfonctionnement des ouvrages ;
- ne pas provoquer, dans le cas d'une collecte en tout ou partie unitaire, de rejets d'eaux usées au milieu récepteur, hors situation inhabituelle de forte pluie.

Les points de déversement du système de collecte sont localisés à une distance suffisante des zones à usages sensibles, de sorte que le risque de contamination soit exclu. Les ouvrages de rejet en rivière sont aménagés de manière à éviter l'érosion du fond et des berges, ne pas faire obstacle à l'écoulement de ses eaux, ne pas y créer

de zone de sédimentation ou de colmatage et favoriser la dilution du rejet. Ces rejets sont effectués dans le lit mineur du cours d'eau, à l'exception de ses bras morts.

Le système de collecte des eaux pluviales ne doit pas être raccordé au système de collecte des eaux usées, sauf justification expresse du maître d'ouvrage et à la condition que le dimensionnement du système de collecte et celui de la station de traitement des eaux usées le permettent.

Dans le cas de systèmes de collecte en tout ou partie unitaires, les solutions de gestion des eaux pluviales le plus en amont possible sont étudiées afin de limiter les apports d'eaux pluviales dans le système de collecte. Chaque fois qu'elles sont viables sur le plan technico-économique, celles-ci sont prioritairement retenues. »

Concernant les rejets, deux cas de figures sont à distinguer :

- Rejet des eaux (brutes ou traitées) de l'opération concernée directement dans un milieu naturel ;
- Rejet des eaux de l'opération dans un réseau d'assainissement collectif aval.

Les quantités et les qualités des rejets dans un milieu naturel, quelle que soit sa nature, font l'objet de prescriptions précises définies au cas par cas par la mission départementale interservices de l'eau (MISE) sur présentation d'un dossier défini par l'article R214-6 du code de l'environnement.

Pour un rejet dans un réseau public, c'est le maître d'ouvrage de ce réseau agissant en tant qu'autorité organisatrice qui définit les conditions de raccordement compatible avec la capacité de transfert jusqu'à la station de traitement et la capacité de traitement de cette station.

Par ailleurs, dans la plupart des cas, le règlement du service d'assainissement définit les conditions générales de rejets.

Enfin, pour rédiger les marchés de travaux, le maître d'ouvrage peut se référer aux prescriptions du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre I : Réseaux, 2003) et (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre II : Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales, 2003), relatifs aux ouvrages d'assainissement, (Fascicule 71 - Fourniture et pose de conduites d'adduction et de distribution d'eau), relatif aux réseaux sous pression, et (Fascicule 81 titre Ier, 2003) relatif à la construction d'installations de pompage pour le relèvement ou le refoulement des eaux usées domestiques.

II.3.2 Les acteurs et compétences

II.3.2.1 Les autorités organisatrices

On appelle autorités organisatrices les collectivités locales et/ou territoriales qui ont la compétence donnée par la loi pour assurer tout ou partie du service public (Code général des collectivités territoriales ou CGCT).

Avant la loi NOTRe du 7 août 2015 portant nouvelle organisation territoriale de la République, les compétences assainissement collectif, non collectif et pluvial étaient attribuées aux communes qui pouvaient les transférer séparément à des EPCI (établissement publics de coopération communale) en vertu des dispositions du CGCT.

Avec la loi NOTRe et les interprétations des ministères de l'Intérieur et de la Transition écologique et solidaire (note DGCL du 13 septembre 2016 et note DGALN du 7 octobre 2016), la compétence assainissement globale sera transférée obligatoirement à des établissements publics de coopération intercommunale à fiscalité propre au plus tard au 1er janvier 2020.

Des formes syndicales peuvent néanmoins subsister sous réserve que le territoire de ces dernières soit à cheval sur celui d'au moins trois EPCI-FP. Dans ce cas, les syndicats se transformeront en syndicats mixtes au sein desquels les EPCI-FP participeront à la gouvernance au travers du mécanisme de représentation-substitution. Les prises de compétences par les autorités organisatrices sont définies au sein du SDCI (schéma départemental de coopération intercommunale). Le transfert de la compétence assainissement aux EPCI-FP se fait globalement, c'est-à-dire qu'elle emporte le transfert des trois « sub-compétences » suivantes : assainissement collectif, assainissement non collectif et assainissement des eaux pluviales. L'attribution de la compétence assainissement

aux EPCI-FP dans le cadre de la loi NOTRe se fait sans fractionnement thématique (collectif, non collectif, pluvial) ni fonctionnel (collecte, traitement, élimination des boues,…).

Sur la base de cette nouvelle organisation territoriale, les autorités organisatrices pourront ensuite transférer si elles le décident, tout ou partie de leur compétence assainissement à une autre autorité organisatrice, existante ou à créer. Ainsi, la compétence globale pourra être fractionnée en transférant une ou plusieurs compétences infra (collectif, non collectif ou pluvial) ou une partie des compétences infra (collecte des eaux usées, traitement des eaux pluviales,…).

II.3.2.1.1 Les eaux usées

L'assainissement des eaux usées fait partie des compétences données aux collectivités. L'article L2224-8 du CGCT précise que cette compétence couvre le contrôle des raccordements au réseau public de collecte, la collecte, le transport et l'épuration des eaux usées, ainsi que l'élimination des boues produites.

Ces dispositions ressortent essentiellement des lois sur l'eau de 1992 et de 2006. Cette compétence peut être transférée à un établissement public de coopération intercommunale (EPCI) tels un SIVU ou une Communauté de communes) qui assure l'exercice alors en tout ou partie. Il en découle que le service peut être assuré par des entités différentes alors que la continuité hydraulique ignore les limites administratives.

Une partie de l'article L 2224-10 du CGCT précise que :

« Les communes ou leurs établissements publics de coopération délimitent, après enquête publique :

1° Les zones d'assainissement collectif où elles sont tenues d'assurer la collecte des eaux usées domestiques et le stockage, l'épuration et le rejet ou la réutilisation de l'ensemble des eaux collectées ;

2° Les zones relevant de l'assainissement non collectif où elles sont tenues d'assurer le contrôle de ces installations et, si elles le décident, le traitement des matières de vidange et, à la demande des propriétaires, l'entretien et les travaux de réalisation et de réhabilitation des installations d'assainissement non collectif ; »

Dans les zones non desservies par un réseau de collecte, le service public d'assainissement non collectif (SPANC) assure la responsabilité du service.

Le service public de l'assainissement des eaux usées, collectif et non collectif, est un service public à caractère industriel et commercial (SPIC).

II.3.2.1.2 Les eaux pluviales

Selon l'interprétation des ministères (cf. ci-dessus), la compétence assainissement inclut la gestion des eaux pluviales urbaines. Par ailleurs, la gestion des eaux pluviales urbaines constitue un service public administratif relevant des collectivités (art. L2226-1 du CGCT). Ce service public reste facultatif. Il a pour missions principales de :

- définir les éléments constitutifs du système de gestion des eaux pluviales urbaines,
- d'exploiter, d'entretenir, de réhabiliter et de développer ce système.

Une partie de l'article L 2224-10 du CGCT précise que :

> *« Les communes ou leurs établissements publics de coopération délimitent, après enquête publique :*
>
> *[...]*
>
> *3° Les zones où des mesures doivent être prises pour limiter l'imperméabilisation des sols et pour assurer la maîtrise du débit et de l'écoulement des eaux pluviales et de ruissellement ;*
>
> *4° Les zones où il est nécessaire de prévoir des installations pour assurer la collecte, le stockage éventuel et, en tant que de besoin, le traitement des eaux pluviales et de ruissellement lorsque la pollution qu'elles apportent au milieu aquatique risque de nuire gravement à l'efficacité des dispositifs d'assainissement. »*

Le simple exercice des zonages prévu dans la réglementation peut s'avérer complexe dès lors que l'autorité organisatrice de l'ensemble de l'assainissement, eaux usées et eaux pluviales, n'est pas unique.

II.3.2.2 L'urbanisme

La compétence concernant les scénarios prospectifs d'urbanisme appartient conjointement aux communes et, quand ils en ont la compétence, aux EPCI de type Communautés de communes, Communautés d'agglomérations ou Communautés urbaines. Les documents d'urbanisme, en particulier les SCOT et les PLU, sont élaborés par ces autorités locales sous le contrôle de l'Etat.

Le PLU doit être compatible avec le SCOT dont il dépend ainsi que l'ensemble des documents de niveau supérieur comme les lois Montagne et Littoral, le SDAGE et le SAGE.

Le règlement proprement dit du document et les annexes précisent les zonages assainissement et, le cas échéant, le zonage pluvial ainsi que les dessertes existantes et prévues pour les infrastructures (eau potable, assainissement). Ils doivent inclure dans les « porter à connaissance », certaines informations comme les Plans de Prévention des Risques (PPR) :

- zones générant plus ou moins de besoins pour les eaux usées et pluviales : zones urbaines, zones à urbaniser, zones d'activités spécialisées, voies et ouvrages publics ; à l'inverse zones naturelles (y compris les zones humides), zones inondables, espaces boisés classés, espaces verts ;
- coefficient d'occupation du sol, limites à l'emprise au sol sur la parcelle, espaces non imperméabilisés, limitation des débits rejetés, autres contraintes réglementaires pour l'aménagement et la construction, telles que distances à respecter par rapport aux bâtiments voisins, implantation des planchers;
- servitudes délimitées par les PPR inondation ou ruissellement pour les fonds de talweg ou les emplacements réservés pour des bassins de rétention des eaux de pluie ainsi que les dispositifs de protection des captages d'alimentation en eau potable.

Quand les autorités organisatrices des services d'assainissement et les autorités locales ayant compétence en urbanisme ne sont pas uniques, il leur appartient d'éviter le risque d'une non homogénéité des documents ayant pour conséquence des prescriptions non compatibles ou irréalistes en matière d'urbanisme, de desserte en assainissement, de captation et de gestion des eaux pluviales.

II.3.2.3 Les autres acteurs concernés par un projet d'assainissement

D'autres acteurs interviennent sur le territoire avec des conséquences possibles sur les aménagements, les équipements, l'occupation du sol, la circulation des eaux de surface.

On peut citer :

- les services en charge de la voirie et des espaces verts de chaque commune qui peuvent être amenés à assurer l'entretien des ouvrages et donc à imposer des spécifications techniques ;
- Les autorités concernées par la protection de la ressource en eau et des milieux naturels aquatiques (Missions Inter Services de l'Eau, DDT, ONEMA…) ;
- Les agences de l'eau et les collectivités territoriales impliquées dans le financement des projets, susceptibles de recommandations ou prescriptions techniques ;
- les EPCI (SIVU et Communautés de communes) chargés de l'aménagement et de l'entretien des cours d'eau, qui constituent les lieux privilégiés de restitution des eaux usées traitées et des eaux pluviales ;
- les organisations qui aménagent et gèrent l'espace foncier urbain ou agricole dont les répercussions vers les zones urbanisées denses peuvent être importantes (associations foncières de remembrement, associations syndicales autorisées…) ;

En conclusion, en amont de tout projet, il est impératif de recenser et comprendre le fonctionnement et les interactions entre les acteurs dont les compétences sont liées ou peuvent avoir un impact sur l'eau dans un territoire.

II.3.3 Paramètres influençant le projet de gestion des eaux

De nombreux paramètres peuvent conduire à différentes solutions entre lesquelles un compromis à la fois technique, économique et environnemental est à dégager. Le projeteur doit prendre en compte les différents

paramètres qui influent sur la conception du projet. Cette analyse conduit à étudier un certain nombre de données.

Il faut, à ce stade, rappeler que le moteur principal des écoulements est la pente, ce qui rend la conception du réseau dépendante de la topographie.

Cette relative rigidité de l'assainissement implique que l'examen des écoulements soit intégré au projet d'urbanisme, dès l'établissement des premières études. Il est indispensable d'expliciter assez tôt les contraintes et les possibilités du site afin de concevoir les solutions techniques permettant de répondre aux besoins découlant des hypothèses d'urbanisme et d'apprécier les conséquences de ces hypothèses sur les principes et le coût de l'assainissement.

II.3.3.1 Contexte physique local

II.3.3.1.1 Le milieu récepteur

A l'aval de tout système d'assainissement, l'effluent, quel qu'il soit, atteint un milieu récepteur. Ce milieu peut être constitué par un cours d'eau plus ou moins important, un plan d'eau naturel ou artificiel, un canal. Il peut aussi être constitué par le milieu marin ou par des eaux souterraines.

Les rejets dans ces milieux peuvent être directs ou s'effectuer par l'intermédiaire d'un fossé à ciel ouvert ou d'un ruisseau plus ou moins permanent. Le statut juridique de ces exutoires (cours d'eau ou non) n'est pas toujours bien défini, mais ils n'en sont pas moins le siège d'une biodiversité non négligeable.

La Directive Cadre sur l'Eau a défini un objectif général de bon état. Cet objectif est décliné pour chaque masse d'eau dans les SDAGE, avec la mise en œuvre de programmes d'action pour atteindre cet objectif.

On aura souvent plusieurs points de rejets et milieux récepteurs potentiels, notamment des eaux souterraines et des eaux de surface. Les eaux souterraines sont au minimum concernées par les eaux pluviales infiltrées près de leur point de collecte. Pour les eaux de surface, les conditions critiques correspondent en général à l'étiage, qu'il faut chercher à caractériser par un débit, (par exemple le débit mensuel minimum de période de retour 2 ans - QMNA2 - pour les eaux pluviales et 5 ans pour les eaux usées traitées - QMNA5 -). On peut alors évaluer des taux de dilution pour un débit de rejet donné (cf. § III.7).

Dans tous les cas il y a lieu de se référer aux doctrines départementales et aux règlements locaux en vigueur.

II.3.3.1.2 La pluviométrie locale

On trouve, dans certains documents, des cartographies d'intensités pluviométriques à l'échelle de la France (cf. Figure 5); peu sont adaptées aux besoins spécifiques du dimensionnement d'un système de gestion des eaux pluviales. Il est préférable d'utiliser des données pluviométriques issues de postes pluviométriques proches (quelques dizaines de kilomètres, à moduler en fonction du relief) pour lesquels on dispose de séries pluviométriques suffisamment longues. Il est nécessaire de disposer d'une longueur de série d'au minimum 3 fois, ou mieux 5 fois, la période de retour de la pluie, et varie donc en fonction du niveau de service visé. Pour un niveau de service 1 (cf. § II.1.3), on peut se contenter de quelques années. Pour un niveau de service 2, on vise plutôt quelques dizaines d'années.

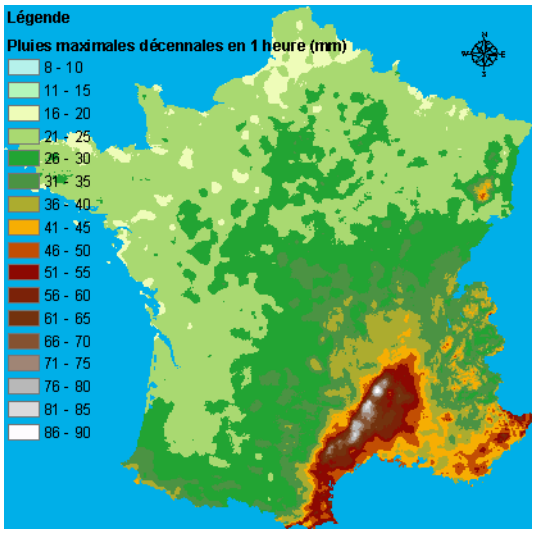


Figure 5 : Exemple de données pluviométriques (Arnaud P., 2005)

Certaines collectivités disposent de leurs propres réseaux de pluviographes mais les séries sont en général assez courtes et la source de données la plus adaptée reste Météo-France (site Publithèque et site Services). On trouve dans le § III.2 les modes de descriptions utilisés pour qualifier la pluie et dans l'annexe D un modèle de cahier des charges pour commander des exploitations spécifiques.

II.3.3.1.3 La topographie

Elle détermine la direction et la vitesse d'écoulement naturel des eaux. Elle joue un rôle essentiel dans la conception d'un système d'assainissement des eaux usées et de gestion des eaux pluviales car les écoulements gravitaires sont toujours à privilégier.

Les différents modes de gestion des eaux (pluviales et usées) ont des exigences différentes vis-à-vis de la topographie.

L'écoulement en canalisation nécessite des pentes suffisantes pour éviter les dépôts, et on cherche au maximum à exploiter les pentes naturelles pour limiter la profondeur des canalisations. A l'inverse, des pentes supérieures à quelques % risquent de générer des vitesses trop élevées.

Les ouvrages de stockage et d'infiltration s'accommodent mieux de pentes très faibles. On peut souvent obtenir de telles pentes en suivant les courbes de niveau, mais dans ce cas il faut se préoccuper des risques de résurgence des eaux infiltrées.

Les talwegs sont des zones de transit potentiel de débits importants, pouvant provenir de l'extérieur de la zone aménagée, et dont il convient de garantir le transit pour les niveaux de service 3 et 4 (cf. § II.1.3).

Enfin, les points bas constituent des lieux stratégiques de concentration qu'il convient d'exploiter au mieux dans le plan d'aménagement.

II.3.3.1.4 Le contexte géotechnique et hydrogéologique

Il est important de prendre en compte le paramètre « sol » vis-à-vis de la pérennité des ouvrages qui sont construits. En effet, il existe une interaction étroite entre le comportement du sol environnant, le comportement géotechnique des terrains rencontrés, les conditions d'exécution, et le comportement de l'ouvrage en service.

Dans un premier temps, on recueille et analyse l'ensemble des éléments existants :

- données géologiques et hydrogéologiques locales (cartes géologiques, sondages existants dans la banque de données du sous-sol, etc.) ;
- plans de prévention des risques (gonflement et retrait des argiles, présence de carrières, présence de gypse, etc.) ;

- niveau piézométrique de la nappe.

Cette analyse initiale des contraintes géotechniques peut comporter les tâches suivantes :

- recensement et synthèse des informations utilisées avec indication de leur fiabilité ;
- observations effectuées sur le site ;
- évaluation des risques possibles ou certains ;
- profil géologique et hydrogéologique prévisionnel ;
- localisations des contraintes géotechniques répertoriées.

Cette analyse aboutit à la conclusion, soit que le paramètre « sol » ne pose pas ou peu de problèmes particuliers, soit à l'inverse, qu'il est nécessaire d'envisager des mesures propres à résoudre les problèmes géotechniques identifiés.

Dans un deuxième temps, pour les projets comportant des risques, il est nécessaire de procéder à une étude géotechnique permettant de localiser et de quantifier les aléas. Des analyses de sol et d'eau de nappe peuvent être réalisées pour pouvoir apprécier l'agressivité des sols et de l'eau, et choisir les matériaux en conséquence.

II.3.3.1.5 Perméabilité et niveaux de nappes

La perméabilité est un paramètre déterminant pour le dimensionnement d'ouvrages d'infiltration. Elle peut être évaluée, à l'échelle de l'opération, à partir de la géologie et de la pédologie et doit être affinée à l'aide d'un protocole agréé (Porchet, double anneau, Matsuo etc.). On s'intéresse en priorité à l'infiltration en surface (dans le premier mètre), mais on peut le cas échéant évaluer les possibilités offertes par des horizons plus profonds (essai Nasberg[8]).

La vraisemblance des valeurs obtenues peut être comparée aux ordres de grandeurs indicatifs suivants (cf. Figure 6):

<table>
<tr><td rowspan="2"></td><td>m/s</td><td colspan="5">Risque de pollution de la nappe</td><td colspan="5">Valeurs possibles pour infiltration</td><td colspan="4">Infiltration impossible par des moyens classiques</td></tr>
<tr><td></td><td>10^{1}</td><td>1</td><td>10^{-1}</td><td>10^{-2}</td><td>10^{-3}</td><td>10^{-4}</td><td>10^{-5}</td><td>10^{-6}</td><td>10^{-7}</td><td>10^{-8}</td><td>10^{-9}</td><td>10^{-10}</td><td>10^{-11}</td></tr>
<tr><td></td><td>mm/h</td><td colspan="5"></td><td>3600</td><td>360</td><td>36</td><td>3.6</td><td>0.36</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Granulométrie</td><td>homogène</td><td colspan="3">Gravier pur</td><td colspan="2">Sable pur</td><td colspan="3">Sable très fin</td><td>Silt</td><td colspan="4">Argile</td></tr>
<tr><td>variée</td><td>Gravier gros et moyen</td><td colspan="3">Gravier et sable</td><td colspan="5">Sables et argiles-limons</td><td colspan="4"></td></tr>
<tr><td colspan="2">Types de formation</td><td colspan="5">Perméables</td><td colspan="4">Semi-perméables</td><td colspan="4">Imperméables</td></tr>
</table>

Figure 6 : Valeurs du coefficient de perméabilité selon la granulométrie des sols [d'après (Castany, 1982)]

Le deuxième paramètre à prendre en compte pour l'infiltration est le niveau maximum de la nappe. Les zones de nappe affleurante ou sub-affleurante se prêtent mal à l'infiltration. On les identifie assez facilement à partir d'indices géologiques, pédologiques et floristiques (circulaire DGPAAT/C2010-3008 du 18 Janvier 2010).

[8] L'essai Nasberg est une variante de l'essai Lefranc et se pratique sensiblement de la même façon, par injection d'une charge d'eau dans une cavité à la base d'un forage. En revanche, il se réalise en milieu non saturé et il est donc bien adapté au contexte de l'infiltration des eaux pluviales.

II.3.3.1.6 Les zones de protection ou de classement spécial

Le projet peut se situer partiellement dans une zone de protection spéciale telle que : périmètre de protection de captage, zone de Plan de Prévention de Risques, Zone Naturelle d'Intérêt Ecologique Floristique ou Faunistique, zone de protection de monument historique, etc….

Il y a lieu de s'assurer auprès de la collectivité de l'existence ou non de zones de protection spéciale. En cas d'existence, il est indispensable de se rapprocher de l'administration concernée afin de connaître les possibilités et les prescriptions d'intervention.

II.3.3.2 Insertion dans les systèmes existants

II.3.3.2.1 Nature et importance des agglomérations

Au sens de la DERU, une agglomération est une zone où la population et/ou les activités économiques sont suffisamment concentrées pour qu'il soit possible de collecter les eaux urbaines résiduaires afin de les acheminer vers une station de traitement des eaux usées ou un point de rejet final. Dans ce cas, son périmètre précis est défini par l'autorité organisatrice (communale ou intercommunale), comme décrit au § II.3.2.1.1 ci-dessus.

L'admission d'eaux résiduaires industrielles dans le système collectif de collecte n'est pas obligatoire et ses conditions de mise en œuvre sont détaillées à l'annexe J.

Dans le cas d'*agglomérations à activités industrielles prépondérantes,* on peut ainsi être conduit à refuser le mélange des eaux usées industrielles avec les eaux usées domestiques, afin de faciliter la conception des installations de traitement.

Mais le plus souvent, la population de l'agglomération est relativement constante au cours d'une année et son activité industrielle est telle que le mélange des effluents non domestiques avec les effluents domestiques peut être opéré en permanence sans inconvénient pour le traitement.

On trouve également des agglomérations dites *touristiques*, où la population varie fortement lors des congés scolaires ou des fins de semaine. Les installations doivent être conçues de façon à faire face à la fois aux conditions de haute et basse saisons.

Bien évidemment, le dimensionnement du système de collecte ainsi que celui de la station de traitement des eaux usées sont fonction de la taille de l'agglomération. Outre les contraintes réglementaires et d'acceptabilité économique, il convient de prendre en compte les moyens que l'autorité organisatrice peut mettre au service de la gestion et de l'entretien de son assainissement.

II.3.3.2.2 Assainissement en place

Les conceptions qui se sont succédé dans la création et l'organisation de l'assainissement des agglomérations pèsent sur la conception et la réalisation des nouveaux ouvrages. En effet, il est extrêmement rare, sauf pour les très petites collectivités, que l'on puisse supprimer totalement les ouvrages anciens en service, créés précédemment, et de rebâtir complètement les réseaux d'une agglomération existante.

La plupart des agglomérations existantes ont été assainies, à partir du XIXème siècle, par des réseaux unitaires. Il convient donc de tenir compte de la présence du système unitaire existant dans la conception et le dimensionnement d'un système séparatif. Que le rejet s'effectue dans le réseau unitaire ou le réseau séparatif, les installations privées doivent être réalisées en séparatif avec gestion des eaux pluviales, si possible, à la parcelle :

En aucun cas le projeteur ne doit faire abstraction des contraintes potentielles liées à l'existence d'un système unitaire à l'aval :

- risque de pollution du milieu naturel causée par une augmentation des surverses par temps de pluie ;
- difficultés de fonctionnement et d'exploitation du nouveau système d'assainissement consécutives à l'intégration dans le réseau unitaire existant ;

- recherche de l'optimum entre la réduction des rejets pluviaux et la sous-utilisation, éventuellement dommageable, des ouvrages ;
- difficulté à faire modifier totalement les installations de collecte intérieures des immeubles anciens.

La préexistence d'un réseau et d'un exutoire s'avère donc des éléments importants du choix de la solution à retenir, ainsi que la détermination de la réserve de capacité de ce réseau par rapport à la situation actuelle. La transformation d'un réseau existant peut être irréalisable techniquement et financièrement, il conviendra donc d'inventorier et d'analyser les plans et documents existants.

Sur ce dernier point, il est indispensable que le concepteur impose au constructeur des ouvrages la fourniture de plans de récolement précis et correctement repérés des ouvrages construits ou rencontrés lors de travaux de façon à permettre un « archivage» des composants du système, source d'importantes économies ultérieures. Cet archivage viendra souvent alimenter un système d'information géographique et un outil de modélisation et de gestion.

On doit dresser un état des lieux de l'existant comportant a minima les éléments listés au § II.4.1.

A l'occasion de l'aménagement d'une zone en mode séparatif, on peut se poser la question de la mise en séparatif du réseau aval. Cela pose le problème délicat qu'implique la séparation très onéreuse des canalisations intérieures des immeubles.

II.3.3.2.3 Système aval

Pour les eaux usées deux situations sont possibles. Si le secteur à aménager est situé dans une zone d'assainissement collectif, les eaux usées sont acheminées vers le réseau de collecte de l'agglomération, sous réserve que ce rejet soit compatible avec la capacité de transfert et de traitement existante. Dans le cas contraire les eaux usées sont gérées à l'échelle de la parcelle (assainissement non collectif) ou acheminées vers un système de traitement local.

Pour les eaux pluviales la conception d'un système de gestion doit se préoccuper des caractéristiques de l'exutoire, en particulier pour les niveaux de service 2 et 3 (cf. § II.1.3). En effet pour le niveau de service 1, on préconise d'éviter d'exporter les eaux pluviales à l'extérieur de la zone aménagée.

Si l'exutoire est un réseau d'assainissement (souvent unitaire) tout apport supplémentaire augmente les rejets dans les milieux aquatiques. Il importe donc de les limiter au strict minimum et d'obtenir une validation préalable de l'autorité organisatrice concernée.

S'il s'agit d'un réseau hydrographique tout rejet doit faire l'objet d'une validation préalable par le service de police de l'eau.

II.3.3.2.4 Système amont

La zone à aménager est potentiellement sous l'influence d'apports amont. Ceux-ci peuvent être collectés par un réseau d'assainissement, par un réseau hydrographique naturel (ruisseau, talweg…) ou correspondre au ruissellement non canalisé provenant d'un versant.

Dans la mesure du possible, on cherche à maintenir les chemins de l'eau préexistants et de dissocier leur cheminement de ceux de la zone à aménager (cf. Figure 7).

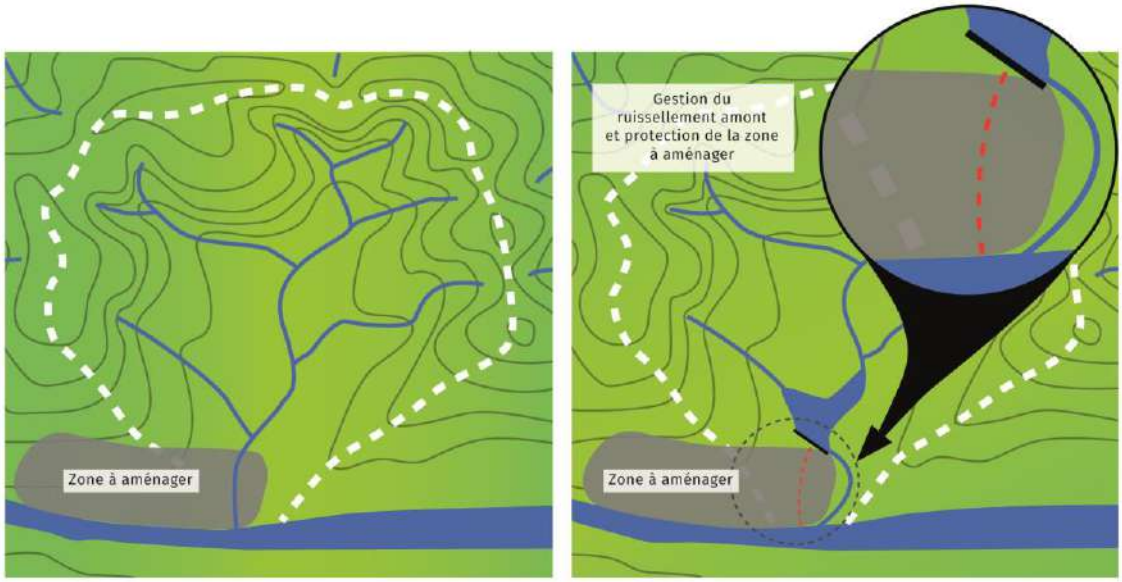


Figure 7 : Schéma d'une zone sous influence amont (g) et de mise en place d'un système d'interception (d)

Dans le cas où on ne peut s'y soustraire, on est amené à intercepter les eaux de ruissellement et à les gérer de manière spécifique (infiltration, rejet aux milieux aquatiques de surface, raccordement sur le système aval).

II.3.3.3 Evolutions

II.3.3.3.1 Durée de vie des ouvrages

La conception et le dimensionnement d'un projet s'appuient sur une période donnée d'utilisation. Cette période intègre les données existantes lors de la conception et leur évolution prévisible à moyen terme (par exemple 10 à 15 ans pour l'évolution de l'urbanisation).

Un système d'assainissement représente toujours, quelles que soient les solutions adoptées, un investissement très lourd dont il convient de prolonger au maximum la durée de vie. Il faut, au minimum, qu'elle soit égale à la durée d'amortissement comptable. Celle-ci est différente de la durée des emprunts et correspondant à la durée qui sépare deux remplacements d'un ouvrage ou d'un de ses composants. A titre indicatif, les durées d'amortissement comptables souvent préconisées sont les suivantes :

- Réseau enterré et bassins : 60 ans ;
- Autre génie civil, postes de relèvement : 40 ans ;
- Voirie, clôture : 30 ans.

On ne dispose pas de ce type d'information pour les ouvrages de gestion amont des eaux pluviales mais par analogie avec les dispositifs d'assainissement non collectif, il est proposé des durées d'amortissement de 20 à 30 ans.

La durée réelle d'utilisation du système doit largement dépasser les durées d'amortissement comptable et peut atteindre, voire dépasser, le siècle. Pour permettre cela, la conception, la réalisation (choix des matériaux et mise en œuvre) comme la gestion doivent être conduites avec un niveau élevé de qualité.

II.3.3.3.2 Perspectives d'évolution du projet

Compte tenu de la durée de vie souhaitée des ouvrages, la conception des réseaux de collecte des eaux usées et de gestion des eaux pluviales doit pouvoir s'adapter à diverses possibilités d'évolution du projet pouvant survenir après la réalisation de ces ouvrages.

On peut envisager quatre types d'évolution :

- le phasage du projet, qui conduit à différer une partie des apports, en particulier d'eaux usées ;
- l'évolution urbaine peut correspondre à une densification ou une extension des bassins de collecte, conduisant à une augmentation des populations à desservir et des surfaces productrices d'eaux de ruissellement ; pour les eaux usées, l'augmentation des populations à desservir peut être en partie compensée par la baisse des consommations d'eau potable ;
- l'évolution de la réglementation, et plus généralement des exigences des autorités organisatrices peut conduire à des niveaux de protection des milieux aquatiques ou des espaces publics qui se traduiraient par exemple par une augmentation des périodes de retour des pluies correspondant à un niveau de service donné, ou à des normes de qualité et quantité de rejet plus exigeantes ;
- les conditions de gestion réelles des ouvrages et notamment l'entretien peuvent s'écarter des conditions initialement prévues, générer des dysfonctionnements et amener à réviser certaines options.

On s'efforce donc de préciser des scénarios d'évolution et de défaillance. Ils concernent une conception modulaire (plutôt qu'un surdimensionnement préventif) et la réservation d'espaces susceptibles d'être réaménagés peut permettre d'adapter le projet à ces scénarios. On peut aussi chercher à fiabiliser le fonctionnement des ouvrages en multipliant les voies d'écoulement possibles (maillages), les reprises de trop plein…

II.4 DEMARCHE DE PROJET

II.4.1 Collecte des informations nécessaires

Le montage d'un projet d'assainissement s'appuie sur la prise en compte d'un grand nombre d'informations techniques et réglementaires qui peuvent être organisées selon l'ordre proposé ci-dessous :

➢ <u>Expression des besoins du maître d'ouvrage de l'opération d'aménagement</u>

- programme de l'opération : type d'opération (lotissement privé ou public, ZAC,…), nombre de logements, surfaces ou nombre de lots, caractéristiques de la voirie, objectifs environnementaux, objectifs de coûts… ;
- perspectives de rétrocession éventuelle et conditions en fonction des ouvrages (voirie, assainissement, espaces verts…).

➢ <u>Collecte des données</u>

- règles d'urbanisme (PLU, règlement de zone, …) :
  - dispositions concernant l'assainissement (zonage EU et EP, règlement du service d'assainissement…) ;
  - devenir des eaux pluviales privatives (gestion à la parcelle, obligation de gestion commune totale ou partielle de la totalité des effluents pluviaux) ;
  - coefficients d'occupation du sol (taux d'espace vert, …) ;

- environnement hydrologique et hydraulique :
  - données météorologiques (pluie, évapotranspiration)
  - identification des exutoires possibles et caractéristiques :
    - réseau(x) existant(s) (séparatif, unitaire, autres) ;
    - sol et perméabilité ;
    - aquifères (nappe, zone karstique, …) ;
    - système hydrographique (cours d'eaux, fossé, canaux, …) ;
    - autres : milieux fermés (lac, mer, …) ;
    - atmosphère …
  - topographie du projet et de son environnement (identification des points bas) ;

- géotechnique et hydrogéologie du site (ex : possibilité d'infiltration, présence de source, …) ;
- identifications des apports amonts (exemple : fossés drainant un bassin versant extérieur, réseau d'assainissement amont…) ;
- plan des réseaux existants, capacités d'évacuation ;
- données sur les réseaux existants issues de la gestion patrimoniale, auto contrôle, indicateurs,… ;
- études disponibles (diagnostic réseau et milieu récepteur) ;
- …..

- prescriptions générales relatives aux rejets :
  - période de retour définissant chaque niveau de service pour l'assainissement pluvial ;
  - hydraulique : détermination du débit de fuite admissible en fonction de l'exutoire, règlement du service public d'assainissement ;
  - pollution : concentrations, charges polluantes autorisées, débit minimum à traiter ; projet contenant des installations classées ICPE (rejets et gestion spécifique des eaux de défense incendie, à éventuellement confiner après usage) ;
  - obligation de moyens (exemple : imposition d'un décanteur particulaire à vitesse de sédimentation minimale, …).

- contraintes du site :
  - zone de protection d'un captage d'eau potable (respect des prescriptions de l'arrêté instituant les périmètres) ;
  - inondabilité (existence d'un PPRI, d'études spécifiques, d'un risque connu, …) détermination de la cote PHE (cote des Plus Hautes Eaux) ;
  - zones de protections diverses (faunes, flore, archéologie, …) ;
  - orientations du SDAGE/SAGE ;
  - sol pollué (enquête sur historique du site) ;
  - risques géologiques (gypse, sols gonflants, instables…).

II.4.2 Elaboration de scenarios d'aménagement

Quel que soit l'état d'urbanisation de la zone à aménager, il convient de reprendre à la base la conception du système de gestion des eaux pluviales. On peut appliquer une méthode basée sur une itération (cf. § V.1.2) de la séquence suivante :

1. Identifier les exutoires possibles et les contraintes associées (techniques et environnementales) ;
2. Calcul d'un volume d'eaux pluviales pour une surface totale productrice donnée (sans compter les toitures terrasses végétalisées) ;
3. Calcul de la surface globale d'infiltration/évaporation correspondante ;
4. Si cette surface est intégrable dans le projet : calcul des capacités de stockage nécessaires, sinon diminution des surfaces productrices et/ou augmentation des facteurs de charge (d'abord 5 à 20, puis 20 à 100) et retour à l'étape 3 ;
5. Intégration de ces capacités aux ouvrages d'infiltration/évapotranspiration ou répartition à l'amont au prorata des surfaces d'apport.

En principe, les étapes précédentes permettent de gérer le niveau de service 1. Elles peuvent être étendues au niveau de service 2 à condition d'y intégrer la production des toitures terrasses végétalisées (qui contribuent alors plus ou moins au ruissellement en fonction de leur caractère intensif ou extensif). Au-delà des niveaux de service 1 ou 2, il faut transférer des excédents vers d'autres exutoires (puits d'infiltration, eaux de surface, réseau aval) via des stockages adaptés.

La mobilisation de l'évapotranspiration n'est envisageable à des fins de dimensionnement que pour compenser la réduction de capacité d'un autre exutoire en période estivale, par exemple si les contraintes de rejet dans des eaux de surface sont plus sévères. Dans les autres cas l'évapotranspiration participe à la fiabilisation du système

en ajoutant une capacité d'évacuation supplémentaire, mais celle-ci n'est souvent pas prise en compte dans le dimensionnement.

Pour les eaux usées la méthodologie est généralement beaucoup plus simple dans la mesure où l'exutoire est souvent unique (réseau de la collectivité ou unité de traitement locale). Il reste à concevoir un schéma d'écoulement s'appuyant sur la desserte viaire et dans toute la mesure du possible gravitaire, y compris pour le raccordement des riverains. Dans certains cas on peut avoir recours à l'assainissement non-collectif ou semi-collectif. On retrouve alors un problème d'affectation des sources à des exutoires dont les capacités sont déterminées par des surfaces assez analogue à celui posé par l'évacuation des eaux pluviales.

II.4.3 Conception et dimensionnement des ouvrages d'assainissement

Pour chacun de ces scénarios, il conviendra de procéder aux opérations suivantes :

- affectation d'un niveau de service (période de retour) à chaque composant du projet (cf. § II.3.1) ;
- détermination des apports amont le cas échéant (cf. § II.3.3.2.4) en relation avec les institutionnels ;
- choix, conception et dimensionnement
  - des ouvrages d'infiltration (cf. § III.5) ;
  - des ouvrages combinés (techniques alternatives, noues, puits d'infiltration, chaussée réservoir avec ou sans infiltration …. cf. § V.2et V.3).
  - des ouvrages d'engouffrement (cf. § IV.2.4) ;
  - des ouvrages de collecte et de transport (cf. § III.7, IV et VII.1.4) ;
  - des ouvrages spéciaux : regard de chute ou de dissipation (cf. § VI.4.2.1), siphon (cf. § VI.4.3), … ;
  - des ouvrages de stockage (cf. § III.6) ;
  - des stations de pompage (cf. § VI.2.7) ;
  - des ouvrages de traitement : séparateur (cf. § VI.3), décanteur (cf. § VI.3.4.2),... ;
  - des ouvrages de rejet (cf. § VI.4.1) ;

II.4.4 Comparaison de solutions et optimisation (critères technico-économiques et environnementaux)

Cette optimisation se fait sur différents critères cités de façon non hiérarchisée :

- compatibilité des coûts d'investissement avec les objectifs de l'opération ;
- emprise foncière (techniques alternatives extensives, …) ;
- robustesse de la solution technique dans le cas de sollicitations dépassant les bases de dimensionnement (niveaux de service plus élevés) ou de défaillance d'un ouvrage (exemple : possibilité ou non de by-pass ou de surverse ultime…) ;
- impact durant les travaux (durée et ampleur de la gêne occasionnée) ;
- insertion dans l'aménagement urbain/paysager ;
- mise en valeur du patrimoine écologique, culturel ; maintien/renforcement de la biodiversité ;
- gestion du cycle de vie de l'ouvrage à construire ;
- coût de fonctionnement (solution gravitaire souvent préférable car sans coût d'entretien et de fonctionnement d'une station de relevage ou inversement solution pompée évitant des curages réguliers de la conduite) ;
- adaptation aux politiques publiques : possibilités de subvention de certains types d'équipements en domaine public ou privé ;
- délai de réalisation (exemple : type de travaux ne nécessitant pas de procédure administrative longue, disponibilité foncière immédiate ne nécessitant pas de DUP/expropriation, …) ;
- …

II.4.5 Approbation du projet

Le projet doit être approuvé par les partenaires du projet et les services instructeurs et financeurs concernés (MISE / Police de l'eau, DREAL, Maître d'ouvrage, Gestionnaire du système d'assainissement, Agence de l'eau, autres collectivités, en fonction des projets, de leurs tailles, de la nature des effluents, des exutoires, etc.). Cette approbation peut nécessiter plusieurs étapes :

1. Ouverture des procédures administratives nécessaires : Loi sur l'eau, ICPE, étude d'impacts ;

2. Consultation des administrations et ajustements éventuels / intégration des prescriptions supplémentaires éventuelles ;

   Ces ajustements qui peuvent conduire à reprendre les phases précédentes sont liés à :

- une contrainte particulière imposée par l'administration (exemple : prescriptions particulières dans un arrêté d'autorisation au titre de la loi sur l'eau suite à enquête publique, …) ;
- la prise de conscience, à posteriori, des contraintes de la solution retenue (exemples : importance du curage, de l'exploitation, des risques de nuisances, des risques en cas de dépassement des bases de dimensionnement, des limites en terme d'évolutivité, … ;
- des contraintes nouvelles de tout type (par exemple, l'étude plus détaillée d'une solution (PRO) peut modifier la faisabilité initiale d'une solution retenue sur la base d'une étude générale ou d'un avant-projet) ;
- …

3. Enquête publique si nécessaire ;
4. Intégration des ajustements supplémentaires éventuels à l'issue de l'enquête ;
5. Autorisations définitives.

III. ELEMENTS D'HYDROLOGIE URBAINE (PLUIE, VOLUME, DEBIT, POLLUTION)

Ce chapitre présente successivement des méthodes permettant de :

- décrire l'entrée pluviométrique brute ;
- calculer des volumes ruisselés nécessaires à toutes les méthodes de dimensionnement, quel que soit le type d'ouvrage ;
- décrire le flux d'évapotranspiration, à prendre en compte pour simuler le fonctionnement de certains ouvrages de gestion amont du pluvial (toitures végétalisées, …) ;
- calculer des débits « infiltrables » dans le sol ;
- dimensionner des capacités de stockage ;
- calculer des débits d'eaux pluviales à l'exutoire d'un bassin de collecte ;
- estimer des débits d'eaux usées ;
- simuler l'évolution des débits d'eaux pluviales au cours d'un événement pluvieux pour vérifier le fonctionnement d'un système de gestion.

Judicieusement combinées ces méthodes satisfont la plupart des besoins de dimensionnement et de vérification associés aux ouvrages de gestion amont des pluviales (cf. chapitre V et en particulier au § V.1.2) ou aux réseaux de collecte (cf. chapitres IV et VI).

En conclusion de ce chapitre figurent des éléments généraux sur la pollution des eaux pluviales qui justifient les préconisations de maitrise de la qualité des eaux énoncées dans les chapitres V et VI.

III.1 UNITES : VALEURS ABSOLUES ET VALEURS SPECIFIQUES

On peut exprimer un débit ou un volume en valeurs absolues respectivement en m^3/s et en m^3 (unités SI).

Il est souvent commode de les exprimer en valeurs spécifiques en rapportant les débits et les volumes à une surface d'impluvium (surface totale de bassin versant ou surface imperméabilisée ou encore surface active). Les unités SI correspondantes sont alors le m/s (équivalent à $m^3/s/m^2$) et le m (équivalent à m^3/m^2). En pratique le mm/h et le mm sont mieux adaptés aux ordres de grandeurs usuels. Ainsi on exprime en général le débit de pluie en le rapportant à une surface arbitraire pour obtenir des mm/h (1 mm/h = 1 L/h/m^2 = 10 m^3/h/ha) ou des mm (1 mm = 1 L/m^2 = 10 m^3/ha). Physiquement c'est la hauteur recueillie dans un récipient à parois verticales rempli directement par la pluie : cette hauteur est indépendante de la surface du récipient.

On passe des valeurs spécifiques aux valeurs absolues en multipliant les valeurs spécifiques par la surface utilisée comme référence.

$$Q_a = S \cdot Q_s \quad \textbf{(Équation 1)}$$

$$V_a = S \cdot V_s \quad \textbf{(Équation 2)}$$

Q_a, V_a : débit et volume absolus
Q_s, V_s : débit et volume spécifiques
S : surface de référence (Bassin versant, surface d'apport, surface imperméable)

Les débits spécifiques peuvent être utilisés pour exprimer l'apport de la pluie ou la production d'un bassin versant ou d'une surface imperméable. On peut aussi exprimer sous cette forme le débit de vidange d'un réservoir, en le rapportant à la surface desservie par l'ouvrage. Mais pour les débits d'infiltration ou l'ETP, les débits spécifiques sont souvent rapportés à la surface efficace de l'ouvrage (surface d'infiltration ou surface d'évaporation). Ils ne peuvent pas être directement comparés à des débits spécifiques rapportés à une surface d'apport, mais cette comparaison devient possible en introduisant un paramètre défini au § V.1.2, le facteur de charge.

III.2 REPRESENTATION DE LA PLUIE

Il existe deux approches pour décrire l'entrée pluviométrique :

- une *approche événementielle*, traditionnellement adoptée pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement urbain, et plus particulièrement des collecteurs, et qui considère que le système à concevoir n'est influencé que par les précipitations évaluée sur une durée assez courte, au maximum quelques heures. Cette durée correspond au temps de concentration à l'amont du collecteur à dimensionner, (cf. § III.7.1.2). Sa plus grande valeur à l'échelle du système de drainage détermine la définition d'un événement pluvieux, en fournissant un critère de séparation des événements : deux événements distincts doivent être séparés par une durée supérieure au temps de concentration.

  A cette approche est associée la notion de "période de retour", qui définit la fréquence moyenne d'un événement, et plus précisément de ses intensités maximales sur différentes durées. En pratique les niveaux de services définis en II.1.3 sont traduits en gammes de périodes de retour pour dimensionner des ouvrages, notamment au-delà du niveau de service 1.

- une approche continue, s'appuyant sur des *chroniques de pluie*. Une chronique, ou série temporelle, est une suite continue de valeurs qui décrit l'intégralité d'une période de temps (une ou plusieurs années) discrétisée selon un pas de temps fixe (par exemple 6mn) ou variable.

  Cette approche présente un intérêt dès lors que le système a une "mémoire" supérieure à quelques heures, et qui peut atteindre plusieurs jours. C'est en particulier le cas pour les ouvrages de stockage et pour la dynamique de l'eau dans le sol. Une chronique est alors un moyen commode de prendre en compte la diversité des événements pluvieux, par exemple pour évaluer une fréquence de déversement ou un volume annuel déversé.

Quelle que soit l'approche retenue, la pluviométrie peut être décrite par deux types de paramètres (de type spécifique cf. § III.1) :

- la *lame d'eau précipitée* sur une durée ou lors d'un événement donné : c'est le volume précipité par unité de surface, exprimé en mm.
- *l'intensité pluvieuse* : c'est le débit moyen de pluie par unité de surface sur une durée donnée. Exprimée en mm/h, l'intensité pluvieuse est le rapport entre la lame d'eau et la durée sur laquelle elle a été calculée.

III.2.1 Définition et paramètres caractéristiques d'un événement

Il n'y a pas de définition universelle d'un événement pluvieux. Cette définition combine plusieurs critères, dont au minimum un critère de début et un critère de fin, et le cas échéant un critère de hauteur totale minimum, un critère de regroupement entre événements successifs, etc. La définition doit être adaptée au système étudié et en particulier à son temps de concentration.

Un événement pluvieux peut être caractérisé par plusieurs paramètres :

- sa durée totale (en minutes ou en heures) ;
- sa hauteur totale (en mm) ;
- ses hauteurs précipitées sur différentes durées (en mm) ;
- ses intensités maximum sur différentes durées (en mm/h) ;
- les périodes de retour de ces intensités (en mois ou en années).

Il est décrit plus finement par son hyétogramme, représentation de l'intensité en fonction du temps, sous forme directe ou cumulée ;

Un exemple de caractérisation d'une pluie d'orage est donné ci-dessous :

temps	hauteur pluie enregistrée	hauteur pluie cumulée	intensité sur 6 min	intensité sur 18 min (valeurs centrées)	intensité sur 30 min (valeurs centrées)
hh : mm	mm	cumul mm	mm/h	mm/h	mm/h
15:00					
15:06					
15:12					
15:18	0,2	0,2	2		
15:24	0,6	0,8	6	19	
15:30	4,8	5,6	48	45	46
15:36	8,2	13,8	82	75	56
15:42	9,4	23,2	**94**	**76**	**60**
15:48	5,2	28,4	52	56	51
15:54	2,2	30,6	22	26	37
16:00	0,4	31,0	4	13	19
16:06	1,4	32,4	14	7	9
16:12	0,2	32,6	2	6	5
16:18	0,2	32,8	2	2	
16:24	0,2	33,0	2		
16:30					
16:36					
16:42					
16:48					
16:54					

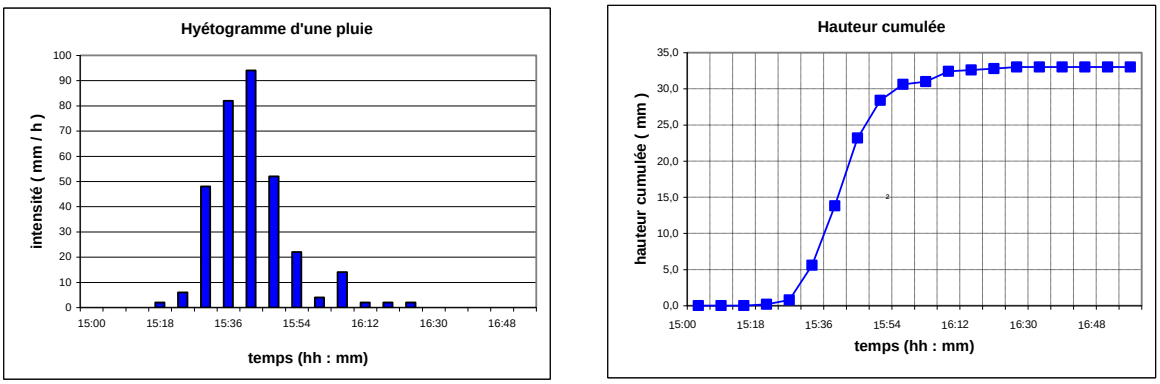


Figure 8 : Exemple de hyétogrammes simple et cumulé

Le tableau de la figure 8 se lit de la façon suivante :

Pour la ligne de 15 : 42, l'intensité sur 6 minutes est de 94 mm/h. L'intensité moyenne sur 18 minutes (3 pas de temps de 6 minutes) est (82 + 94 + 52) / 3 = 76 mm/h. On procédera de même pour 30 minutes (5 pas de temps de 6 minutes). Le résultat est 60 mm/h.

III.2.2 Pluie « historique » observée

Les observations d'événements pluvieux particuliers peuvent être utilisées directement. On parle alors de pluies « historiques ». Il s'agit en fait d'événements de référence supposés représentatifs des conditions qui doivent être gérées par les ouvrages, le plus souvent pour un niveau de service 3.

III.2.2.1 Paramétrisation

Ce mode de description repose entièrement sur le choix de pluies considérées comme références. Une fois ce choix effectué, ces évènements sont caractérisés par les paramètres habituels (cf. § III.2.1).

III.2.2.2 Intérêts/limites de la méthode

L'intérêt des pluies historiques est de fournir des références concrètes et parlantes pour des interlocuteurs non spécialistes. Cela permet de traduire les objectifs de dimensionnement en termes plus accessibles que les classiques périodes de retour.

Mais les pluies choisies sont rarement adaptées aux différents modes de défaillance possible du système d'assainissement car elles présentent des périodes de retour différentes pour différentes durées. Il est donc risqué de baser un dimensionnement uniquement sur des événements historiques. Inversement on veillera à choisir, comme exemple, des pluies adaptées au niveau de service considéré, et on évitera d'ériger en référence un événement par trop exceptionnel.

III.2.2.3 Domaine d'emploi

Le domaine d'emploi privilégié des événements historiques est la vérification d'un dimensionnement effectué avec des données plus représentatives (cf. ci-dessous).

III.2.3 Courbes IDF et HDF

On peut transformer une série chronologique de pluie (enregistrement des mesures effectuées par un pluviomètre) en une représentation statistique synthétique des événements pluvieux en calculant les fréquences d'apparition de différentes intensités de pluie ou de différentes hauteurs de pluie sur différentes durées. Pour une fréquence (période de retour) donnée on peut ajuster :

- une courbe décroissante reliant l'intensité moyenne sur une durée à cette durée.
- une courbe croissante reliant la hauteur précipitée sur une durée à cette durée.

En traçant ces courbes pour différentes périodes de retours (par exemple 1an, 2 ans, 5 ans, 10 ans, 20 ans) on obtient un abaque, permettant d'estimer l'intensité ou la hauteur à partir de la durée et de la période de retour : ce sont les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) et Hauteur-Durée-Fréquence (HDF).

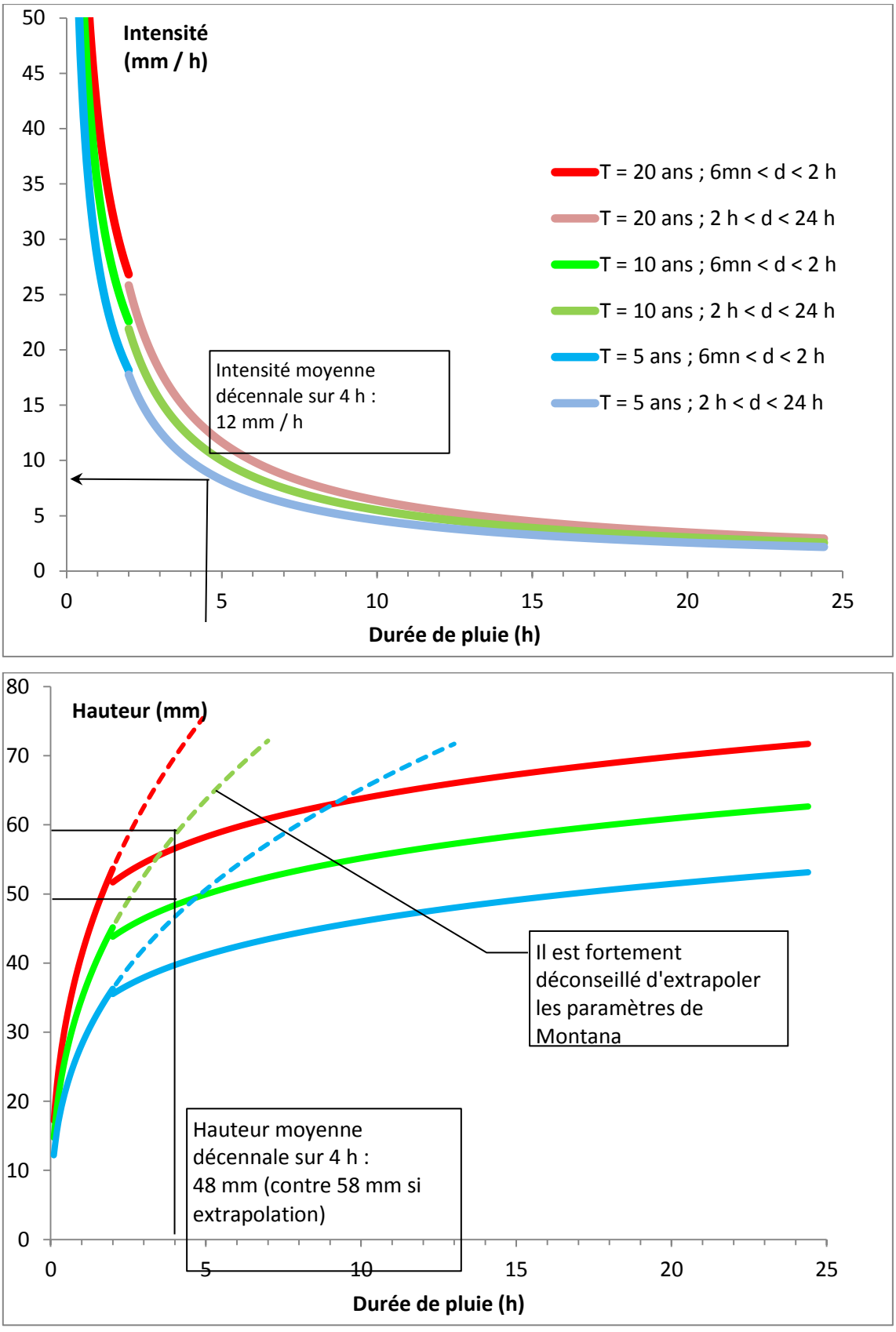


Figure 9 : Exemples de courbes intensité/durée/fréquence et Hauteur/durée/fréquence

III.2.3.1 Paramétrisation

Pour représenter les courbes HDF, la formulation la plus utilisées en France est celle de Montana :

$$H(d,T) = a.d^{1-b} \qquad \textbf{(Équation 3)}$$

H(d,T) est la hauteur de pluie (en mm) pour une durée d (en min) et pour une période de retour T
a(T) et b(T) sont les coefficients de Montana.

On en déduit facilement la formulation des courbes IDF avec :

$$I(d,T) = \frac{H(d,T)}{d} = 60.a.d^{-b} \qquad \textbf{(Équation 4)}$$

I(d,T) est l'intensité de pluie en mm/h.

Les valeurs des coefficients de Montana dépendent des unités utilisées.

Les coefficients a et b dépendent de la période de retour T et de la durée d.

On voit sur la Figure 9 que, pour une période de retour donnée, on ne peut pas représenter ces courbes par un jeu de paramètres unique pour toutes les durées. Il faut au moins 2 jeux de paramètres : le premier couvrant les durées courtes de 5 min à 1 heure voire 2 heures, le deuxième couvrant les durées supérieures.

Pour obtenir les coefficients de Montana, plusieurs solutions sont possibles :

1. Météo-France fournit à la demande les coefficients de Montana a et b pour tout pluviographe de son réseau dont la durée d'exploitation est suffisante (prestations payantes à la date d'édition de ce document).
2. Ces données peuvent également être disponibles auprès de grandes collectivités qui gèrent un parc de pluviographes pour leurs besoins propres.

Tableau 2 : Exemple de coefficients de Montana

Période de retour	Durée des pluies			
	6 minutes à 2 heures		2 heures à 24 heures	
	a	b	a	b
5 ans	6,351	0,636	16,433	0,839
10 ans	7,538	0,626	22,095	0,857
20 ans	8,700	0,620	27,599	0,869

Exemple :

Pour T=10 ans et d=4 h, nous avons : a = 22,095 et b = 0,857

D'où $H = a.d^{1-b} = 22{,}095 \times (4x60)^{1-0{,}857}$

$H = 48$ mm

Et donc $I = H/d = 48/(4x60)$

$I = 0{,}2$ mm/min = 12 mm/h

Attention : Si nous avions extrapolé, à tort, les coefficients de Montana donnés sur des périodes courtes, nous aurions obtenu : a = 7,538 et b = 0,626

Et donc H = 59 mm et I = 15 mm/h

Ce calcul hors domaine d'ajustement peut conduire à des dimensionnements aberrants (voir les conséquences au chapitre IV).

L'annexe C (cf.VII.3) contient des recommandations pour commander à Météo-France ces coefficients.

III.2.3.2 Intérêts/limites de la méthode

C'est la base de construction des pluies de projet (cf. § III.2.4). Elle est également intégrée dans la méthode de Caquot (cf. § III.7.1.3.2).

Il est nécessaire d'être vigilant sur le fait qu'elle peut être exprimée selon deux formulations (intensité ou hauteur) très semblables en apparence, mais qui diffèrent par la valeur et le signe de l'exposant.

III.2.3.3 Domaine d'emploi

C'est une méthode adaptée à de nombreuses utilisations : dimensionnement de capacités de transport ou de stockage, pour des niveaux de service de 1 à 4, à conditions de disposer des données nécessaires à la construction de la courbe intensité-durée pour la fréquence considérée.

III.2.4 Pluie de projet

Les courbes IDF et HDF constituent des descriptions statistiques globales d'un ensemble d'événements pluvieux, sans autre information chronologique que les périodes de retour. Pour conduire une analyse fine des débits de pointe et des volumes ruisselés, il est parfois nécessaire de calculer un hydrogramme (variation du débit au cours du temps) à l'exutoire d'un bassin versant. Il faut alors représenter la pluie par un hyétogramme décrivant la variation de l'intensité pluvieuse au cours du temps.

On appelle *pluie de projet* une pluie synthétique définie par un hyétogramme type, non observé et de forme simplifiée. Ce hyétogramme est construit à partir des caractéristiques statistiques des pluies, en général décrites par les courbes IDF.

III.2.4.1 Paramétrisation

Une pluie de projet est définie au minimum par sa période de retour, par sa durée et par sa forme. En fonction de cette forme d'autres paramètres peuvent être nécessaires.

La forme la plus simple est un rectangle d'intensité constante. On utilise plus couramment un hyétogramme triangulaire isocèle, dit « simple triangle ». Dans les deux cas, en fixant la durée de l'événement (de l'ordre du temps de concentration du bassin cf. III.7.1.2) et la période de retour souhaitée, on obtient une intensité moyenne. Dans le cas du triangle, l'intensité maximum est alors le double de cette valeur moyenne.

Une extension du principe de construction de la pluie triangulaire permet de créer un hyétogramme plus complexe en assemblant deux triangles. Il faut alors définir une durée totale et une durée de pluie intense, calculer les intensités correspondantes à chaque durée pour une période de retour donnée, et réaliser l'assemblage de deux triangles correspondant à ces paramètres. Cet assemblage peut être symétrique (2 triangle isocèles de même axe de symétrie) ou dissymétriques (pointe avancée ou retardée) (cf. Figure 11). La durée de la pluie intense est calée sur le temps de concentration au point de calcul.

On peut poursuivre la démarche et définir une pluie de projet dont l'intensité sur plusieurs durées a la même période de retour. C'est la pluie de Chicago.

Pour plus de détail sur la construction des pluies de projet on peut se reporter à La Ville et son Assainissement (CERTU, 2003).

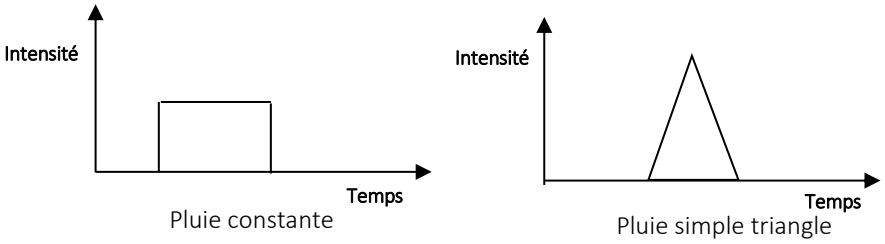


Figure 10 : Formes courantes de pluies de projet

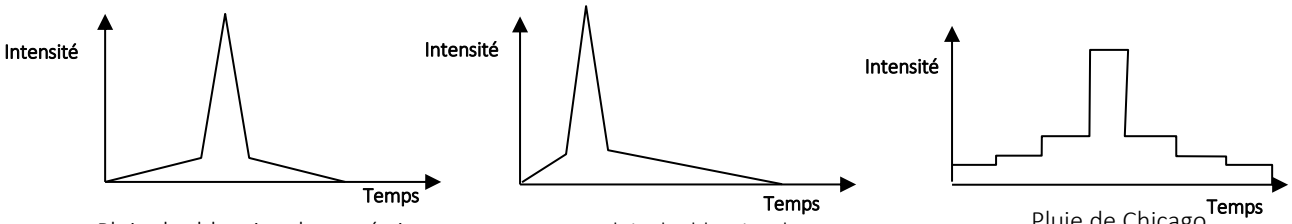


Figure 11 : Autres formes de pluies de projet

III.2.4.2 Intérêts/limites de la méthode

Les pluies de projet constituent un compromis entre les pluies historiques et les courbes IDF. Comme les premières, elles fournissent des hyétogrammes, très utiles pour alimenter des modèles et réaliser des simulations. On gagne en représentativité par rapport aux pluies historiques en basant leur construction sur des paramètres issus de l'analyse statistique IDF. On peut de plus introduire une certaine diversité de formes de hyétogrammes en particulier si on adopte une forme double triangle dissymétrique. Néanmoins on se limite en pratique à une seule ou quelques pluies de projet, et on ne capture pas toute la variabilité des situations réelles.

III.2.4.3 Domaine d'emploi

Elles sont surtout utilisées en modélisation, pour générer des hydrogrammes et simuler le fonctionnement et le dimensionnement des ouvrages de transfert (double triangle et/ou Chicago) et certains ouvrages de stockage (simple triangle) pour les niveaux de service 1 à 3.

III.2.5 Chronique de pluies

Cette méthode consiste à utiliser une chronique de pluies observées ou synthétiques, représentées par leurs hyétogrammes, dans un modèle de calcul. Elle permet d'une part de généraliser l'approche à base de pluie historique : une chronique constitue une collection de plusieurs dizaines ou même centaines d'événements pluvieux observés et permet de prendre en compte une grande diversité de situations. En outre la chronique permet de prendre en compte les séquences d'événements successifs, qui jouent un rôle important en particulier en hiver et lorsqu'on s'intéresse au fonctionnement des nappes.

III.2.5.1 Paramétrisation

Bien qu'on utilise assez directement des enregistrements de résultats de mesure, l'utilisateur doit spécifier certaines options :

- la durée de la chronique ;
- la période retenue ;
- le pas de temps.

La durée est au minimum d'une année hydrologique (débutant en période de nappes basses, en fin d'été) et de préférences plusieurs, en fonction des objectifs visés.

La période correspond au choix des années, qui ne sont pas nécessairement consécutives. On privilégie des données récentes et représentatives (en fonction des objectifs) : les années très sèches sont en général évitées, les années très humides peuvent faire l'objet d'une exploitation spécifique.

Le pas de temps de 6 min est en général disponible et convient à toutes les utilisations. Un ré-échantillonnage à des pas plus longs (de l'heure à la journée) peut être compatible avec les objectifs et permet de réduire les temps de calcul.

III.2.5.2 Intérêts/limites de la méthode

L'intérêt de la méthode a été décrit dans sa présentation, et tient en un mot « représentativité ». Mais celle-ci est subordonnée à la longueur de la chronique et aux choix des années. Elle est assez facile à obtenir pour les niveaux de service 1 et 2 qui constituent son domaine d'emploi privilégié (cf. § III.2.5.3). Les limites sont liées d'une part à la disponibilité et au coût des données, et d'autre part à l'adéquation entre le pas de temps des enregistrements et la puissance de calcul nécessaire pour bien représenter les processus sur une durée suffisante.

III.2.5.3 Domaine d'emploi

Les chroniques de pluie permettent de faire des simulations de fonctionnement notamment le remplissage et la vidange des capacités de stockage et les volumes rejetés à l'échelle d'un ouvrage ou d'un réseau. Elles nécessitent donc de disposer d'un outil de simulation (modèle). Elles sont surtout utilisées pour les niveaux de service 1 et 2.

III.3 EVAPOTRANSPIRATION

L'atmosphère constitue un exutoire possible pour les eaux pluviales par le biais de l'évapotranspiration. L'eau liquide est alors évacuée sous forme de vapeur à partir :

- de la surface d'un plan d'eau ;
- de stockages de surface (dépressions, feuillage) ;
- à partir d'un sol ou d'un substrat via l'action de la végétation et de remontées capillaires.

Le flux d'évapotranspiration résulte de phénomènes physiques et biologiques complexes, permettant d'acheminer l'eau du sol jusqu'en surface, de la vaporiser, et de la disperser dans l'atmosphère.

On distingue :

- l'évapotranspiration potentielle (ETP), calculée à partir de paramètres physiques mesurés et peut être fournie à une échelle journalière par Météo-France;
- l'évapotranspiration réelle (ETR), observable pour un couvert végétal donné dans un contexte agro-météorologique donné.

L'évapotranspiration potentielle peut être calculée par diverses formules, la plus classique étant celle de Penman-Monteith, qui fait intervenir le flux d'énergie solaire, la température, le taux d'humidité et la vitesse du vent. Elle correspond à l'évapotranspiration d'un gazon convenablement irrigué.

Pour un sol suffisamment alimenté en eau, l'évapotranspiration réelle peut être estimée en appliquant un coefficient dit "cultural" déterminé à l'origine pour des applications agronomiques et qui prend en compte la nature de la végétation et son stade de développement. Les valeurs usuelles de coefficient cultural en climat tempéré sont comprises entre 0.3 et 1,1 et peuvent atteindre 1,2.

En pratique l'évapotranspiration potentielle et l'évapotranspiration réelle maximum observable sont du même ordre de grandeur et comparables à l'évaporation observée sur un plan d'eau.

Le tableau suivant donne les valeurs d'ETP annuelles moyennées sur 30 ans pour quelques villes françaises, ainsi que le bilan pluie-ETP correspondant. On constate qu'à l'échelle annuelle ce bilan est déficitaire, voire très déficitaire dans la plupart des régions.

Tableau 3 : (source Météo-France)

	ETP (mm/an)	Précipitations (mm/an)	Bilan Pluie-ETP (mm/an)
Nantes	867	819	- 48
Brest	714	1 210	495
Paris (Roissy)	853	693	- 160
Lille	752	742	- 10
Lyon	950	832	- 119
Marseille	1 332	515	- 817
Strasbourg	811	665	- 146
Bordeaux	956	944	- 13
Nîmes	1 162	763	- 399
Montpellier	1 210	629	- 582

A l'échelle journalière le débit qui peut être évacué vers l'atmosphère est relativement modeste en particulier en période hivernale (cf. figure 12). En effet ce débit est proportionnel à la surface Se mobilisée pour l'évapotranspiration qui est en général différente de la surface Sa de l'impluvium (sauf pour les toitures végétalisées). Il faut donc multiplier les débits spécifiques d'évapotranspiration par le rapport Se/Sa pour pouvoir comparer la capacité de l'exutoire atmosphérique au débit apporté par la pluie.

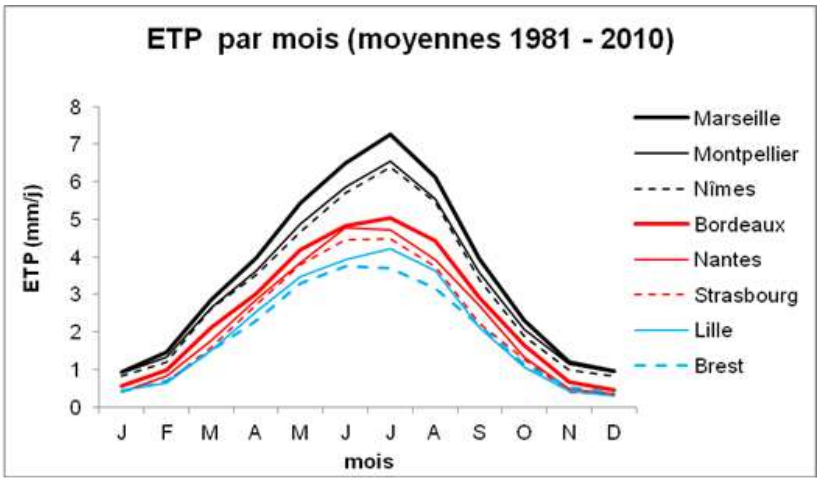


Figure 12 : Variations mensuelles d'évapotranspiration potentielles dans diverses villes métropolitaines

Le potentiel de l'évapotranspiration ne peut être pleinement exploité qu'en mettant en place une capacité de stockage adaptée à des temps de vidange de plusieurs jours. Certains concepteurs préfèrent négliger ce débit, qui constitue alors une marge de sécurité. En pratique on constate que les flux évapotranspirés ne sont pas négligeables et contribuent substantiellement à "abattre" les volumes transférés vers l'aval *à l'échelle de l'année*. En revanche cet abattement ne peut être garanti pour tous les événements : outre les faibles valeurs d'ETP hivernale, on observe d'importantes variations d'un jour à l'autre (en relation avec les événements pluvieux), et sur une période donnée, les écarts entre les ETP journalières et décadaires et les valeurs moyennes sont importants, comme le montre la Figure 13.

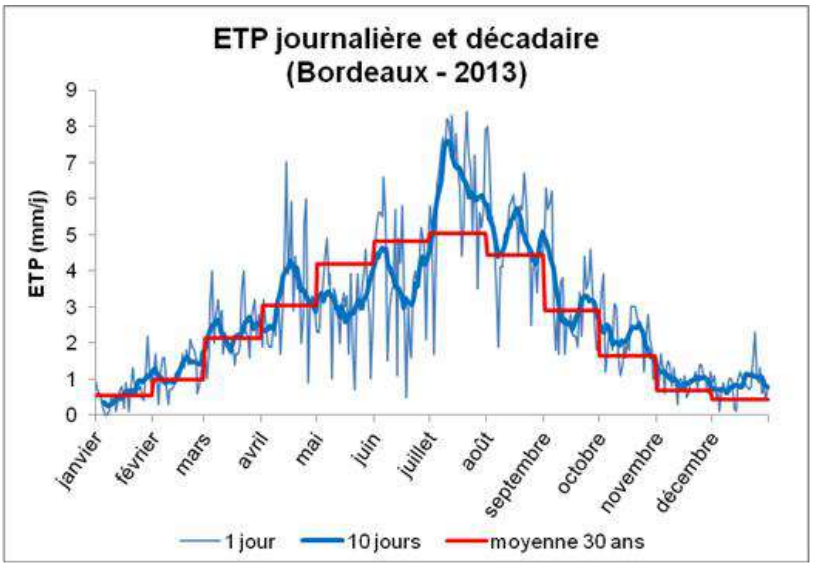


Figure 13 : Exemple de variations d'ETP à diverses échelles de temps

III.4 PRODUCTION ET CALCUL DES VOLUMES - COEFFICIENTS D'APPORTS ET DE RUISSELLEMENT

III.4.1 Transformation pluie – Ruissellement à l'échelle d'une surface homogène

La pluie qui tombe est appelée pluie brute, alors que la pluie qui participe au ruissellement est appelée pluie nette (Pluie nette = Pluie brute – pertes au ruissellement). La transformation permettant le passage de la pluie brute à la pluie nette est appelée fonction de production.

Sur une surface imperméable, les pertes correspondent au volume absorbé pour le mouillage de la surface et le stockage dans les microdépressions, qui est évaporé en fin de pluie. Pour les surfaces de voirie classique, les infiltrations participent à ces pertes et atteignent 0.5 à 1 mm/h.

Toutes pertes confondues, la différence entre pluie brute et pluie nette ne représente pour ces surfaces que quelques millimètres, et elle est souvent négligée au regard des fortes valeurs de pluie généralement prises en compte pour les dimensionnements d'ouvrages. Cependant lorsque l'on s'intéresse aux pluies de niveau 1 (c'est à dire les pluies de faible intensité), cet écart doit être pris en compte car il devient significatif.

Pour les surfaces perméables (espaces verts ou techniques alternatives de gestion des eaux pluviales), l'élément principal des pertes au ruissellement correspond aux infiltrations (stockage dans les pores du sol et écoulements souterrains), mais il varie en fonction de l'intensité et de la durée de la pluie. En pratique les surfaces perméables ne participent à la production de ruissellement que pour les pluies longues et intenses correspondant au dimensionnement d'ouvrages de stockage pour un niveau de service 2.

Le rapport entre le volume ruisselé et le volume précipité est appelé « coefficient de ruissellement » (Cr) lorsqu'il est calculé sur des durées assez courtes (inférieures à une heure), pour calculer des débits de pointe (cf. § III.7.1).

Le même rapport prend le nom de « coefficient d'apport » (Ca) s'il est calculé sur des durées de plusieurs heures, voire plusieurs jours. Le coefficient d'apport est utilisé pour dimensionner des volumes de stockage.

Les valeurs du coefficient du ruissellement et du coefficient d'apport varient avec la pluie utilisée pour les calculer : ils ont tendance à augmenter lorsque la pluie est plus intense. De plus les coefficients d'apports sont plus élevés que les coefficients de ruissellement, surtout pour les surfaces perméables : leur apport est d'autant plus sensible qu'on s'intéresse à des événements plus intenses et de plus longue durée.

Pour des pluies fortes, on considère généralement que les coefficients Cr_i et Ca_i pour les surfaces imperméables sont compris entre 0,7 et 1 (Berthier, 1999) et (Ramier, 2005).Pour les petites pluies (niveau de service 1), on peut choisir une valeur de coefficient de ruissellement plus faible Cr_i = 0,5 à 0,7.

A l'inverse pour les surfaces perméables, on considère que Ca_p et Cr_p sont égaux à 0. Mais pour les évènements pluvieux importants (niveau de service 3), le coefficient d'apport prend une valeur significative (Ca_p = 0,1 à 0,4). Pour les évènements exceptionnels (niveau de service 4), Cr_p et Ca_p peuvent tendre vers 1.

III.4.2 Transformation pluie – Ruissellement à l'échelle d'un bassin versant

Un bassin versant (BV) est défini par rapport à un point de collecte ou à un ouvrage et correspond à la surface pour laquelle les eaux ruisselées sont acheminées vers ce point ou cet ouvrage que l'on appelle exutoire. On peut ainsi définir le bassin versant d'une toiture (c'est cette toiture elle-même), d'une noue, d'un ouvrage de stockage, d'un réseau de collecte…

Les notions de coefficients de ruissellement et de coefficient d'apport définis pour des surfaces homogènes peuvent être généralisées à un bassin versant hétérogène en gardant les mêmes définitions. Pour estimer ces paramètres il faut prendre en compte une description de l'occupation du sol du bassin versant.

On peut caractériser grossièrement cette occupation du sol par un paramètre, le taux d'imperméabilisation du BV ($Imp_{BV,}$), rapport entre la superficie imperméabilisée connectée à l'exutoire sur le BV et la superficie totale du BV. Son complément à 1, (exprimé par 1 - Imp_{BV}), regroupe les surfaces perméables et les surfaces imperméables non raccordées au système de collecte.

On peut alors combiner les valeurs de Cr et Ca présentées au paragraphe précédents pour construire le tableau ci-après.

Tableau 4 : Valeurs indicatives de coefficients de ruissellement et de coefficient d'apport en fonction du niveau de service

Niveau de service / Coefficient	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4
Cr_{bv}	Cr_i *x* Imp_{BV}	Imp_{BV}	Imp_{BV}	1
Ca_{bv}	Imp_{BV}	Imp_{BV}	$Imp_{BV} + Ca_p(1- Imp_{BV})$	1

Les notions de bassin versant, de coefficient de ruissellement et du coefficient d'apport supposent que les surfaces contribuant au ruissellement, et notamment les surfaces imperméabilisées sont connectées en permanence (et sans régulation dans le cas du coefficient de ruissellement) à l'exutoire. Ce n'est pas le cas lorsqu'on met en place des systèmes de gestion des eaux pluviales à la source ou sur le parcours.

Ainsi une chaussée réservoir ne doit pas être connectée au réseau aval pour des pluies modérées (niveau de service 2) ne saturant pas sa capacité de stockage. Plus précisément la contribution de cette chaussée au coefficient du ruissellement est négligeable pour ces pluies, mais sa contribution au coefficient d'apport ne l'est pas si elle est conçue avec une vidange vers le réseau.

En revanche elle se comporte comme une chaussée classique lorsque sa capacité de stockage est saturée : elle peut être considérée comme totalement connectée et contribue totalement aux coefficients de ruissellement et d'apport.

En pratique des raisonnements simplifiés peuvent suffire pour une première approche du projet. Pour le dimensionnement des ouvrages de transfert au sein de l'opération on peut négliger l'influence des ouvrages de gestion à la source sur le coefficient d'imperméabilisation et les débits.

D'une manière générale les notions de coefficient de ruissellement et de coefficient d'apport supposent que les pertes sont proportionnelles à la pluie. La fonction de production des ouvrages de gestion à la source n'est pas conforme à cette hypothèse. Il faut alors mener une réflexion au cas par cas pour évaluer la fraction de la pluie brute à prendre en compte dans le dimensionnement (cf. § II.2.4 et V.1) en fonction du niveau de service.

III.5 DEBIT DE VIDANGE D'UN OUVRAGE DE STOCKAGE

III.5.1 Calcul d'un débit d'infiltration

Le sol constitue un exutoire à privilégier pour l'évacuation des eaux pluviales reçues sur la zone à aménager. Les débits instantanés infiltrables étant toujours limités, il faut combiner ce mode d'évacuation avec une capacité de stockage tampon. Le débit d'infiltration constitue alors le débit de fuite de ce stockage, et en détermine la capacité.

Dans les gammes de perméabilité permettant l'infiltration des eaux pluviales, c'est généralement l'application de la loi de DARCY simplifiée qui permet de déterminer, pour une surface d'infiltration donnée, le débit infiltré à travers cette surface dans la zone non saturée. Elle peut être formulée ainsi :

$$Q_{infiltration} = K \times S_{infiltration} \quad \textbf{(Équation 5)}$$

Avec :

Q en m^3/s
K en m/s, supposé homogène sur la surface d'infiltration
S en m²
K est choisi en tenant compte des résultats de l'étude géotechnique (cf. § II.3.3.1.4).
Pour assurer une bonne infiltration et limiter la taille des ouvrages il est préférable que la perméabilité du sol K soit comprise entre 10^{-3} et 10^{-6} m/s. Pour les sols dont la perméabilité est supérieure à 10^{-2} m/s il convient de reconstituer une couche de perméabilité plus faible permettant d'assurer une filtration. C'est donc la perméabilité de cette couche qu'on retiendra comme base de calcul.

La perméabilité des sols est une caractéristique susceptible de varier dans l'espace (en X, Y et Z) et dans le temps, avec un colmatage de la surface d'infiltration. Il est ainsi préconisé de diviser par 2 la valeur du débit d'infiltration estimé.

En toute rigueur, pour la surface d'infiltration, plusieurs cas de figures peuvent être rencontrés selon la conception de l'ouvrage :

- surface d'infiltration constante, quelles que soient les conditions de remplissage de l'ouvrage : dans ce cas, le débit de fuite est considéré constant et se calcule par l'équation 5 ci-dessus ;
- surface d'infiltration variable selon les conditions de remplissage de l'ouvrage : dans ce cas le débit de fuite varie avec le remplissage de l'ouvrage, jusqu'à Q max.

Néanmoins, dans le deuxième cas, l'incertitude liée à la variation de surface est faible par rapport à l'incertitude affectant la perméabilité. Elle est en général négligée.

Pour les noues et fossés assimilables à des bassins de rétention/infiltration alimentés directement par le ruissellement on prendra en compte la largeur au miroir de l'ouvrage à condition que le fond soit protégé contre le colmatage. La détermination du débit de fuite par mètre linéaire d'ouvrage se fait par la formule :

$$Q = K \times L_{miroir} \quad \textbf{(Équation 6)}$$

où L_{miroir} varie de 0 à la largeur de la noue

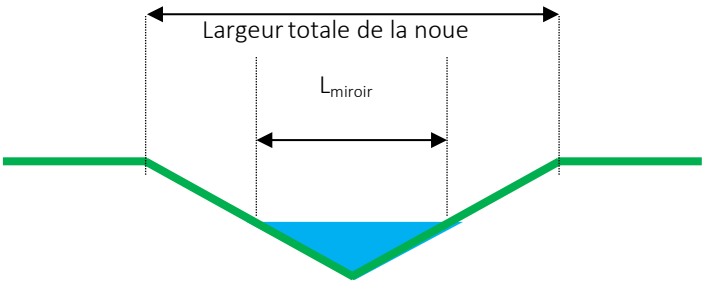


Figure 14: Dimensions caractéristiques d'une noue

La Figure 15 montre l'exemple du calcul pour un puits d'infiltration :

$$Q = K \cdot \pi \cdot \left(\frac{B^2}{4} + B \cdot H\right) \qquad \textbf{(Équation 7)}$$

Où H varie de 0 à H_p et H_p est la profondeur du puits dans l'horizon perméable.

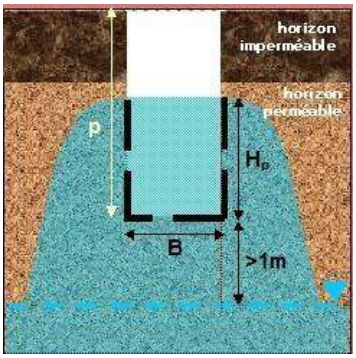


Figure 15 : Notations utilisées dans la loi de vidange d'un puits d'infiltration – Equation 7

Pour des ouvrages d'infiltration recevant des eaux susceptibles d'être chargées en matières en suspension (par exemple, celles en provenance de collecteurs) on ne prendra en compte, comme surface infiltrante, que les parois latérales en raison du risque de colmatage rapide du fond. La loi de vidange devient alors :

$$Q = K \cdot \pi \cdot B \cdot H \qquad \textbf{(Équation 8)}$$

Pour plus de précisions, on consultera utilement le guide « L'infiltration en questions - Recommandations pour la faisabilité la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain » (De Becdelièvre & Barraud (coordinateurs), 2009).

III.5.2 Débit d'évapotranspiration

En pratique, on néglige le débit d'évapotranspiration pour les ouvrages courants, sauf pour les toitures végétalisées.

III.5.3 Débit de transfert vers l'aval

Le débit de vidange est déterminé par des organes de contrôles tels que vannes, ajuteurs, régulateurs, pompes, en fonction des capacités des ouvrages.

III.6 CALCUL D'UN VOLUME DE STOCKAGE D'EAUX PLUVIALES

La gestion des eaux pluviales nécessite la construction de capacités de stockage (cf. § II.2.4). Ces capacités peuvent desservir des surfaces plus ou moins étendues : une toiture, une chaussée, plusieurs parcelles, un quartier… Elles peuvent être intégrées ou dissociées des surfaces collectées et prendre des formes très variées : toiture terrasse (végétalisée ou non, noue), chaussée réservoir, cuve de récupération d'eau de pluie, bassin d'infiltration, jardin de pluie, bassin de retenue… détaillées dans le chapitre V. Les deux paramètres clé de dimensionnement sont l'entrée pluviométrique (cf. § III.2) et le débit dit « de fuite », qui peut être fixé en prenant en compte les contraintes du site (perméabilité cf. § III.5, évapotranspiration potentielle cf. § III.3) et les prescriptions règlementaires.

Le calcul du volume utile d'un bassin de rétention peut être approché dans un premier temps par des méthodes simples. Dans un deuxième temps, il est conseillé de vérifier le fonctionnement de l'ouvrage intégré dans son réseau amont et aval avec un modèle numérique simulant l'effet d'une chronique de pluies.

Parmi les méthodes simples, nous pouvons conseiller l'emploi de la méthode des pluies qui se programme facilement sur un tableur.

La méthode des pluies est basée sur une analyse pour une période de retour donnée des lames d'eau précipitées sur des durées croissantes, de quelques heures à quelques jours, pour construire une courbe enveloppe des précipitations. Cette courbe est ensuite comparée à la courbe des volumes évacués sur la même durée (une droite dans le cas d'un débit de fuite constant) pour évaluer une capacité de stockage.

Les hauteurs de pluie H_e (en mm) sont calculées avec la loi de Montana (cf. § III.2.3), en choisissant des couples des coefficients de Montana calculés pour des durées supérieures à 2 heures :

$$H_e = a(T)d^{1-b(T)} \qquad \textbf{(Équation 9)}$$

Le volume ruisselé V_e (en m^3) pour une pluie de durée d (en min) est donc :

$$V_e = 10.C_a.A.H_e = 10.C_a.A.a(T)d^{1-b(T)} \qquad \textbf{(Équation 10)}$$

Avec :

C_a, le coefficient d'apport,
A, la surface du bassin versant en ha.

Si le débit de fuite Q_f est constant, le volume évacué V_f au bout d'une durée d est :

$$V_f = 0,06.Q_f.d \qquad \textbf{(Équation 11)}$$

Avec :

V_f en m^3
Q_f en l/s
d en min

Le volume V à stocker dans la retenue est donc :

$$V = V_e - V_f = 10.C_a.A.a.d^{1-b} - 0,06.Q_f.d \qquad \textbf{(Équation 12)}$$

La figure 11 illustre ces relations par la représentation de la courbe enveloppe des précipitations qui produit $V_e = 10.C_a.A.a.d^{1-b}$ et la représentation de la droite qui traduit l'évolution dans le temps de V_f pour Q_f = constante.

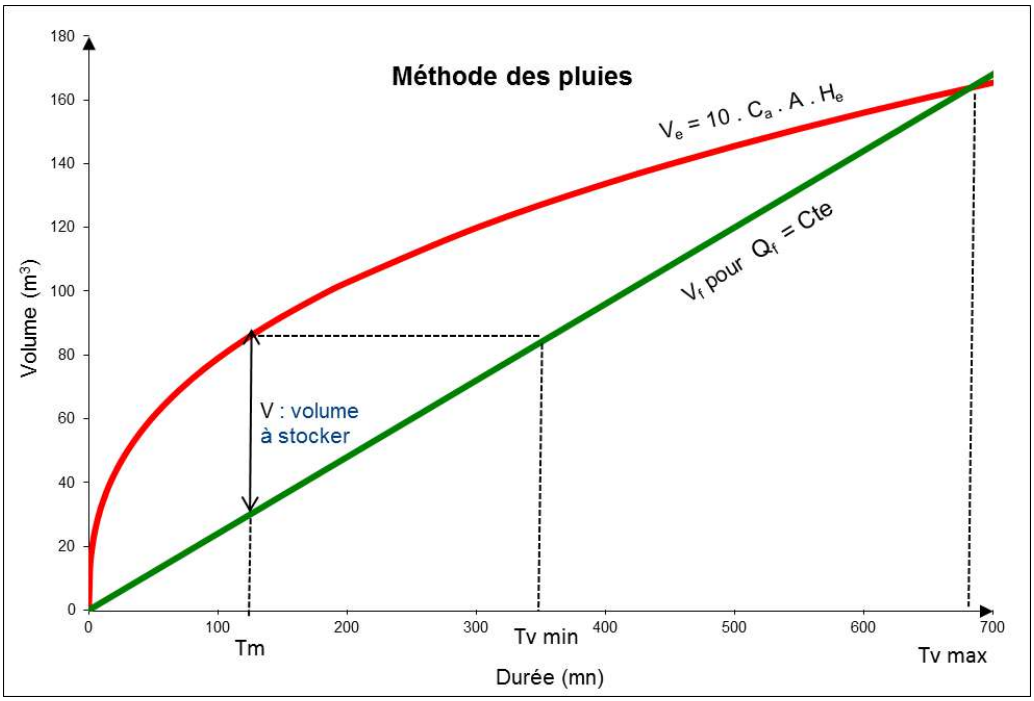


Figure 16 : Illustration du principe de calcul de la méthode des pluies

Le volume maximal V_m à donner au bassin de retenue est obtenu lorsque l'écart entre la courbe et la droite est maximal. Cela se produit au bout d'une durée T_m exprimée selon :

$$T_m = \left[\frac{0{,}06 \cdot Q_f}{10 \cdot C_a \cdot A \cdot a \cdot (1-b)}\right]^{-1/b} \qquad \textbf{(Équation 13)}$$

Avec :

Tm en min
Q_f en l/s
A en ha
En reportant cette valeur dans l'expression du volume stocké, nous obtenons le volume de stockage V_m

$$V_m = 0{,}06 . \frac{b}{1-b} . T_m Q_f \quad \textbf{(Équation 14)}$$

Avec :

V_m en m^3
Q_f en l/s
T_m en min

Une limitation du temps de vidange (24 à 48 heures, par exemple) peut être souhaitable pour :

- rester compatible avec des débits de fuite réalistes
- faciliter la détection d'une défaillance de la vidange : colmatage, bouchage…
- libérer l'ouvrage en cas d'usage multiples : espaces verts
- rassurer les riverains sur le bon fonctionnement de l'ouvrage

En revanche elle n'a pas pour but la prise en compte d'un nouvel évènement pluvieux car la méthode des pluies intègre implicitement cette succession.

Le temps de vidange est T_v compris entre T_{v_min} et T_{v_max} avec

$$T_{v_min} = \frac{V_m}{Q_f} \quad \textbf{(Équation 15)}$$

$$T_{v_max} = \left[\frac{0{,}06 \cdot Q_f}{10 \cdot C_a \cdot A \cdot a}\right]^{-1/b} \quad \textbf{(Équation 16)}$$

Avec T_v, T_{v_min} et T_{v_max} en min.

La valeur T_{v_min} correspond à l'hypothèse optimiste pour laquelle la pluie cesserait dès que le bassin est plein. La valeur T_{v_max} est une approximation calculée à partir de l'enveloppe des évènements possibles et ne représente donc pas la vidange d'un évènement réel.

Limite de la méthode :

Pour des T_m supérieurs à 24 heures c'est-à-dire un débit de fuite très faible (inférieur ou égal à 2 l/s/ha), cette méthode peut sous-dimensionner le volume de stockage (cf. (Roux, Chaumeau, & Cusenier, 2013)). On peut alors utiliser un coefficient de sécurité de l'ordre de 20% sinon on met en œuvre la méthode des volumes.

Dans l'IT 77, cette méthode était présentée sous forme d'abaque obtenu sur quelques séries pluviométriques disponibles à l'époque. Cet abaque est désormais caduc. Mais le principe de la méthode garde tout son intérêt et prend désormais la forme d'une modélisation simple alimentée par une longue chronique de pluie (au moins 5 ans pour des périodes de retour inférieures à un an et 3 fois la période de retour au-delà). Cette modélisation permet de traiter rigoureusement le cas où le débit de vidange est variable. L'exploitation statistique des volumes stockés simulés permet d'affiner le dimensionnement.

III.7 CALCUL DES DEBITS A L'EXUTOIRE D'UN BASSIN DE COLLECTE

En principe les débits transités au-delà de l'exutoire d'une zone de collecte peuvent varier en fonction du niveau de service : plus le niveau de service est bas, plus on privilégie la rétention par des dispositifs de limitation des débits transférés et/ou par une évacuation locale des débits dans le sol ou dans l'atmosphère. En pratique les transferts de débits à l'aval d'une zone aménagée ne sont effectifs qu'à partir du niveau de service supérieur à 2.

A l'intérieur de la zone aménagée des transferts peuvent être effectués pour des niveaux de service plus bas. On peut opter pour un dimensionnement « confortable » de ces ouvrages de transfert interne en leur affectant systématiquement un niveau de service 2, sans prendre en compte les capacités de stockage et de régulation.

Pour dimensionner des ouvrages de transfert, il faut s'intéresser aux processus de formation des hydrogrammes, c'est-à-dire la courbe d'évolution des débits en fonction du temps.

Les hydrogrammes issus de chaque surface productrice d'eau de ruissellement cheminent vers leurs exutoires par des parcours plus ou moins longs et rapides. Le débit observé au niveau d'un exutoire[9] résulte de la combinaison de ces débits élémentaires plus ou moins amortis et décalés dans le temps en fonction de la durée de leur cheminement.

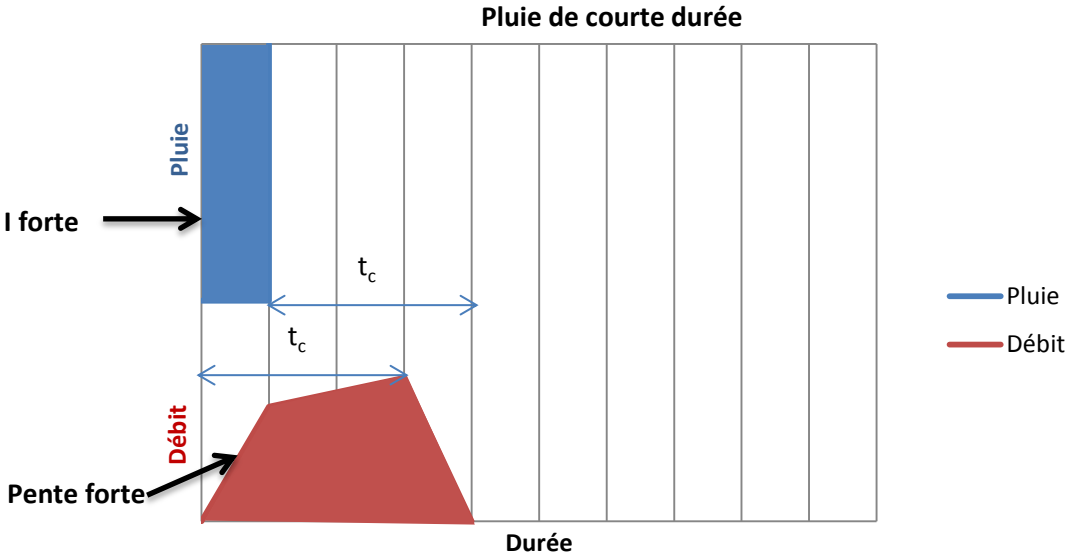
Une fonction de transfert décrit la transformation d'un hydrogramme entre un ensemble de sources et un exutoire en conservant les volumes.

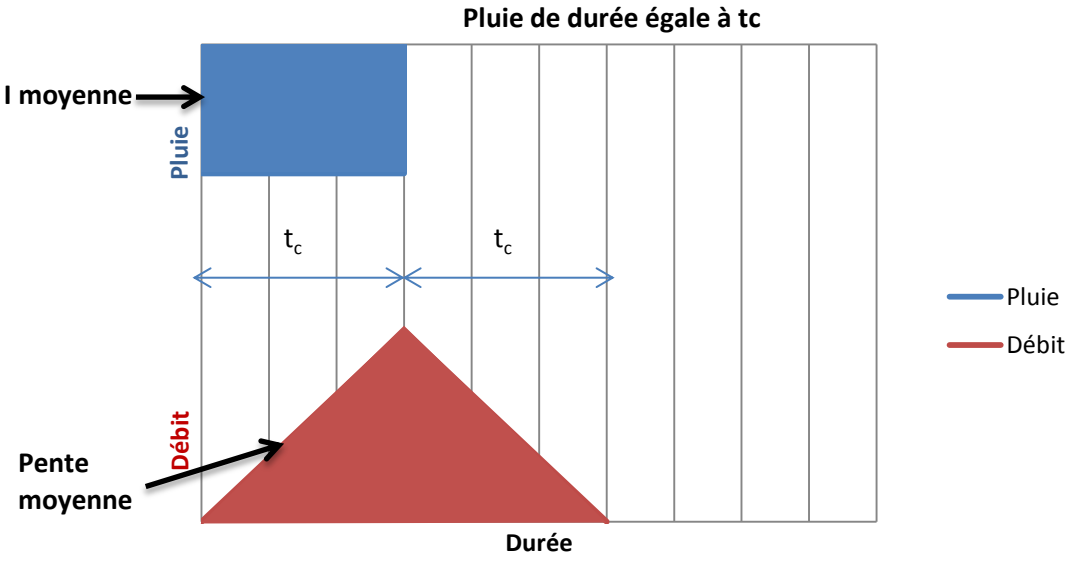
[9] On entend ici par exutoire non seulement un point de sortie des eaux hors de la zone aménagée, mais aussi tous les points de transfert intermédiaires situés à l'amont de cet exutoire général. Il s'agit en particulier des entrées et sorties d'ouvrages de stockage ou d'infiltration

III.7.1 Principes de calcul du débit de pointe

III.7.1.1 Temps de concentration d'un bassin versant

Le dimensionnement d'un ouvrage de transfert se base sur le débit maximum de l'hydrogramme généré par une pluie de référence. Celle-ci est définie par sa durée et sa période de retour. Pour une période de retour donnée, la durée de pluie qui génère le débit le plus fort est en première approximation égale à une durée caractéristique du bassin versant appelé temps de concentration. Le temps de concentration tc_{BV} d'un bassin représente le temps de parcours entre la surface productrice du bassin versant la plus éloignée hydrauliquement de son exutoire et l'exutoire proprement dit.





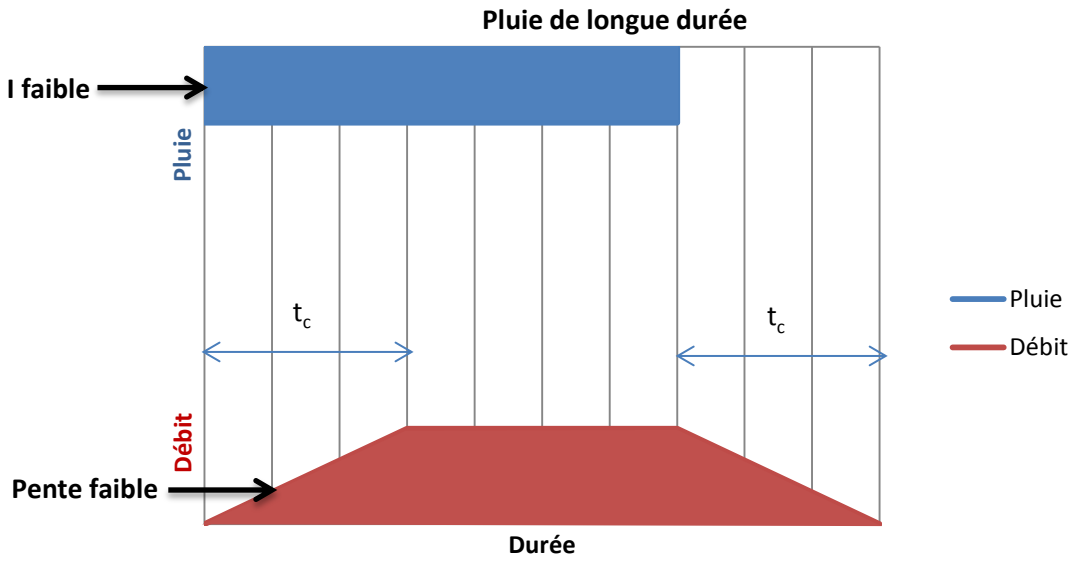


Figure 17 : Influence de la durée de la pluie sur le débit maximum engendré

La Figure 17 représente 3 pluies encadrant le temps de concentration d'un bassin versant donné, et suivant la loi de Montana, donc de même période de retour. Elle présente également les hydrogrammes schématiques engendrés.

Pour la pluie de longue durée, donc de faible intensité, le débit croit lentement jusqu'au temps de concentration. La totalité du bassin versant est alors mobilisée et fournit un débit constant jusqu'à la fin de la pluie. Après la fin de la pluie, le ruissellement se tarit progressivement en commençant par les zones les plus proches de l'exutoire. Les dernières contributions parviennent au bout du temps de concentration.

Pour la pluie de courte durée, donc de forte intensité, la montée du débit est plus rapide, jusqu'à la fin de la pluie. Celle-ci intervient avant que la totalité de la surface du bassin versant ait été mobilisée. Le palier qui suit représente le transfert des débits produits par des surfaces de plus en plus éloignées de l'exutoire. Lorsque la contribution des zones les plus éloignées atteint l'exutoire au bout du temps de concentration le débit commence à décroitre comme dans le cas précèdent.

La pluie intermédiaire, de durée égale à t_c, conjugue les deux phénomènes : montée du débit pendant le temps de concentration, à une pente intermédiaire puisque l'intensité est également intermédiaire, directement suivie de la décroissance.

La conjugaison entre la loi de Montana et l'évolution des surfaces contribuant au ruissellement conduit ainsi à un débit maximum engendré par la pluie de durée t_c.

Les figures 18 et 19 détaillent ce mécanisme en l'appliquant à un bassin rectangulaire.

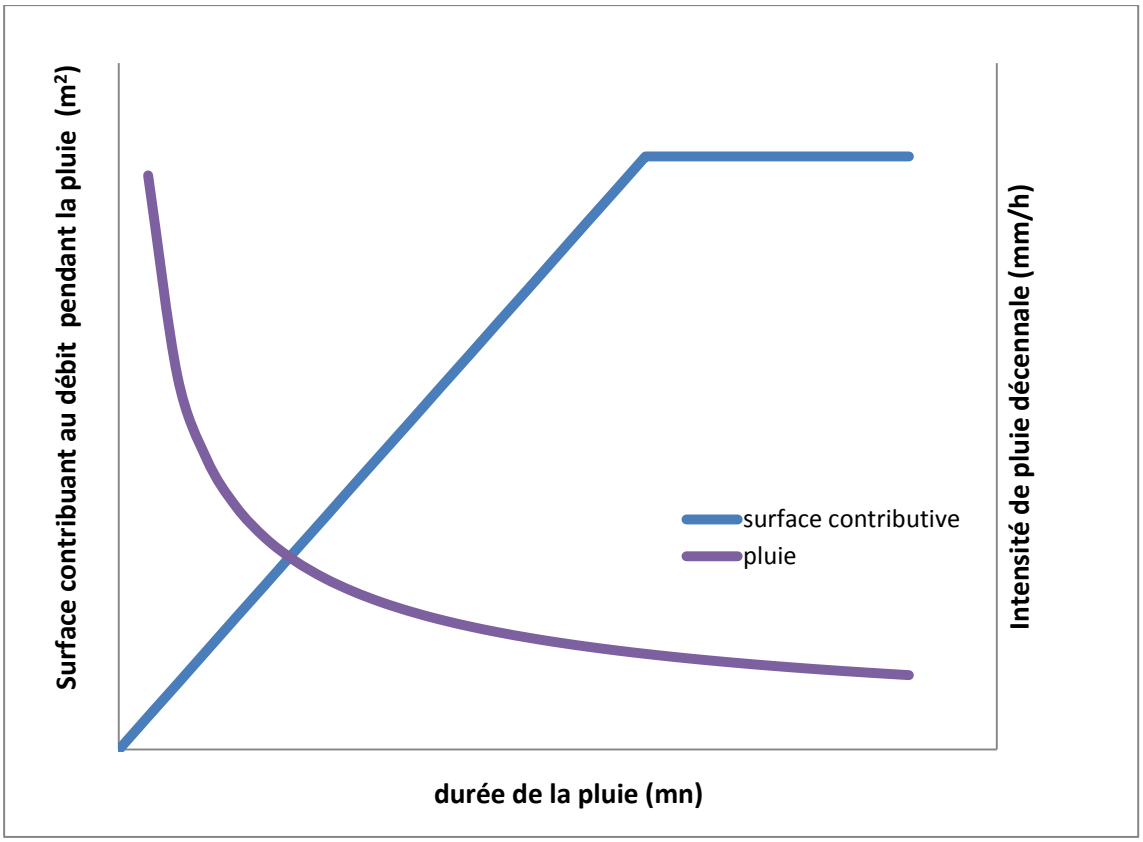


Figure 18 : Courbes comparées de croissance de la surface contributive et décroissance de l'intensité pluvieuse en fonction de la durée de la pluie

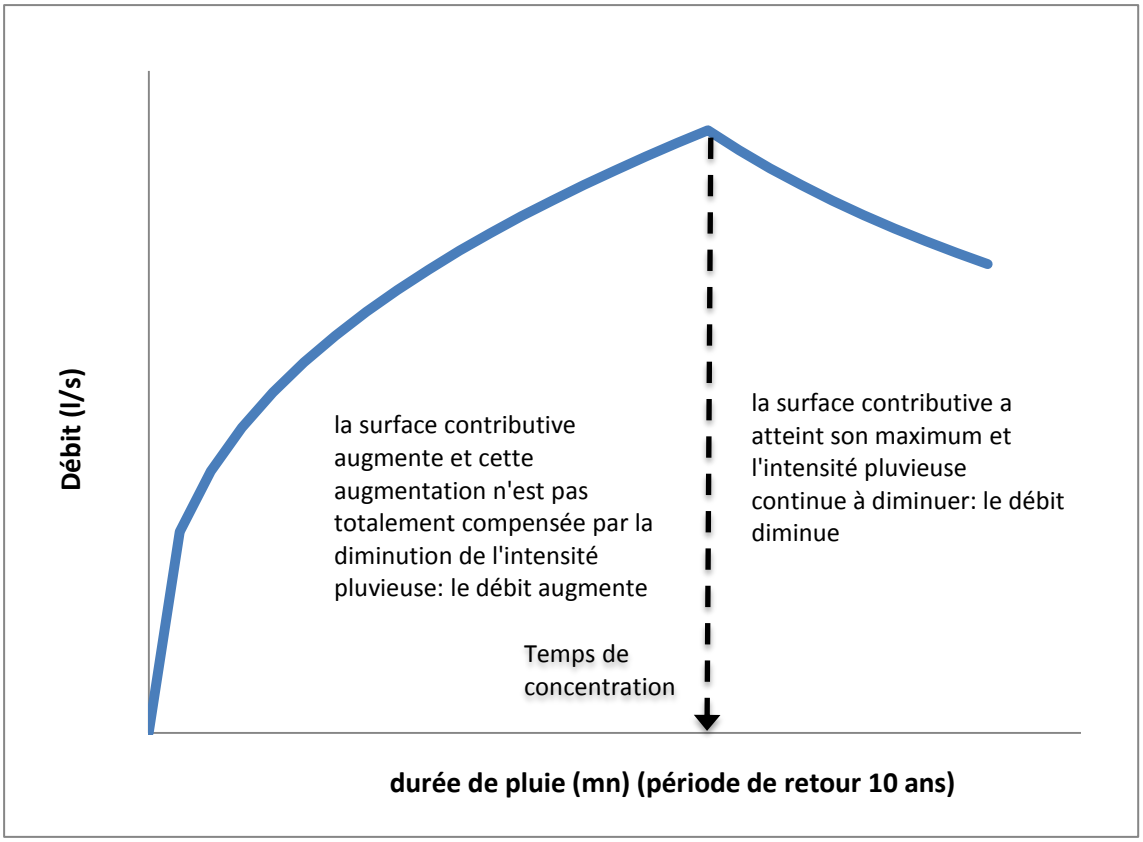


Figure 19 : Débit de pointe en fonction de la durée de la pluie pour une période de retour donnée (bassin versant rectangulaire)

III.7.1.2 Détermination du temps de concentration

On a vu au § III.7.1.1.1 la définition et l'importance d'une évaluation du temps de concentration. Il peut être estimé graphiquement par le temps de descente (temps entre la fin de la pluie et la fin du ruissellement), déduction faite des débits de ressuyage éventuels.

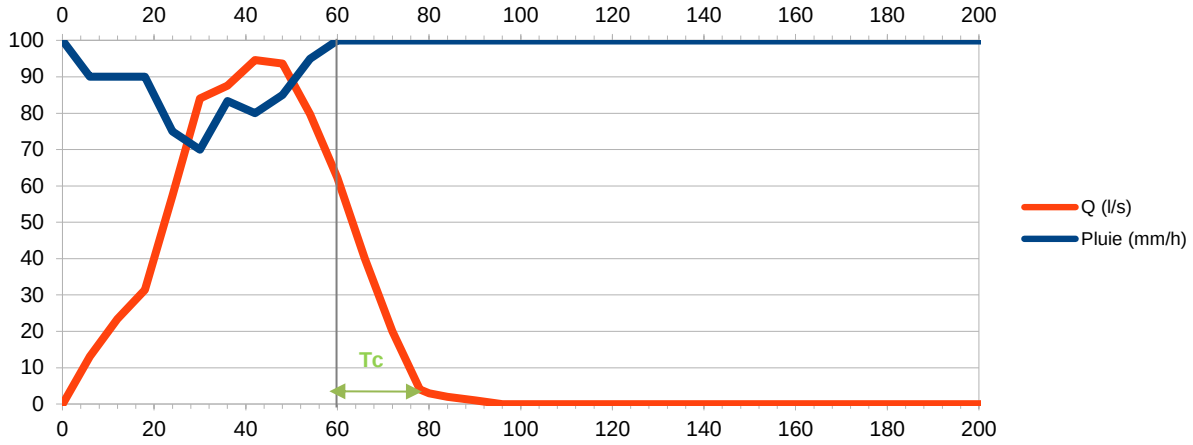


Figure 20 : Estimation graphique de t_c

Le temps de concentration varie d'un événement pluvieux à l'autre, mais dans la pratique on considère généralement des valeurs moyennes constantes.

On peut aussi le calculer avec une formulation du type Kirpich, établie pour petit bassin versant (de 0,4 à 80 ha d'après (Thompson, 2006)) où les écoulements se font principalement dans des canaux. Elle a fait ses preuves en hydrologie urbaine :

$$t_c = 0,01947 L^{0,77} I^{-0,385} \qquad \textbf{(Équation 17)}$$

Avec :

t_c, le temps de concentration (en min)
L, plus long cheminement hydraulique (en m)
I, la pente moyenne de ce cheminement (en m/m)

D'autres formules sont proposées dans la bibliographie, mais souvent plus adaptées au milieu rural qu'au milieu urbain.

III.7.1.3 Estimation d'un débit de pointe

L'estimation d'un débit de pointe peut être faite en recherchant le maximum d'un hydrogramme calculé dans sa totalité, ou sur la base de formules fournissant directement un débit de pointe, sans calculer explicitement un hydrogramme.

III.7.1.3.1 Formule rationnelle

C'est la formule la plus élémentaire de calcul d'un débit produit par un bassin versant. Elle permet de calculer un débit produit sur une surface pour une durée de pluie et une période de retour données. En variables homogènes le débit s'exprime comme :

$$Q(T,d) = C_r \cdot i(T,d) \cdot S \qquad \textbf{(Équation 18)}$$

Avec :

T : période de retour
d : durée sur laquelle est fait le calcul
C_r: coefficient de ruissellement du bassin versant
I : pente moyenne du bassin versant (en m/m)
S : superficie du bassin versant
Q : débit produit

Exemple : si C_r=0,4 ;i = 95 mm/h et S = 5 ha, le calcul donne :

$$Q = 0{,}4 \times \left(\frac{95}{3600 \times 1000}\right) \times (5 \times 10^4) \times 1000$$
$$= 2{,}78 \times 0{,}4 \times 95 \times 5$$
$$= 528\ \text{l/s}$$

Paramétrisation : l'intensité i(T,d) est estimée à partir des coefficients de Montana locaux pour la période de retour T et la durée d (cf. § III.2.3).

Le chargé d'étude doit choisir la durée d. Il convient de souligner que la totalité de la surface du bassin versant S ne contribue au débit que pour des pluies de durées supérieures ou égales au temps de concentration tc. Pour estimer un débit de pointe de période de retour T, cette durée doit être équivalente au temps de concentration tc (cf. § III.7.1.1).

Intérêt/limite de la méthode : l'intérêt de la méthode est sa grande simplicité d'expression et d'utilisation. Ses limites sont une représentation très élémentaire de la transformation pluie-débit (qui néglige les effets du transfert et du stockage hydraulique), ce qui conduit à obtenir des valeurs de débits par excès.

Domaine d'emploi : elle est valable pour des bassins de collecte très simples, de taille réduite, plutôt imperméabilisés. On limite en général son utilisation à des bassins de quelques dizaines d'hectares Au-delà, la surestimation des débits a des conséquences très notables sur l'économie du projet.

III.7.1.3.2 Formule de Caquot

La formule de Caquot est une adaptation de la formule rationnelle intégrant la loi de Montana et une estimation du temps de concentration. L'intensité de la pluie disparait pour être remplacée par des variables intervenant dans l'estimation du temps de concentration. La formulation prend également en compte l'effet d'amortissement par le réseau.

Sa forme générale s'écrit :

$$Q_{max}(T) = \alpha_1 \cdot I^{\alpha_2} \cdot C_r^{\alpha_3} \cdot S^{\alpha_4} \quad \textbf{(Équation 19)}$$

Avec :

Q_{max} : débit de pointe produit (l/s)
α_1, α_2, α_3 et α_4 : coefficients de la formule
I : Pente moyenne du bassin versant
S : superficie du bassin versant

Paramétrisation

I : pente moyenne du bassin versant (en m/m) : pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique L est constitué de tronçons successifs L_K de pente sensiblement constante I_K, l'expression de la pente moyenne est la suivante :

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_K}{\sqrt{I_K}}}\right]^2 \quad \textbf{(Équation 20)}$$

C_r : coefficient de ruissellement, à fixer en fonction des préconisations du § III.4.2 en tenant compte de la période de retour T et du temps de concentration tc (cf. ci-dessous).

α_1, α_2, α_3 et α_4, coefficients dépendant des caractéristiques du bassin versant, de la pluviométrie locale et de la période de retour T (cf. La Ville et son Assainissement (CERTU, 2003) pour les détails). On peut retenir les expressions simplifiées suivantes :

$$\alpha_1 = 1000\left[\frac{a\left(0{,}5\left(\frac{M}{2}\right)^{1-0{,}7b}\right)^{-b}}{6{,}6}\right]^{1/(1-0{,}287b)} \qquad \textbf{(Équation 21)}$$

$$\alpha_2 = \frac{0{,}41b}{1-0{,}287b} \qquad \textbf{(Équation 22)}$$

$$\alpha_3 = \frac{1}{1-0{,}287b} \qquad \textbf{(Équation 23)}$$

$$\alpha_4 = \frac{-0{,}507b+1-\varepsilon}{1-0{,}287b} \qquad \textbf{(Équation 24)}$$

Les paramètres a et b sont les coefficients de Montana déterminées sur une gamme de durées encadrant le temps de concentration du bassin versant ayant le point de calcul pour exutoire (généralement entre 0 et 2 h).Pour le coefficient α_4, compte tenu du domaine d'emploi (bassin versant inférieur à quelques dizaines d'hectares), on prendra le coefficient d'abattement spatial de la pluie ε=0.

M le coefficient d'allongement du bassin versant égal à : $\frac{L}{\sqrt{S}}$ avec 0,8 comme limite inférieure.

Domaine d'emploi : nous recommandons notamment d'éviter les montages complexes de bassins en parallèle et en série (utiliser dans ce cas la méthode du réservoir linéaire dont le domaine d'utilisation est plus étendu, ou un modèle hydrodynamique détaillé). Les limites suivantes peuvent être retenues :

- bassin versant de superficie <quelques dizaines d'hectares ;
- coefficient d'imperméabilisation >0,2 ;
- pente comprise entre 0,2% et 5% ;
- débit dimensionnant ne devant pas dépasser 500 l/s à 1000 l/s.

Cas des bassins versants en série ou en parallèle

L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate. Le tableau suivant fournit les caractéristiques du BV équivalent, avec lesquelles un nouveau calcul doit être mené :

Tableau 5 : Règles de calculs des paramètres équivalents pour les combinaisons de bassin

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\left(\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}}\right)^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum I_i \cdot Qp_i}{\sum Qp_i}$	$\frac{L(tc_{max})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Remarque : $L(tc_{max})$ désigne la longueur du bassin versant élémentaire ayant le temps de concentration le plus élevé (tc_{max}).

Intérêt/limite de la méthode : par rapport à la formule rationnelle, cette formule a comme intérêt de prendre en compte un effet de stockage sur le bassin versant et de transfert dans le réseau. Elle ne nécessite pas de détermination explicite du temps de concentration, et elle a moins tendance à surévaluer les débits que la formule rationnelle pour les grands bassins versant.

Cette formule a été calibrée sur des bassins versants urbains homogènes et équipés d'un système d'assainissement classique. De ce fait, elle est inapplicable pour un bassin versant sur lequel serait prévue la mise en œuvre de techniques alternatives réparties sur l'ensemble de la zone, mais elle peut être utilisée si la gestion des eaux pluviales est centralisée à l'échelle de l'opération, avec un ouvrage de stockage/infiltration/restitution alimenté par un réseau de collecte classique.

III.7.1.4 Génération d'hydrogramme : modèle « Coefficient de Ruissellement - Réservoir Linéaire »

Les méthodes précédentes calculent directement un débit de pointe. Dans de nombreux projets, la connaissance du débit de pointe ne suffit pas et l'étude nécessite le calcul d'un hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. C'est en particulier le cas si on veut simuler le fonctionnement d'ouvrages de stockage ou d'infiltration pour une pluie donnée.

Pour ce faire on a recours à une modélisation très simple, dite « conceptuelle », qui applique une fonction de transfert pour transformer un hyétogramme de pluie nette en hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Une fonction de transfert simple et couramment utilisée en milieu urbain correspond au remplissage et à la vidange d'un réservoir fictif dont le débit de fuite est proportionnel à la hauteur de remplissage. Ce réservoir est donc qualifié de « linéaire ».

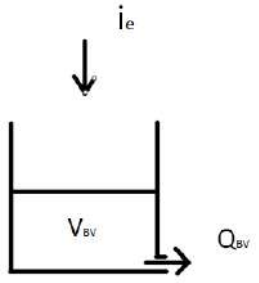


Figure 21 : Schéma conceptuel d'un réservoir de transfert

Deux équations définissent cette fonction :

$$\frac{V_{BV}(\Delta t_j)-V_{BV}(\Delta t_{j-1})}{\Delta t} = I_e(\Delta t_j) - Q_{BV}(\Delta t_j) \quad \textbf{(Équation 25)}$$

$$Q_{BV}(\Delta t_j) = \frac{1}{K}.V_{BV}(\Delta t_j) \quad \textbf{(Équation 26)}$$

Avec :

V_{BV} le volume d'eau stocké sur le bassin versant
Q_{BV} : débit à l'exutoire du bassin versant au $j^{ième}$ pas de temps
I_e : intensité de pluie nette, estimée par exemple comme le produit de l'intensité de pluie brute, tombée pendant le $j^{ième}$ pas de temps, par le coefficient de ruissellement (cf. § III.4.2)

La résolution des équations précédentes débouche sur une formule de récurrence très simple qui permet de calculer le débit durant le pas de temps Δt_j en fonction de la pluie nette pendant ce pas de temps et du débit durant le pas de temps précédent :

$$Q_{BV}(\Delta t_j) = e^{-\Delta t/K}.Q_{BV}(\Delta t_{j-1}) + \left(1 - e^{-\Delta t/K}\right) i_{e(\Delta t_j)} \quad \textbf{(Équation 27)}$$

Paramétrisation : le paramètre du modèle est le coefficient K du réservoir, appelé généralement lag-time et homogène à un temps. Celui-ci est proche du temps de réponse Tr. Ce paramètre est une caractéristique du bassin qui correspond au décalage temporel moyen entre les centres de gravité respectifs d'un hyétogramme et de l'hydrogramme correspondant.

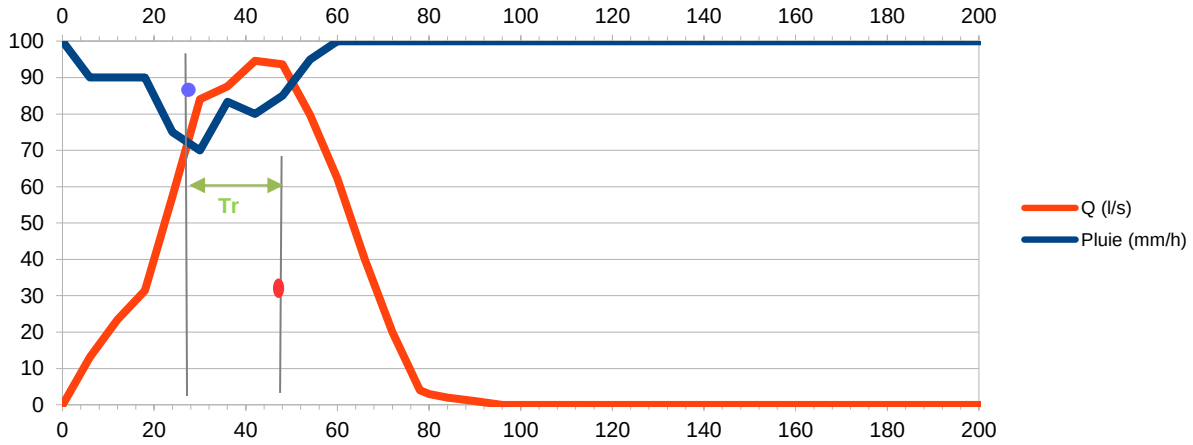


Figure 22 : Estimation graphique de t_r

La "Ville et son Assainissement" (CERTU 2003) propose plusieurs ajustements du lag-time. Certains sont fonction des caractéristiques du bassin versant et de la pluie, alors que d'autres ne prennent en compte que le bassin versant et sont donc d'un usage plus commode, notamment en dimensionnement. On retient la formule suivante :

$$K = 0,494 \cdot S^{-0,0076} \cdot Cimp^{-0,512} \cdot I^{-0,401} \cdot L^{0,608}$$ **(Équation 28)**

Avec :

K, paramètre du modèle, appelé généralement temps de réponse (en mn)
S, la superficie du bassin versant (en ha)
I, la pente moyenne du plus long parcours canalisé (en %)
C_{imp}, le coefficient d'imperméabilisation du bassin versant (en %)
L, La longueur du plus long parcours canalisé de l'eau (en m)

Intérêt/limite du modèle : le modèle « coefficient de ruissellement – réservoir linéaire » est un modèle simple à mettre en œuvre et peu paramétré qui permet de représenter la dynamique de la transformation pluie-débit et de produire des hydrogrammes pertinents en sortie. Le chargé d'étude doit prêter une attention particulière au choix de la pluie (pluie de projet, chronique de pluies) et de sa transformation en pluie nette en fonction de son application (cf. § III.4.2).

Domaine d'emploi : cette fonction de transfert a été calibrée sur des bassins versants urbains homogènes et équipés d'un système d'assainissement classique, sans stockage : on peut l'appliquer à des superficies de 0,4 à 5000 hectares.

III.7.2 Validation à l'aide de modèles hydrodynamiques détaillés

III.7.2.1 Généralité

Les méthodes globales fournissent des résultats à l'échelle d'un bassin versant élémentaire. Elles ne peuvent pas traiter :

- les assemblages complexes rencontrés dans le réseau tels que ruptures de pente, maillages,
- les ralentissements dynamiques dus à des particularités du réseau ou à des ouvrages ponctuels,
- le fonctionnement dynamique de bassins d'orage situés en amont
- le comportement des défluences (répartition du débit entre plusieurs branches à l'aval).

C'est pourquoi l'étude des systèmes d'assainissement par temps de pluie a recours de plus en plus souvent à des outils de modélisation pour diagnostiquer au mieux le fonctionnement d'un réseau et dimensionner des solutions d'aménagements optimisées en termes de coût-efficacité.

Un modèle hydrodynamique détaillé est en effet nécessaire pour représenter les variations de hauteur d'eau et de débit en tout point d'un réseau complexe.

III.7.2.2 Les grands principes de la modélisation

Les méthodes dynamiques permettent de simuler le cycle de l'eau depuis la précipitation jusqu'à l'écoulement à l'exutoire du réseau. Ainsi en chaque point du réseau, il devient possible d'obtenir une représentation de l'hydrogramme.

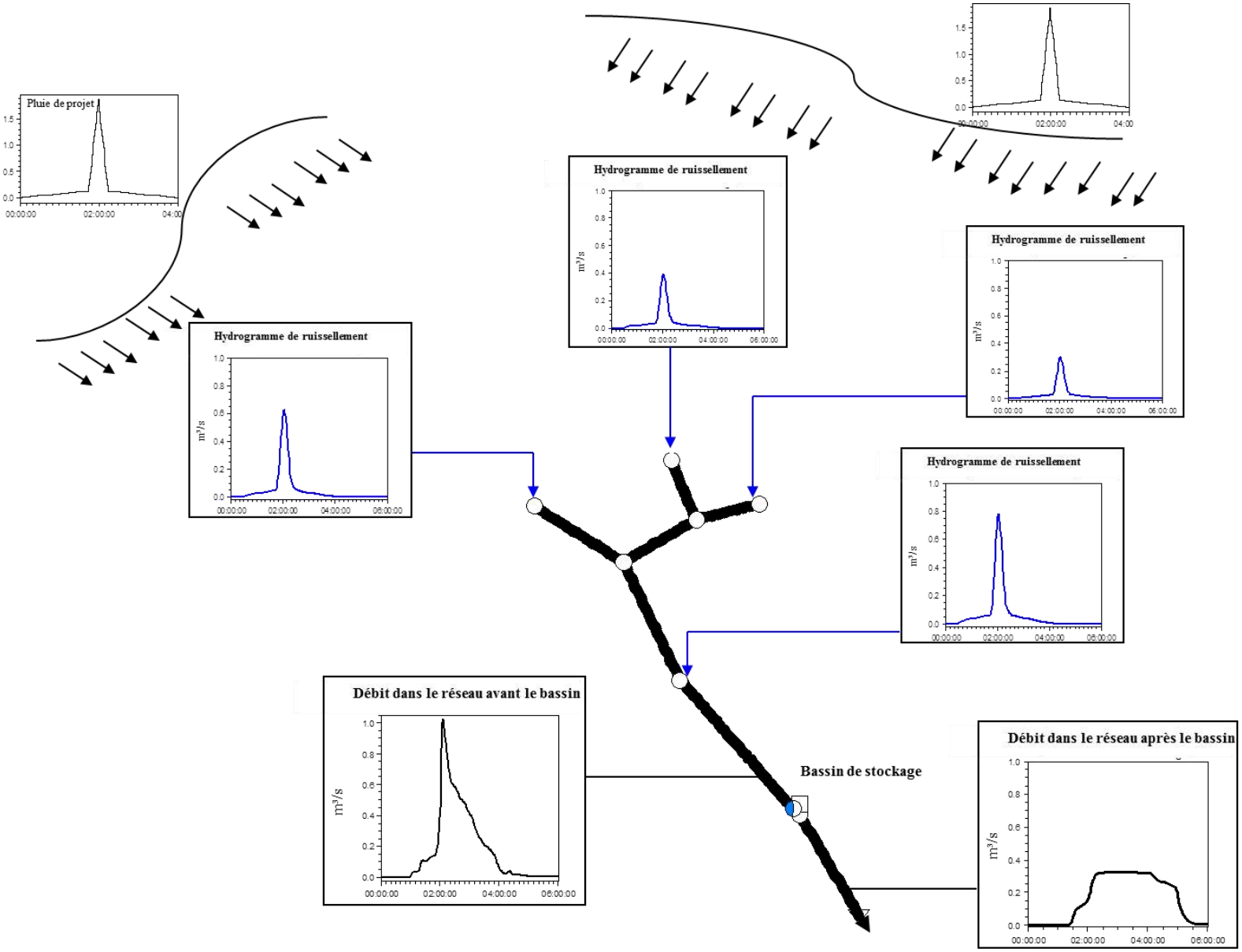


Figure 23 : Transformation de la pluie sur le bassin versant en débit à l'exutoire

La modélisation dynamique comporte trois étapes :

- modélisation de la pluie : représentation par des pluies de projet caractérisées par leur durée totale et la durée de la période intense ou utilisation de pluies réelles enregistrées ;
- modélisation hydrologique : modélisation de la transformation d'un hyétogramme en hydrogramme à l'exutoire d'un bassin versant ; (cf. § III.7.1.4) ;
- modélisation hydraulique : modélisation des écoulements d'eau dans le réseau, avec la prise en compte de toutes les singularités de celui-ci : maillages et ramifications, déversoirs d'orages, bassins de retenue, conditions aux limites....

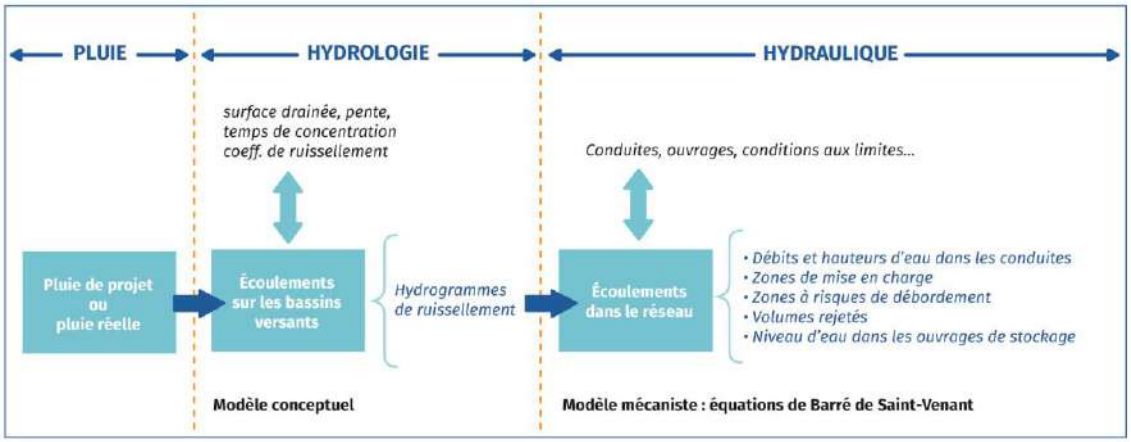


Figure 24 : les trois étapes de la modélisation dynamique

III.7.2.3 Modélisation de la pluie

La modélisation de la pluie de projet a été traitée au § III.2.4.

III.7.2.4 Modélisation hydrologique

La modélisation hydrologique consiste à transformer la pluie en débit ruisselé.

III.7.2.4.1 Principe général

La transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement se traduit par l'application successive de deux fonctions (pour plus de détail voir § III.4.1) :

- la fonction de production permet de déterminer le hyétogramme de pluie nette à partir de la pluie brute - la pluie nette est la fraction de pluie brute qui participe effectivement à l'écoulement ;
- la fonction de transfert permet de déterminer l'hydrogramme de crue résultant de la pluie nette.

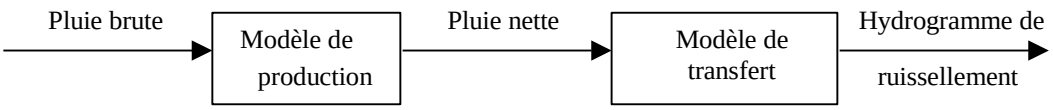


Figure 25 : transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement

III.7.2.4.1.1 Fonction de production

Les pertes initiales ayant été déduites, différents modèles de production sont utilisables dans les logiciels :

- pour les bassins versants urbanisés : modèle du coefficient de ruissellement constant. La méthode s'applique pour les bassins versants dont le coefficient d'imperméabilisation est au minimum de 20%. Il est à noter que le coefficient de ruissellement est différent selon que les pluies soient d'intensité faible, moyenne ou forte (les apports dus aux surfaces non imperméabilisées peuvent participer à l'écoulement quand l'intensité de la pluie devient supérieure à 40 mm pendant 1 heure) ;
- pour les bassins versants ruraux : modèle des pertes continues. Les pertes continues par infiltration peuvent être définies selon la loi de Horton :

$$f(t)(mm/h) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \qquad \textbf{(Équation 29)}$$

Où :

f(t) = capacité d'infiltration à l'instant t en mm/h
f_o = capacité d'infiltration initiale du sol
f_c = capacité d'infiltration du sol saturé
k = constante de temps

Cette loi n'est, en théorie, pas applicable sur des sols initialement nus et secs.

III.7.2.4.1.2 Fonction de transfert

Le modèle du réservoir linéaire est largement employé pour les bassins versants urbains, équipés d'un réseau d'assainissement. Cette méthode a été explicitée au § III.7.1.4.

Pour les bassins versants peu urbanisés, les modèles utilisent de préférence plusieurs réservoirs linéaires en série, ce qui amortit la réponse du bassin versant.

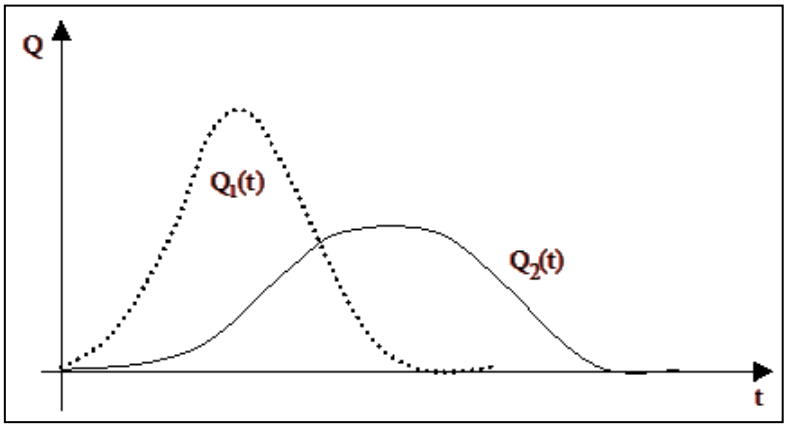


Figure 26 : hydrogramme de ruissellement d'un bassin versant peu urbanisé par la méthode du double réservoir linéaire

III.7.2.5 Modélisation hydraulique

En général, les écoulements dans les réseaux d'assainissement sont à surface libre, c'est à dire que le liquide s'écoule sous l'effet de la gravité en étant en contact partiellement avec la conduite et avec l'air dont la pression est proche de la pression atmosphérique.

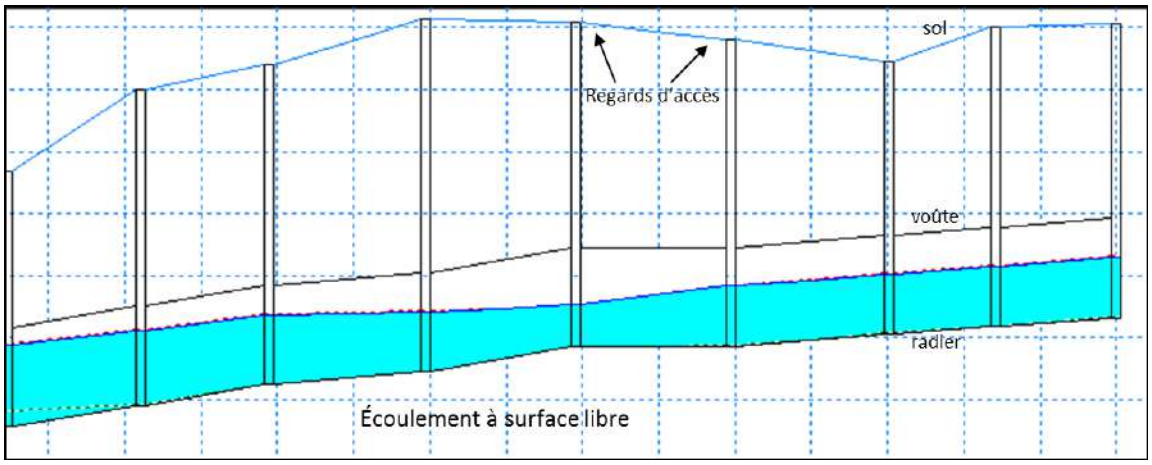


Figure 27 : Ecoulement gravitaire à surface libre

Ces écoulements sont très variables dans le temps, ceci étant dû à l'intensité variable de la pluie et aux temps de concentration différents des bassins versants ils sont dits écoulements non stationnaires graduellement variés.

Un écoulement à surface libre peut être (voir plus de détail en § IV.7) :

- **« torrentiel »** : Pour un débit donné, le niveau dans une section ne dépend pas des niveaux à l'aval. Il suffit de connaître les conditions aux limites amont (débit).
- **« fluvial »** : Pour un débit donné, le niveau aval se répercute sur les niveaux amont. Il faut donc connaître les conditions aux limites amont (débit) et aval (niveau d'eau).

De plus, lors des pluies, certains tronçons sont susceptibles de se mettre en charge. Ces mises en charge perturbent fortement l'écoulement et sont des phénomènes aggravateurs de désordres (montée d'eau dans les regards d'accès, risque de débordement dans les réseaux de canalisations enterrées) qui peuvent conduire à des débordements sur la voirie.

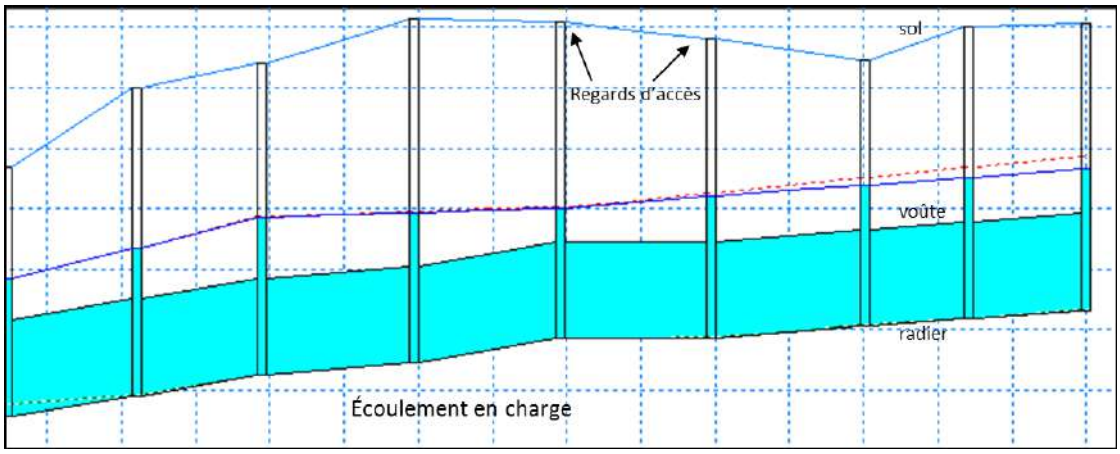


Figure 28 : Ecoulement en charge

Principes de modélisation :

La modélisation de la propagation des écoulements en réseau d'assainissement peut se faire de deux manières ; soit :

- avec un modèle hydrodynamique issu de la mécanique des fluides, dérivé du modèle complet de Barré de Saint-Venant ;
- avec un modèle conceptuel.

Modèle complet (hydrodynamique) :

Les équations complètes de Barré de Saint-Venant sont issues des deux principes fondamentaux de la mécanique classique :

- conservation de la masse de fluide (équation de continuité) ;
- conservation de la quantité de mouvement - équilibre entre les forces de frottement et les forces motrices : pente et inertie -(équation dynamique).

Ces équations sont valables d'un point de vue théorique pour les écoulements à surface libre. Elles s'appliquent à des écoulements monodimensionnels.

Le modèle complet permet, moyennant des hypothèses de simplification des équations de Barré de Saint-Venant, de simuler la propagation des hydrogrammes d'entrée dans le réseau à partir de leurs différents points d'injection. Ces hydrogrammes sont transformés au travers des caractéristiques générales des différents tronçons de canalisations, de leurs ramifications et de leurs maillages éventuels.

Les deux équations sont résolues numériquement entre chacun des nœuds du modèle, et aux intervalles de temps de calcul souhaités, pour des conditions aux limites données. Elles permettent d'exprimer le débit et la hauteur d'eau en fonction du temps en n'importe quel point du réseau.

Prise en compte des mises en charge par le modèle complet :

Dans les réseaux d'assainissement, les écoulements peuvent également se produire en charge. Pour pouvoir continuer à simuler le fonctionnement du réseau en cas de mise en charge, les modèles hydrodynamiques détaillés utilisent l'artifice de calcul appelé «fente de Preissmann». Il s'agit d'une fente très fine ajoutée à la voûte des conduites qui permet de se maintenir en permanence dans des conditions d'écoulement à surface libre. Le calcul est ainsi mené entièrement à surface libre, permettant ainsi de modéliser la partie du réseau mise en charge (la hauteur d'eau dans la fente représentant fictivement la hauteur de mise en charge).

Modèles simplifiés dérivés du modèle complet :

Il est également possible, dans certains cas simples, de simplifier la description de l'écoulement (modèle de l'onde diffusante, modèle de l'onde cinématique) mais ces modèles simplifiés sont, en pratique, rarement utilisés.

Modèles conceptuels :

Il existe aussi des modèles dits conceptuels, plus simples, qui permettent de représenter les transformations subies par l'hydrogramme d'entrée dans un collecteur pour obtenir l'hydrogramme de sortie, tout en ne faisant pas appel aux phénomènes physiques complexes engendrant la transformation de cet hydrogramme dans les tronçons de collecteur.

Le plus connu est le modèle de Muskingum, qui a été conçu initialement pour des rivières mais a été adapté aux écoulements en réseau. Ce modèle s'appuie sur l'hypothèse que le volume stocké (S) dans un tronçon dépend à la fois du débit entrant dans le tronçon (Qe) et du débit en sortant (Qs). Il donne des résultats satisfaisants lorsque que le réseau est relativement simple : sans influence aval ou sans mise en charge, sans singularités hydrauliques ou sans ouvrages spéciaux. Ce modèle présente également des variantes.

III.7.2.6 Adéquation du modèle à la complexité du réseau

Les logiciels de calcul en réseaux d'assainissement proposent plusieurs modèles numériques d'écoulement dans les conduites.

La représentativité d'un modèle numérique d'écoulement dépend :

- des objectifs poursuivis ;
- de la complexité du réseau étudié ;
- de la complexité des phénomènes hydrauliques en réseau ;

- de la fiabilisation du modèle par son calage.

Quel que soit le modèle utilisé, il est indispensable d'avoir au préalable les données caractéristiques à la description du réseau et à la construction du modèle. A défaut, certaines de ces données constituent des paramètres de calage :

- pour les bassins versants : délimitation, coefficient de ruissellement, longueur du plus long chemin hydraulique ;
- pour les nœuds : données topographiques en x, y, z_tampon, z_radier ;
- pour les tronçons : (section, fil d'eau, pente y compris sa régularités, rugosité…).

Les bonnes pratiques nécessitent de croiser les résultats obtenus par modélisation avec :

- les observations de terrain (mises en charge au niveau des regards, débordements sur chaussée,…) ;
- les données de hauteur et de débit existantes ou à réaliser en préalable de la modélisation (la métrologie des réseaux est complémentaire de la modélisation).

Le modèle complet répond presque à tout type de problème :

- en général lorsque le réseau est complexe, la complexité se mesurant à partir des caractéristiques suivantes : pente faible (de l'ordre de 5‰), nombre de confluences et défluences (taux de maillage), variabilité spatiale du taux de sollicitation (non homogénéité du taux de remplissage des collecteurs) ;
- en particulier lorsque des phénomènes d'écoulement (risques de mise en charge, influence aval, effets dynamiques) sont connus ou potentiellement observables.

L'utilisation du modèle complet permet de :

- analyser et comprendre le fonctionnement d'un réseau complexe ;
- définir et localiser les principales causes de surcharge du réseau (saturation, capacité hydraulique réduite) ;
- dresser un bilan volumique des déversements au milieu récepteur ;
- optimiser le remplacement ou la mise en place d'ouvrages hydrauliques spéciaux ;
- tester différents modes de gestion des bassins de stockage.

L'emploi d'un modèle conceptuel permet d'effectuer des simulations hydrauliques simplifiées. Un tel modèle est intéressant à utiliser :

- pour les réseaux « simples », sans ouvrage spécial ;
- pour le pré dimensionnement des réseaux.

Il présente l'inconvénient de ne pas calculer de hauteurs d'eau, donc de ne pas représenter de phénomènes hydrauliques.

En conclusion, il est important de garder à l'esprit que tout modèle a des limites :

- d'une part dans son domaine d'application ;
- d'autre part dans la précision des résultats.

III.7.3 Conclusions

Ce chapitre a présenté différentes formulations permettant de dimensionner un ouvrage du réseau d'assainissement. Le Tableau 6 synthétise les différents outils présentés et leurs conditions d'utilisation.

Dans le cas où plusieurs méthodes apparaissent valables (cela peut être le cas pour calculer un débit de pointe, on recommande de faire un calcul avec chacune des méthodes pour ensuite en extraire la valeur qui semble la plus vraisemblable, plutôt que de privilégier arbitrairement une unique méthode.

Tableau 6 : Domaine d'application des différents types de modèle

		Type d'ouvrage à dimensionner	
Niveaux de service	Complexité du réseau	Capacité de Transfert	Stockage
Niveau 2	simple	Méthode manuelle : Caquot, rationnelle, réservoir linéaire…	Méthode des pluies
	complexe	réservoir linéaire + Muskingum	Simulation des débits à partir d'une chronique de pluie ou simulation simple de l'hydrogramme : bilan entrée-sortie
Niveau 3	simple	réservoir linéaire + Barré de Saint-Venant	Méthode des pluies
	complexe	réservoir linéaire + Barré de Saint-Venant	Simulation des débits à partir d'une chronique de pluie : bilan entrée-sortie + vérification des hauteurs d'eau atteintes
Niveau 4	Nécessite le couplage d'un modèle en 1D (Barré de Saint-Venant) dans le réseau et d'un modèle 2D en surface		

III.8 CALCUL DES DEBITS D'EAUX USEES

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement aux pointes actuelles et/ou futures qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, en système unitaire, en veillant à respecter les conditions d'auto curage (cf. § IV.3.).

L'estimation des débits n'est pratiquement nécessaire que dans le corps des réseaux. Les canalisations disposées en tête des réseaux (les limites inférieures des diamètres étant fixées à 200 mm en système séparatif et à 300 mm en système unitaire pour éviter les risques d'obstruction et faciliter l'exploitation) sont surabondantes pour l'écoulement des débits.

D'une manière systématique, il conviendra d'apprécier, à partir des données relatives à l'alimentation en eau de l'agglomération ou du secteur industriel, le débit qui parviendra au réseau étudié au jour de la plus forte consommation de l'année, en distinguant les eaux usées domestiques des eaux usées industrielles dont les caractéristiques peuvent être très différentes.

Afin de limiter à un minimum les erreurs de raccordement (eaux claires parasites et inversions de branchement) les autorités organisatrices (cf. § II.3.2.1) se doivent de vérifier systématiquement si les ouvrages d'assainissement raccordés aux réseaux publics sont bien conformes aux dispositions règlementaires. Les textes, et notamment, l'article 1331-4 du Code de la Santé Publique permettent d'assurer ce contrôle sur les installations nouvelles et existantes.

III.8.1 Débits d'eaux usées domestiques

Le débit réel peut être différent de celui découlant du calcul ci-après compte tenu de la performance du réseau (cf. §VII.2 : annexe B) et de l'évolution du raccordement des immeubles desservis.

III.8.1.1 Débits moyens

Le mode de calcul du débit d'eaux usées fait référence aux documents d'urbanisme. En règle générale, il est tenu compte de l'accroissement prévisible de la population correspondant aux schémas directeurs et plans d'aménagement (cf. § II.3.3.2). On doit cependant vérifier le fonctionnement théorique du réseau dans la situation à la date de conception du projet.

Il est vivement recommandé de procéder à des études locales qui tiendront compte de tous les critères et des contraintes caractérisant l'agglomération traitée. A cet égard, il y aura intérêt à analyser la situation par un découpage de l'agglomération en plusieurs zones de consommations nettement différenciées, notamment lorsqu'il s'agit de recueillir dans le réseau général des débits d'effluents industriels ou d'équipements publics importants (hôpitaux, casernes, etc...).

Le débit moyen journalier (Qm) de rejet d'eaux usées domestiques d'une zone homogène peut être évalué en prenant la consommation d'eau par habitant et par vingt-quatre heures correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année estimées ou calculées à partir des volumes d'eau vendus. Il est à noter que l'eau consommée tant par les usagers que par les services publics ne parvient pas en totalité au réseau ; l'eau d'arrosage des jardins et plantations étant vouée à l'infiltration dans le sol ou à l'évaporation dans l'atmosphère, l'eau de lavage des espaces publics étant recueillie dans les ouvrages pluviaux ou dans les ouvrages unitaires grossissant le débit de temps sec.

Cette consommation moyenne (Cm), toutes sources confondues, dépend du type d'activités. Les valeurs suivantes sont généralement employées :

- zones de logements : de 100 à 150 l/j/personne ;
- zones de bureaux : de 30 à 75 l/j/personne ;
- zones d'activités (artisanat, commerce) : de 70 à 130 l/j/personne.

Les chiffres les plus élevés ont longtemps fait référence en France, mais les consommations d'eau montrent de façon généralisée une tendance à la diminution et cette tendance devrait se poursuivre pour tendre vers les valeurs plus basses. Il faut toutefois prendre en compte la distorsion éventuelle entre les consommations d'eau potable et les volumes d'eaux usées rejetés.

$$Q_m = \frac{Nh \times Rm}{86400} \quad \textbf{(Équation 30)}$$

Avec :

Q_m : débit moyen journalier en l/s
Nh : nombre d'habitants raccordés
Rm : rejet moyen en l/j/Habitant, calculé en fonction de la consommation moyenne à laquelle on applique un coefficient de correction généralement compris entre 80 et 100%

Pour les équipements collectifs tels que casernes, complexes sportifs, écoles, pensionnats,… tout calcul au plus près de la réalité est à privilégier, même si c'est au prix d'investigations complémentaires (campagnes de mesure ou comparaison avec des établissements similaires). Il faut estimer avec les valeurs les plus probables, les ratios présentés ci-dessus ne conduisant qu'à des ordres de grandeur.

III.8.1.2 Débits maximaux

Pour l'évaluation des débits maximaux, on part des débits moyens calculés au § III.8.1.1.

Le débit à prendre en compte en un point donné du réseau (dénommé point de calcul ou nœud) pour un projet, est une valeur maximale appelée débit de pointe Q_p. Il est calculé à partir du débit moyen journalier Q_m multiplié par un coefficient de pointe C_p. Ce coefficient correspond à la variation de débit entre le jour et la nuit par rapport à la moyenne. Ce coefficient de pointe est largement influencé par la consommation, le nombre de raccordements et le temps d'écoulement dans le réseau qui dépend, en particulier, de sa longueur. Il décroît avec la consommation totale et avec le nombre des raccordements dont la répartition sur le parcours du réseau contribue à l'étalement de la pointe par la dispersion dans le temps qu'elle suppose. Le coefficient de pointe qui est compris entre 1.5 (en corps de réseau) et 4 (en tête) peut être évalué selon la formule empirique :

$$\boldsymbol{Cp = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}} \qquad \textbf{(Équation 31)}$$

Avec $1,5 \leq C_p \leq 4$

Au final, nous avons donc :

$$\boldsymbol{Q_p = Q_m \times Cp = Q_m \times \left(1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}\right)} \qquad \textbf{(Équation 32)}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en l/s
Q_m : débit moyen en l/s

Compte tenu du fait que les débits d'eaux usées sont généralement faibles, ils sont exprimés en litres/secondes ou en m^3/h. Retenons que 1 l/s = 3,6 m^3/h.

En tête de réseau ou pour le calcul des débits résultants de cas particuliers, notamment quand les débits de pointe calculés sont inférieurs à 2 l/s, les productions de pointe d'eaux usées peuvent être évaluées à l'échelle du bâtiment par référence au tableau suivant :

Tableau 7 : Débits de base des appareils sanitaires [extrait (DTU 60-11)]

Appareils sanitaires	Unités de raccordement DU (l/s)
Lavabo, bidet, lave-main	0,3
Douche à grille fixe	0,4
Douche avec bouchon	0,5
Urinoir avec chasse d'eau	0,5
Urinoir avec vanne de rinçage	0,3
Urinoir rigole	0,2 par personne
Baignoire	0,5
Evier	0,5
Lave-vaisselle	0,5
Lave-linge jusqu'à 6 kg	0,5
Lave-linge jusqu'à 12 kg	1,0
Bac à laver	0,8
WC 6,0 l ou 7,5 l avec chasse d'eau	2,0
WC 9,0 avec chasse d'eau	2,5
Grille de sol DN 50	0,6
Grille de sol DN 70	1,0
Grille de sol DN 100	1,3

La charge hydraulique maximale admissible (Qmax) correspond à la charge la plus grande entre :

- le débit probable d'eaux usées (Qww) ;
- le débit d'eaux usées de l'appareil sanitaire ayant l'unité de raccordement le plus grand (voir Tableau 7).

Q_{WW} est le débit probable des eaux usées d'une installation d'évacuation ou d'une partie d'installation, sur laquelle seuls des appareils sanitaires domestiques sont raccordés (voir Tableau 7) :

$$Q_{WW} = K\sqrt{\sum DU} \qquad \textbf{(Équation 33)}$$

Où :

Q_{WW} est le débit probable des eaux usées (l/s) ;
$\sum DU$ est la somme des unités de raccordement ;
K est le coefficient de simultanéité.

Le coefficient de simultanéité pour les divers types d'utilisation figure dans le Tableau 8.

Tableau 8 : Coefficient de simultanéité (K) [extrait (DTU 60-11)]

Type d'utilisation	Coefficient K
Utilisation irrégulière : maison individuelle, bureau	0,5
Utilisation régulière : immeuble collectif d'habitation, hôpital, école, restaurant, hôtel	0,7
Utilisation fréquente : toilettes et/ou douches publiques	1,0
Utilisation spéciale : laboratoire	0,7

Pour les installations collectives (école, équipement sportif, caserne,..) on ne prendra en compte qu'une partie du débit de base de chaque équipement en fonction d'un temps d'usage évalué, afin de définir les débits de pointe (cf. § III.8.1.2) puisque ces équipements sont susceptibles d'être utilisés pratiquement simultanément.

III.8.2 Débits d'eaux usées assimilées domestiques et non domestiques

III.8.2.1 Généralités

Lors de l'évaluation des débits d'eaux usées assimilées domestiques et non domestiques (il s'agit des eaux industrielles au sens de la norme (NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires, 2014) – cf. II.2.1) à prendre en compte pour la détermination du réseau, il conviendra de distinguer :

- d'une part, les établissements existants dont l'évaluation des débits doit résulter de mesures « in situ » ;
- d'autre part les établissements qui s'installent dans des zones d'activités, définies comme un ensemble ordonné comportant une infrastructure de desserte et un lotissement des terrains destinés à accueillir des entreprises, dont les débits doivent être évalués (cf. § III.8.2.2).

Dans le deuxième cas, comme les terrains doivent, dans la majeure partie des cas, être cédés entièrement viabilisés, les concepteurs sont amenés à étudier les différents réseaux, dont le réseau d'assainissement, avant de connaître les niveaux de performances et les contraintes d'exploitation qui lui sont demandés.

Or, si pour une zone d'habitat donné, les débits d'effluents peuvent être assez aisément évalués, il n'en est pas de même pour les zones d'activités où les débits peuvent varier considérablement suivant les types d'activités qui s'y implantent et leurs stratégies d'utilisation de l'eau. Cependant, l'expérience montre :

- que certaines activités traitent directement leurs effluents, permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel ou parfois dans le réseau pluvial (avec autorisation de rejet et convention avec son propriétaire en vue de s'assurer de la compatibilité du rejet avec le traitement des eaux pluviales) ;
- que les industries lourdes s'implantent de préférence dans des sites où elles peuvent traiter globalement tous leurs problèmes de refroidissement et de rejets sans être tributaires du réseau public ;

L'acceptation des rejets non domestiques dans le réseau de collecte est à étudier avec soin (cf. § III.8.2), tant du point de vue des flux rejetés par rapport aux flux d'eaux domestiques que du point de vue de leur compatibilité au niveau du traitement. Ces rejets doivent systématiquement faire l'objet d'une autorisation de déversement et parfois même d'une convention (cf. annexe I.).

III.8.2.2 Estimation des débits

L'estimation des débits résultants d'une zone d'activités est délicate et est sujette à de nombreuses sources d'incertitude. Le besoin de précision dépend de la taille du système d'assainissement dans lequel se fait le rejet.

Lorsque l'on ne connaît pas la destination des parcelles, donc l'ampleur des rejets, on fixe a priori (en fonction des capacités du système aval) un débit maximal de rejet par hectare loti. Ce débit maximal doit apparaître dans le règlement de zone qui fait partie des pièces obligatoires lors de la vente des terrains.

Ce débit maximal doit être fixé :

- en débit instantané en l/s ;
  - un débit instantané inférieur à 5 l/s peut augmenter les risques de colmatage des équipements ;
  - la valeur maximale de ce débit instantané est fixée par les conditions d'écoulement du système aval en tenant compte des autres rejets de la zone.
- en volume horaire en m^3/h. En l'absence de données locales plus précises, on peut utiliser le tableau ci-dessous qui n'inclut pas les eaux usées domestiques ou assimilables.

Tableau 9 : Valeurs par défaut de rejets d'eaux usées non domestiques en zones d'activités

Superficie de la zone	Rejet journalier	Volume horaire maximal
< 5 ha	3 m^3/j par ha loti	2 m^3/h par ha loti
5 ha > 20 ha	6 m^3/j par ha loti	3 m^3/h par ha loti
> 20 ha	10m^3/j par ha loti	5 m^3/h par ha loti

Les conditions de débit imposées peuvent nécessiter un rejet discontinu et un stockage tampon à la parcelle.

Le fonctionnement des zones d'activités induit une discontinuité dans les rejets avec des périodes actives et des périodes d'arrêt complet le week-end ou lors des fermetures. Il est nécessaire d'étudier le fonctionnement du système dans les deux situations au niveau :

- des conditions de stagnation des effluents dans le système pendant les périodes d'arrêt ;
- du fonctionnement des systèmes de traitement ;

et d'adapter le projet en conséquence.

Les valeurs ci-dessus permettent d'évaluer les débits rejetés par chaque parcelle. A l'exutoire de la zone d'activités, le rapport du débit de pointe horaire sur le débit moyen horaire calculé sur le nombre d'heures de travail peut être compris entre 3 et 4 suivant le nombre de postes de travail. En aucun cas, le concepteur ne doit faire usage, pour établir le coefficient de pointe des rejets non domestiques, de la formulation retenue pour le calcul des débits de pointe des effluents domestiques.

$$\text{Débit de pointe horaire} = \frac{\text{Volume journalier}}{\text{Nombre d'heures de travail par jour}} \text{ X 3 (ou 4)} \qquad \text{(Équation 34)}$$

Pour une zone d'activité existante les débits et charges sont évalués sur la base des conventions de déversement quand elles existent, ou à partir de mesures, avec la prise en compte des eaux claires parasites éventuelles.

III.8.3 Débits à retenir

Le débit de pointe de temps sec à retenir pour le dimensionnement des ouvrages est la somme des débits de pointe des eaux usées domestiques, des débits de pointe des eaux usées non domestiques et des débits d'eaux claires parasites.

III.9 POLLUTION DES EAUX

Même si de nombreux ouvrages, y compris ceux qui ont pour objectif la maitrise de la qualité des eaux, sont dimensionnés sur des débits et des volumes, quelques précisions sur les différents types de polluants transportés par les eaux usées et pluviales sont nécessaires.

La pollution est caractérisée par différentes familles de paramètre :

- paramètres globaux : matières en suspension (MES), matière organique (DCO) : Présents à des concentrations de quelques dizaines à centaines de mg/L, leurs effets sur les milieux aquatiques sont rapides et facilement visibles ;
- Micropolluants : Leurs concentrations peuvent être très faibles (microgrammes ou nanogrammes par litre, et leurs effets insidieux (toxiques, perturbateurs endocriniens…), cumulatifs sur le long termes et pas toujours proportionnels à la dose :
    - métaux lourds (zinc, cuivre, plomb, cadmium, chrome, nickel, platine…) ;
    - hydrocarbures (hydrocarbures totaux, hydrocarbures aromatiques polycycliques) ;
    - phytosanitaires (glyphosate, diuron...) ;
    - Alkylphénols, PCB, PBDE.
- Pollutions microbiologiques dues aux rejets domestiques et au lessivage des déjections animales.

III.9.1 Données actuelles sur la pollution des eaux usées

On rappelle ici des données récentes sur la pollution des eaux usées émise par des collectivités de moins de 2000 habitants, issue d'une étude de l'Onema portant sur près de 10 000 échantillons. On se limite aux polluants majeurs car ils constituent les bases de dimensionnement des stations de traitement des eaux usées et une référence pour les critères de rejet.

Tableau 10 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes des eaux usées (d'après (Mercoiret, 2009))

	$DB0_5$	DCO	MES	NK (Azote Organique et Ammoniacal)	P_t
Unités	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
Moyenne	265	646	288	67	9,4
Centile 90	480	1 132	538	111	15,9

III.9.2 Pollution chronique des eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement (il convient de distinguer les eaux de ruissellement et les eaux pluviales - cf. § II.2.1), peuvent nécessiter des précautions particulières en fonction du type de surfaces et d'activités et de la sensibilité des milieux récepteurs.

Les études montrent que les eaux de pluie se chargent de particules et de micropolluant tout au long de leur parcours depuis l'atmosphère jusqu'à leur exutoire via les surfaces imperméables (elles deviennent alors des eaux de ruissellement) et les ouvrages de transfert (elles deviennent enfin des eaux pluviales). Les teneurs en micropolluants peuvent être importantes et avoir un impact réel sur l'environnement.

Les micropolluants ne constituent pas une base de dimensionnement, ni habituellement un critère de rejets.

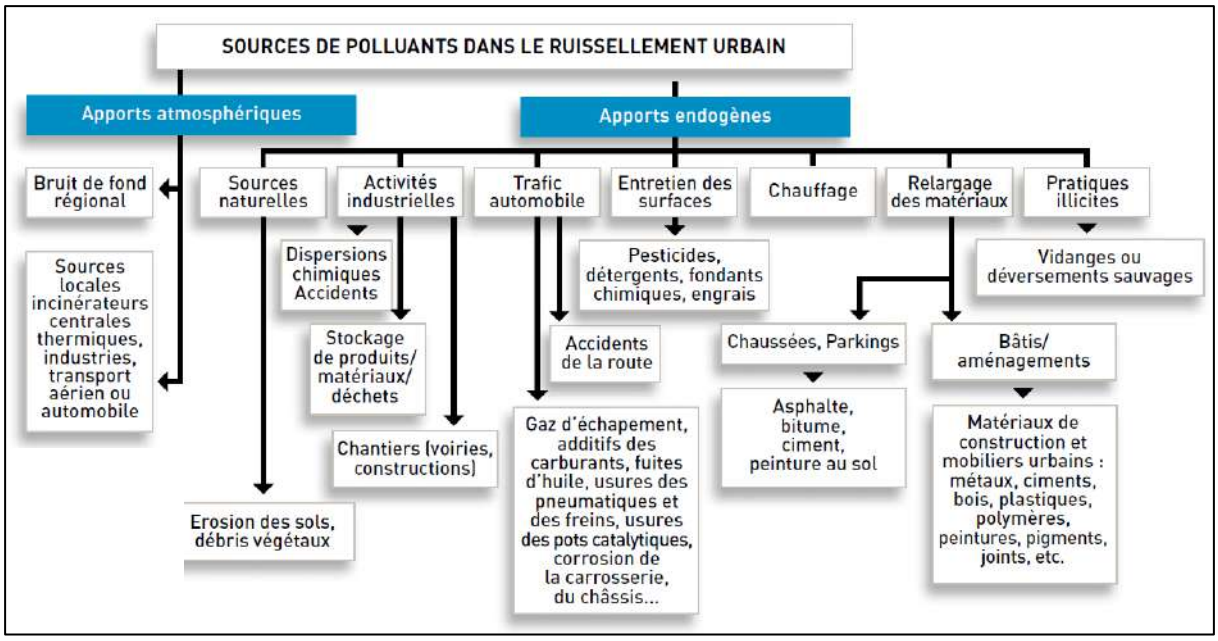


Figure 29 : Sources de contaminants des eaux de ruissellement (AESN, CU ET LEESU, 2013)

La pollution des eaux de ruissellement provient :

- des retombées atmosphériques (sèches ou pluie) de sources qui peuvent être localisées sur la zone à aménager (chauffage,…) ou être plus lointaines (industries, voirie très circulées, traitements des cultures…) ;
- de l'usure des surfaces (toitures, voiries, érosion des sols…) et des équipements (mobilier urbain, signalisation…) ;
- des émissions locales des véhicules (pneus, freins, carrosseries, échappement…) non dispersées dans l'atmosphère ;
- de l'entretien des surfaces (toitures, façades, espaces verts…) ; Le nettoyage des voieries peut au contraire contribuer à réduire la pollution des eaux de ruissellement ;
- de l'activité (fréquentation par le public, animaux, commerces, marchés, chantiers…).

Pour fixer les idées, on trouve les valeurs suivantes issues de (AESN, CU ET LEESU, 2013). Pour les raisons citées ci-dessous, on se limite aux polluants majeurs. Pour aller plus loin, la bibliographie rapporte de nombreuses études à ce sujet.

Tableau 11 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes par site pour les parkings et différents types de voiries (Valeurs bibliographiques ; Fourchette minimum – maximum des concentrations moyennes par site) d'après (AESN, CU ET LEESU, 2013)

Polluant	Concentrations				
	Voirie Urbaine			Autoroutes	Parkings
	Trafic Faible[10]	Trafic Moyen[11]	Trafic Fort[12]		
MES (mg/l)	11,7 – 117	59,8 – 240	69,3 – 260	41,3-762	98-150
DCO (mg/l)	70 – 368			107[13]	50-199

Tableau 12 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes par site pour les différents types de toitures (Valeurs bibliographiques ; Fourchette minimum – maximum des concentrations moyennes par site) d'après (AESN, CU ET LEESU, 2013)

Polluant	Petits éléments de couverture[14]	Toit métallique[15]	Toit terrasse	Toit végétalisé
MES (mg /l)	19-64	25-40	3-29	9-37
DCO (mg/l)	4-78	12-49	6-12	9-41

III.9.3 Pollution accidentelle

La cause la plus fréquente de survenue d'un tel évènement est constituée par les accidents de circulation, et en particulier les accidents de poids lourds transportant des matières dangereuses.

Un autre risque potentiel est celui de l'incendie d'un bâtiment situé à proximité de la voirie ou du parking. Cet incendie peut générer des produits potentiellement polluants et l'intervention des pompiers qui répandent de grandes quantités d'eau est susceptible d'entrainer ces contaminants vers le système de gestion des eaux pluviales.

Le risque d'accident industriel (rupture ou débordement de cuves ou de canalisations par exemple) constitue un troisième type d'évènements potentiels.

Ces risques sont évalués au cas par cas en fonction des activités prévues sur la zone. Ils peuvent le cas échéant conduire à la mise en place de volumes de confinement à proximité des sources potentielles.

III.9.4 Pollution dans les ouvrages de transfert séparatifs pluviaux et unitaires

La pollution des eaux recueillies par un réseau séparatif pluvial correspond à celle des eaux de ruissellement, à laquelle s'ajoute celles des divers déversements illicites, qu'il est quasiment impossible de maitriser totalement. Il s'agit en particulier de raccordements d'eaux usées domestiques, ou de déversements occasionnels d'huile de vidange, peinture, solvants, restes de désherbants dans les grilles et avaloirs. De même les eaux de lavage de chaussées rejoignent-elles le réseau d'évacuation des eaux pluviales. Même si le caractère illicite de ces

10 Trafic faible : 3 000 véhicules par jour
11 Trafic moyen : 3 000 à 10 000 véhicules par jour
12 Trafic fort : 10 000 véhicules par jour
13 Une seule valeur disponible
14 Toits en tuiles, en ardoise, en shingles…
15 Acier, aluminium, zinc, cuivre, plomb

déversements peut faire l'objet de débat, ils n'en représentent pas moins des flux polluants qui parviendront tôt ou tard à l'exutoire. En effet les collecteurs sont souvent le siège de phénomènes de sédimentation en temps sec ou lors de faibles pluies : les sédiments accumulés sont repris lors de pluies plus intenses, provoquant des pics de pollution.

Tous ces phénomènes (mélanges d'eaux pluviales et d'eaux usées, sédimentation en temps sec et reprise en temps de pluie, rejets accidentels) sont encore plus marqués dans le cas d'un système unitaire.

Les problèmes évoqués plus hauts ne sont pas circonscrits aux seuls réseaux souterrains et peuvent affecter des réseaux de surface (fossés, noues de transport…). Ils sont d'autant plus limités que les vitesses de transfert sont faibles (ouvrages végétalisés) et que la source des rejets éventuels reste visible.

En conclusion, on trouvera ci-dessous un tableau des charges polluantes rejetées par des systèmes séparatifs ou unitaires.

Tableau 13 : Concentrations moyennes des eaux pluviales strictes et eaux usées (étendue min.-max. des valeurs ou coefficient de variation CV, selon les cas) - d'après (Chocat, Bertrand-Krajewski, & Barraud, Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie, 2007)

Type de rejets	Pluviaux séparatifs		Pluviaux unitaires
Type de zone urbaine	Résidentielle et commerciale	Autoroute et route à fort trafic	Mixte
	Moyenne Min - Max ou CV	**Moyenne** Min - Max ou CV	**Moyenne** Min - Max ou CV
MES (mg/l)	**190** 1-4 582	**261** 110-5 700	**425** 176-647
DBO_5 (mg/l)	**11** 0,7-220	**24** 12,2-32	**90** 43-225
DCO (mg/l)	**85** 20-365	128-171	**380** 250-530
N Total (mg/l)	**3,2** 0,4-20		**8,3** 21-28,5
P Total (mg/l)	**0,34** 0,02-14,3		**10** 6,5-14

IV. CALCUL DES SECTIONS D'ECOULEMENT

IV.1 GENERALITES

La méthode de détermination des sections des ouvrages de transfert est applicable à l'ensemble des systèmes.

En première approche, le dimensionnement des sections d'écoulement à surface libre consiste à déterminer la section d'ouvrage nécessaire pour véhiculer un débit donné compte tenu des pentes de l'ouvrage et des pertes de charges linéiques et singulières.

Cette première étape de dimensionnement hydraulique est complétée dans un second temps par la vérification :

- des conditions d'érosion et d'auto curage (cf. § IV.3) ;
- de la non mise en charge des canalisations (cf. § IV.4) qui peut être induite par des battements de la surface libre de l'écoulement pour un débit de niveau de service 2 (cf. § II.1.3.) correspondant à des périodes de retour mentionnées dans l'EN 752 ;
- de l'augmentation du volume d'eau à véhiculer du fait d'un écoulement aéré (cf. § IV.5).

A l'issue du calcul des sections d'écoulement, il est alors indispensable de vérifier les conséquences sur le fonctionnement à l'échelle du réseau et notamment de la nécessaire prise en compte ou non des influences aval (cf. § IV.7).

Dans tous les cas, il est recommandé de respecter des valeurs de diamètres nominaux minimaux de :

- Ø 200 mm en eau usée ;
- Ø 300 mm en eau pluviale ou unitaire.

Ces diamètres minimaux ne découlent pas directement d'un calcul hydraulique mais tiennent compte des contraintes d'exploitation : passage des matières pouvant entrer dans le réseau (engouffrement amont), des contraintes de raccordement des branchements et des possibilités de réhabilitations futures.

IV.2 CALCUL DES SECTIONS D'ECOULEMENT POUR UN DEBIT DONNE

IV.2.1 Formule de Manning-Strickler

Différentes formules de dimensionnement des sections d'écoulement ont été établies intégrant les évolutions successives de la connaissance des paramètres d'écoulement : Chezy, Chezy-Bazin, Manning-Strickler, Von Karmann, Nikuradze, Colebrook… Chacune de ces approches correspond à un domaine d'application et à des types d'écoulement associés.

La formule de Colebrook est une formule générale applicable à de nombreux domaines, dont l'assainissement urbain. Elle prend en compte la nature des parois ainsi que la nature du fluide via sa viscosité cinématique.

La formule de Manning Strickler ne prend pas en compte la nature du fluide transporté (de l'eau). Cette dernière est intégrée directement dans le coefficient de débit.

La formule de Manning Strickler est donc intéressante et couramment employée car d'usage simple grâce à son caractère monôme qui permet un calcul direct sans itérations.

La formule de Manning Strickler est :

$$V = K \cdot {R_h}^{2/3} \cdot I^{1/2} \qquad \textbf{(Équation 35)}$$

Avec :

V : vitesse de l'effluent dans la canalisation en m/s
K : coefficient de débit en $m^{1/3}\ s^{-1}$
R_h : rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé
I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime uniforme

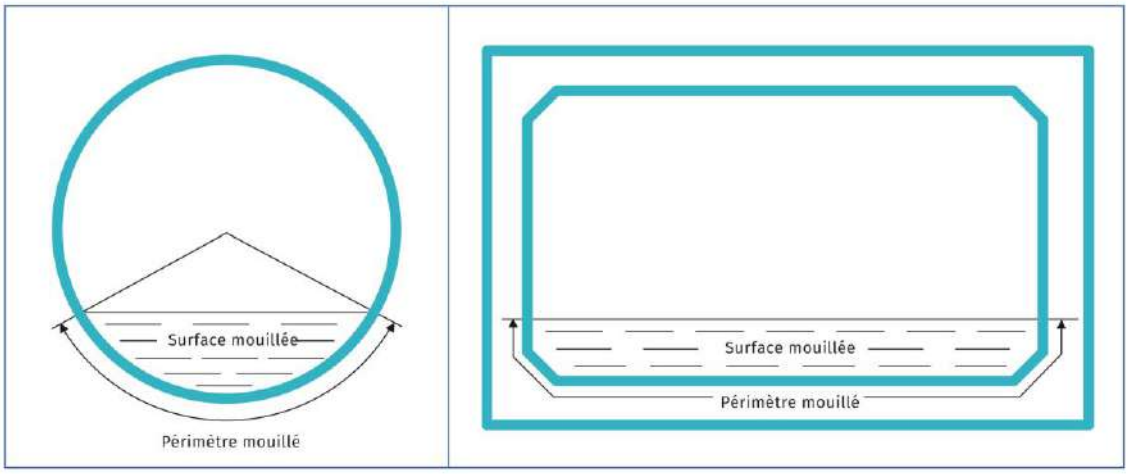


Figure 30 : Périmètre et surface mouillés

La détermination de la surface mouillée et du périmètre mouillé sont des formules de calcul géométrique prenant en compte la forme et les dimensions de l'ouvrage ainsi que la hauteur de remplissage.

Des équations permettent de calculer le coefficient de débit de Manning Strickler en fonction du coefficient de rugosité de Colebrook. **En dehors du domaine de validité de l'équation de Manning-Strickler (valable en régime turbulent rugueux),** l'emploi de formules simplifiées (par exemple celles des normes NF EN 752) conduit à surévaluer le coefficient de débit de Manning Strickler et donc le débit dans les canalisations dans le cas des conduites les plus lisses. (cf. VII.8 – Annexe H)

IV.2.2 Formule de Manning-Strickler corrigée par Lautrich

Dans le cas de conduites fermées, partiellement remplies à plus de 50% de hauteur (taux de remplissage), on peut tenir compte de la présence de l'air par la formule de Thormann. Cette formule a été par la suite des travaux de Franke et H. Schmidt, combinée avec la formule de Prandlt-Colebrook et sa simplification a permis de l'employer dans la pratique avec une précision suffisante (reprise dans la publication de Lautrich).

L'application de la Formule de Manning-Strickler corrigée par Lautrich permet de définir un rapport bijectif entre le taux de remplissage et le débit transporté.

IV.2.2.1 Modélisation

Dans le cas de sections remplies à plus de 50%, la résistance de l'air en canalisations fermées provoque une diminution de la vitesse de l'effluent *V*.

Thormann et Lautrich prennent en compte ce phénomène en adoptant une valeur du rayon hydraulique corrigé R_h' qui s'établit comme suit :

En considérant :

$$\theta = 2\,arccos\left(1 - 2\frac{h}{D}\right) \qquad \textbf{(Équation 36)}$$

$$b = D \cdot sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \qquad \textbf{(Équation 37)}$$

On définit le facteur de correction α de la manière suivante :

- Si $\frac{h}{D} < 0,5$ alors $\alpha = 0$ **(Équation 38)**
- Si $\frac{h}{D} \geq 0,5$ alors $\alpha = \frac{\left(10 \cdot \frac{h}{D} - 5\right)^3 + 5\left(10 \cdot \frac{h}{D} - 5\right)}{150}$ **(Équation 39)**

Le périmètre mouillé corrigé s'écrit donc :

$$P'_W = P_W + \alpha \cdot b = \theta \cdot \frac{D}{2} + \alpha \cdot D \cdot sin\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad \textbf{(Équation 40)}$$

Le rayon hydraulique corrigé s'écrit alors :

$$R'_h = \frac{A_f}{P'_W} \quad \textbf{(Équation 41)}$$

Où :

R_h' : Rayon hydraulique modifié (il s'agit d'un artifice de calcul, ne correspond à rien de réel)
P_w' : Périmètre mouillé modifié (il s'agit d'un artifice de calcul, ne correspond à rien de réel)
b : Largeur de l'écoulement en surface
α : Facteur de correction
α .*b* : Accroissement du périmètre mouillé
D : diamètre intérieur de la canalisation
h : hauteur de remplissage de la canalisation
θ : Angle relatif au taux de remplissage

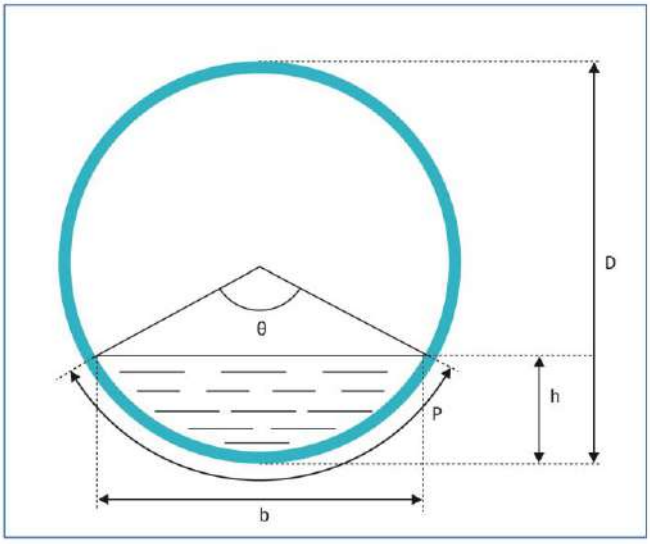


Figure 31 : Définition de Θ angle relatif au taux de remplissage

IV.2.2.2 Représentation graphique

Les courbes ci-après montrent l'influence de cette correction sur les vitesses et les débits calculés par la formule de Manning-Strickler :

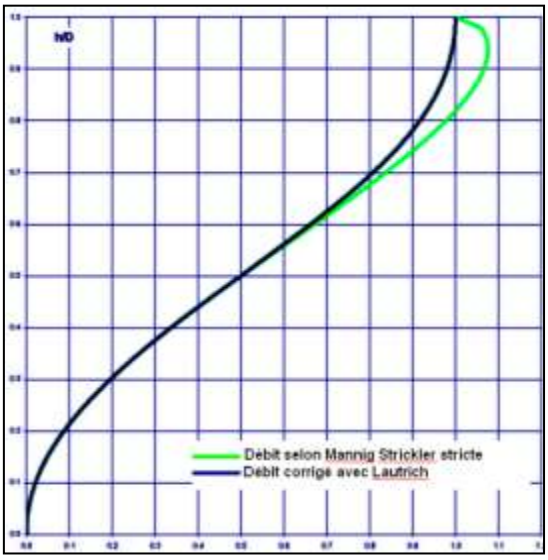


Figure 32 : Comparaison des débits

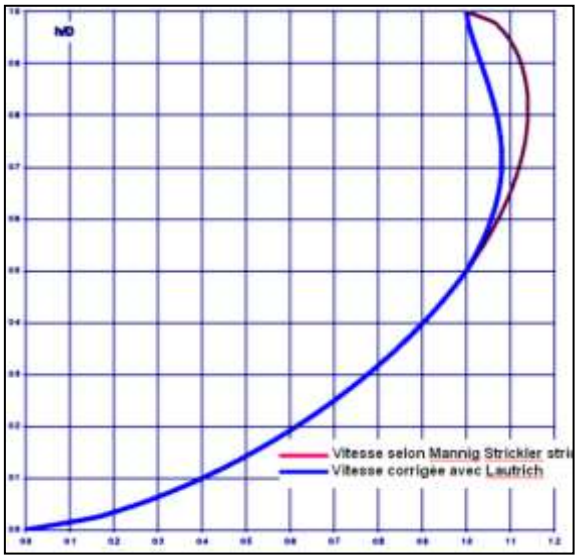


Figure 33 : Comparaison des vitesses

IV.2.3 Application de la formule de Manning Strickler au calcul des sections d'écoulement

Le calcul des sections d'écoulement s'effectue sur la base du débit de pointe à évacuer Q_p (cf. § III.7.1 et III.8.3). En s'appuyant sur la formule de Manning Strickler :

$$Qp = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \textbf{(Équation 42)}$$

$$R_h = \left(\frac{Qp}{K \cdot S \cdot I^{1/2}}\right)^{3/2} \quad \textbf{(Équation 43)}$$

Avec :

Q_p : débit véhiculée par la canalisation en m^3/s
K : coefficient de débit en $m^{1/3}\ s^{-1}$
S : surface mouillée m^2
R_h : rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé
I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime permanent et uniforme

La formule de Manning Strickler a été établie pour des écoulements turbulents rugueux et fortement rugueux. Elle ne tient pas compte de la viscosité de l'eau dont l'influence sur l'estimation des pertes de charges ne peut être négligée pour les écoulements hydrauliquement lisses. Le risque est de sous-dimensionner les sections des ouvrages par l'adoption d'un coefficient de débit trop important et conduire à des débordements ou des inondations.

IV.2.4 Détermination du coefficient de Manning Strickler

Il convient de prendre en compte l'ensemble des facteurs influant sur les pertes de charges pour déterminer la valeur de dimensionnement du coefficient de débit :

- la qualité de la pose et les contre-pentes ou les désalignements qui peuvent résulter des conditions de pose ou apparaître pendant la durée de vie de l'ouvrage ;
- les points singuliers du réseau et la qualité des raccordements au niveau des regards et des branchements.

Ces deux points déterminent la rugosité globale du tronçon qui aboutit à des coefficients de Manning sensiblement plus faibles que pour un élément de canalisation considéré seul. D'autres facteurs peuvent être pris en compte :

- la nature du matériau constituant la canalisation : rugosité intrinsèque et espacement des assemblages ;
- la nature de l'effluent (ex. : eaux usées ou eaux pluviales), la quantité de matières solides véhiculées et les éventuels dépôts ou biofilm.

IV.2.5 Pour les sections des canalisations fermées

L'influence des branchements et de la fréquence des ouvrages d'accès dans le réseau de collecte doit être prise en compte. Pour cela, on considère l'ensemble du réseau en prenant un coefficient global de débit K compris entre 70 et 80 $m^{1/3}\ s^{-1}$. Il convient toutefois de tenir compte du fait que des coefficients de débits inférieurs peuvent être rencontrés, notamment en cas de dépôts importants ou d'obstruction partielle de la section d'écoulement.

Certains outils de simulation permettent d'additionner les pertes de charges linéiques et les singularités. Leur utilisation doit être réservée à des cas particuliers et doit être abordée avec précautions car la précision apportée peut s'avérer illusoire.

En réseau de transport pluvial, unitaire ou d'eaux usées strictes, la prise en compte de ces différents facteurs permet d'adopter, quel que soit le matériau constitutif de la canalisation, un coefficient de débit de Manning-Strickler pouvant atteindre 90 $m^{1/3} s^{-1}$.

Cette limitation du coefficient de Manning Strickler à 90 a pour objet de tenir compte des conditions globales d'écoulement des canalisations mais également de limiter la surestimation des débits calculés par rapport à la méthode de Colebrook (cf. annexe H).

Le chapitre VI.1.5 propose une méthode manuelle pratique de détermination du diamètre nécessaire. Le Tableau 24 de cette méthode présente les débits pleines sections des canalisations circulaires pour une rugosité de Manning Strickler K=70.

Il est complété des indications relatives aux conditions pour limiter les dépôts dans les canalisations (cf. § IV.3).

Pour les sections ouvertes, le coefficient de débit est très variable selon les ouvrages, le guide SETRA de l'assainissement routier mentionne :

Tableau 14 : Coefficients "K" de Manning Strickler

Type d'ouvrages	Coefficient de débit «K » indicatif
Ouvrages enherbés plats peu profonds avec une hauteur d'eau dans l'ouvrage inférieure ou égale à 15 cm.	10
Ouvrages enherbés plats peu profonds avec une hauteur d'eau dans l'ouvrage inférieure ou égale à 20 cm.	15
Fossés enherbés (trapézoïdaux ou triangulaires).	25
Ouvrages superficiels en béton (fossés, cunettes, caniveaux).	70

IV.3 CONDITIONS POUR LIMITER LES PROBLEMES DE DEPOTS DANS LES CANALISATIONS

Différentes approches ont été proposées pour atteindre les vitesses nécessaires pour assurer l'auto curage et prévenir la limitation des dépôts dans les canalisations. Les résultats sont présentés dans le Tableau 23 et le Tableau 24 du chapitre VI.1.5 pour un coefficient de Manning Strickler K=70.

Il convient cependant de souligner que la capacité d'auto curage dépend étroitement des conditions hydrauliques de l'écoulement, ce qui rend le problème complexe :

- Les conditions, telles qu'elles peuvent être estimées au niveau du projet, doivent certes être favorables, mais elles peuvent être modifiées lors de la construction et de la vie de l'ouvrage ;
- La rectitude de la pose et la qualité de l'entretien sont ainsi des facteurs favorables ;
- La nature de l'effluent (charge en matières en suspension et nature des particules), avec d'autres facteurs moins connus, sont probablement à l'origine de la plupart des obstructions ou atterrissements. En particulier, les retours d'expérience montrent qu'il n'y a pas de corrélation étroite entre la pente et les possibilités de sédimentation.

Compte tenu de ce qui précède, lorsque l'on est en limite ou en dessous des conditions d'auto curage, il y a un optimum à rechercher entre la réalisation d'un réseau à forte pente mais engendrant des coûts supplémentaires (approfondissement rendant nécessaires des relevages) et la réalisation d'un réseau à faible pente engendrant des curages fréquents.

IV.3.1 Vitesses d'écoulement requises

Les règles utilisées sont en général empiriques, la réalité étant difficile à appréhender. La Ville et son Assainissement (CERTU, 2003) propose de prendre en compte soit des vitesses minimales, soit le paramètre de la contrainte de cisaillement au radier, comme dans d'autres pays. Une valeur minimale préconisée, dans la

bibliographie (Ashley, Bertrand-Krajewski, & Hvitved-Jacobsen, 2004) de 1,6 N/m² permet de transporter 90 % des solides présents dans les réseaux. L'expression de cette contrainte est :

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot J \qquad \textbf{(Équation 44)}$$

Avec :

τ_0 : contrainte de cisaillement en N/m²
ρ : masse volumique de l'eau en kg/m^3
g : coefficient de la pesanteur en m/s²
R_h : rayon hydraulique en m (calculé pour le débit de pointe de temps sec en unitaire comme en séparatif eaux usées et pour une pluie mensuelle en eaux pluviales),
J : pente motrice de la canalisation en mètre par mètre (m/m).

Le Tableau 25 du chapitre VI.1.5 permet de déterminer facilement le rayon hydraulique au débit de projet, après avoir calculé celui à pleine section ($R_{h,PS}$ = D / 4), et d'en déduire la contrainte de cisaillement par l'équation ci-dessus.

On note toutefois que les règles de l'ancienne IT 77/284, qui se sont avérées efficaces dans le temps, précisent :

En système séparatif, l'auto curage des canalisations d'eaux usées est considéré comme assuré si les trois conditions ci-après sont remplies :

- à pleine ou à demi section, un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0,70 m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s ;
- pour un remplissage égal au 2/10 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,30 m/s.
- un remplissage de la canalisation au moins égal au 2/10 du diamètre doit être assuré pour le débit moyen actuel (cf. § III.7.1.1).

En réseaux unitaires, la pente des ouvrages doit permettre pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit moyen des eaux usées, celui des vases organiques fermentescibles. On tend vers la satisfaction de ces conditions dans les ouvrages calculés pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale en y réalisant des vitesses de l'ordre de :

- 0,60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section ;
- 0,30 m/s pour 1/100 de ce même débit.
- vitesse de 0,30 mètre par seconde pour le débit moyen de temps sec quel que soit le taux de remplissage.

Ces limites sont respectées toutes deux avec des vitesses à pleine section de l'ordre de 1 m/s dans des canalisations circulaires (par l'application directe de la formule de Manning Strickler). Pour les autres profils, il faut reprendre la formule et vérifier les conditions pour les trois débits évoqués ci-dessus.

IV.3.2 Pentes minimales requises

Il est recommandé de ne pas projeter une pente inférieure à 3‰. Lorsque la pente est proche de 3‰, les difficultés de pose peuvent provoquer des variations de profil qui ne permettent plus d'assurer ponctuellement les capacités d'auto curage (cf. § IV.3.3). Il y aura lieu de vérifier particulièrement la qualité de la pose dans ces secteurs.

On trouve dans la littérature des publications permettant de calculer les pentes minimale inférieures à cette valeur et permettant d'assurer l'auto curage :

- Schütz (1985) recommande la formule empirique suivante :

$$S_{om}(m/m) = \frac{1}{D(mm)} \qquad \textbf{(Équation 45)}$$

- Sander (1994) observe que pour les canalisations plus petites que D=1000mm, la pente minimum recommandée pour éviter la sédimentation est :

$$S_{om}(m/m) = \frac{1,2}{D(mm)} \quad \textbf{(Équation 46)}$$

Pour D>1m, la limite minimum absolue S_0= 1.2‰ convient d'être utilisée.

Il convient de s'assurer qu'il est effectivement possible de respecter la pente minimale résultant du calcul compte tenu des sujétions de pose.

IV.3.3 Capacité de transport solide et risques de dépôts

La détermination de la capacité de transport solide d'un écoulement permet d'évaluer le risque de dépôt.

Pour cela, nous proposons de calculer le diamètre médian D_{50} des particules susceptibles d'être entraînées par l'écoulement dans l'ouvrage projeté, en fonction de sa section et de sa pente. Pour cela, il est possible d'utiliser la formulation simple établie par Laplace suite à des expérimentations en collecteur d'assainissement :

$$D_{50} = 10^4 \cdot R_h \cdot I + 0,5 \; pour \; D_{50} \geq 0,5 \; mm \quad \textbf{(Équation 47)}$$

Avec : D_{50} : Diamètre médian transporté exprimé en mm
R_h : Rayon hydraulique en m = Surface mouillée / périmètre mouillé
I : pente motrice de l'écoulement en m/m = pente de l'ouvrage en régime uniforme

L'estimation de D_{50} doit être conduite pour les conditions d'écoulement les plus fréquentes avec un remplissage partiel de la canalisation. En réseau unitaire et sanitaire, D_{50} est calculé pour le débit de temps sec et en réseau pluvial, pour le débit de période de retour mensuelle ou un remplissage de 1/10^{éme} de la section d'écoulement.

L'interprétation des résultats peut se faire de la manière suivante :

- Pour des D_{50} < 2 mm, l'ouvrage est très fortement soumis à la formation de dépôts avec présence de matières organiques fermentescibles. Dans ces conditions, il génère de l'hydrogène sulfuré à l'origine d'odeurs, de corrosion et de danger pour le personnel d'exploitation. Il est absolument déconseillé de poser des ouvrages dans ces conditions ;
- Pour 2 mm < D50 < 5 mm, l'ouvrage est soumis à la formation de dépôts minéraux. Des dispositions particulières doivent alors être prises pour faciliter l'exploitation (accès pour hydrocurage, dispositifs de chasse, pièges à charriage). Un entretien régulier est nécessaire qui représente une lourde charge financière sur la durée de vie de l'ouvrage. Dans de tels cas, la création de stations de relèvement intermédiaires pour permettre des pentes de tronçon plus importantes peut se justifier.

D'une manière générale, il est conseillé de respecter des valeurs de D_{50} > 5 mm pour limiter la formation des dépôts et réduire les charges d'exploitation.

Pour éviter l'érosion des radiers, il est conseillé de respecter un D_{50} < 50 mm à pleine section.

IV.4 PRISE EN COMPTE DU BATTEMENT DE LA SURFACE D'ECOULEMENT.

L'écoulement dans une canalisation fermée peut conduire du fait des fluctuations de la surface libre à une soudaine mise en pression ou un débordement des canalisations au droit des ouvrages d'accès. Ce phénomène est notable lorsque les canalisations fonctionnent à des taux de remplissage important. Dans ces cas, l'accès de l'air atmosphérique peut être réduit : ce phénomène se produit par exemple à l'aval d'un regard lorsque l'écoulement est proche de la pleine section. Plus l'écoulement est en régime torrentiel, plus ce phénomène de battement de surface par création de vagues est important.

Pour prévenir la mise en charge d'une canalisation de pente I, on limite leur taux de remplissage h/D (cf. Définition de h/D au § IV.2.2.1) à :

$$h/D = max\{0,55\ ;\ 0,92 - 0,03 \cdot I[‰]\} \qquad \textbf{(Équation 48)}$$

Soit

$$h/D = max\{0,55\ ;\ 0,92 - 0,03 \cdot 10^3 \cdot I[\mathrm{m/m}]\} \textbf{(Équation 49)}$$

Le Tableau 23 du § VI.1.5 présente les débits des canalisations circulaires pour une rugosité de Manning Strickler K=70 permettant de prévenir une mise en charge par fermeture de l'écoulement.

IV.5 PRISE EN COMPTE DES ECOULEMENTS AERES DANS LES CANALISATIONS CIRCULAIRES

A partir de certaines pentes (de l'ordre de quelques %), les écoulements dans les canalisations sont susceptibles d'être aérés (fonctionnement diphasique miscible). Le phénomène appelé *eau blanche* est attribué à la turbulence de l'écoulement, ce qui peut éjecter les particules du fluide pendant l'écoulement. De plus, le volume occupé par l'écoulement dans la canalisation est plus grand que dans les conditions normales. Ce phénomène ne correspond que rarement aux conditions rencontrées en assainissement.

Le paramètre χ, permet de prévoir le phénomène d'écoulement aéré.

$$\chi = \frac{K \cdot I^{1/2} \cdot D^{1/6}}{g^{1/2}} \qquad \textbf{(Équation 50)}$$

Avec :

I : pente de la canalisation en m/m
D : diamètre intérieur de la canalisation en m
K : coefficient de débit de Manning Strickler en $m^{1/3} \cdot s^{-1}$
g : accélération de la pesanteur en m/s^2
Le phénomène d'aération se produit expérimentalement à partir *de* $\chi = 8$.

Dans ce cas, la hauteur de remplissage de l'écoulement aéré $h_{aéré}$ est calculée sur la base de la hauteur de remplissage obtenue sans tenir compte de l'aération de l'écoulement $h_{non_aéré}$

$$h_{aéré} = \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{K^2 \cdot I^{1/2} \cdot h_{non\ aéré}^{1/3}}{g}\right)^{1/3} \qquad \textbf{(Équation 51)}$$

Afin de prévenir tout débordement, on limite $h_{aéré}$ au diamètre intérieur de la canalisation D. Si $h_{aéré}$ est supérieure au diamètre intérieur de la canalisation, on procède par itération pour tendre vers le rapport $h_{aéré}/D \leq 1$.

IV.6 VERIFICATION DES RISQUES DE FORMATION D'HYDROGENE SULFURE DANS UNE CONDUITE GRAVITAIRE

Dans le cas des réseaux gravitaires, le projeteur doit s'attacher à limiter les problèmes de dépôts de matières en suspension, générateurs sous certaines conditions, de dépôts organiques et de formation d'hydrogène sulfuré. C'est une des raisons pour lesquelles il faut vérifier les conditions d'auto-curage (cf. § IV.3).

On peut également vérifier les risques de formations de sulfures en utilisant le modèle Z de Pomeroy Parkhurst qui ne constitue qu'un pré-diagnostic. Il nécessite de connaître la température de l'effluent, la demande biologique en oxygène à cinq jours (DBO_5), le débit dans la canalisation (on prendra en compte le débit moyen de temps sec) et les caractéristiques géométriques du réseau.

$$Z = \frac{3 \cdot DBO_5 \cdot P}{s^{1/2} \cdot Q^{1/3} \cdot b} \cdot 1,07^{T-20} \qquad \textbf{(Équation 52)}$$

Avec :

DBO_5 : demande biologique en oxygène à 5 jours ($mgO_2.l^{-1}$)
P : périmètre mouillé de la canalisation (m)
T : température de l'effluent (°C)
s : pente de la canalisation (m. m^{-1})
Q : débit dans la canalisation (l. s^{-1})
b : largeur au miroir de la surface de l'effluent (m)

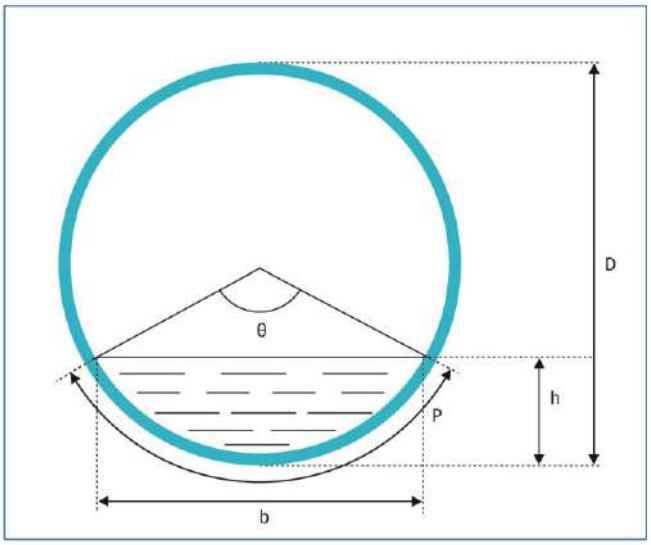


Figure 34 : Paramètres de Pomeroy

Risques encourus en fonction de la valeur obtenue :

- si Z < 5 000 : Faible risque ; les sulfures sont rarement présents ou seulement à faible concentration ;
- si 5 000 < Z < 7 500 quelques mg/l de sulfures -> faible corrosion (pour les matériaux sensibles) au niveau de l'aire de turbulence ;
- si Z > 10 000 : odeur de sulfure -> risque réels de corrosion pour les matériaux sensibles ;
- si Z > 20 000 : présence de sulfure dissous en permanence -> durée de vie entre 5 et 10 ans pour les tuyaux en matériaux sensibles de faible diamètre (inférieurs à 250 mm).

Au stade du projet, on peut évaluer le risque en utilisant des valeurs standard de DBO_5 et de température (en été) pour le site concerné obtenues soit auprès du gestionnaire du réseau soit dans la littérature disponible.

IV.7 VERIFICATION DES CONDITIONS DE FONCTIONNEMENT DU RESEAU

A l'issue du dimensionnement hydraulique des sections d'écoulement, il est parfois utile de vérifier le fonctionnement du réseau et notamment de s'assurer de la présence ou non d'influence aval par la méthode du nombre de Froude :

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g D_h}} \qquad \textbf{(Équation 53)}$$

Avec :

U : vitesse moyenne du fluide en m/s
g : accélération de la pesanteur en m/s^2
D_h : profondeur hydraulique (surface mouillée/largeur au miroir) en m

- Fr > 1 : régime torrentiel, avec une faible hauteur d'eau et une forte vitesse (équivalent d'un régime supersonique). Dans ce régime, le fluide est "tiré" par les forces qui le meuvent (la gravité le plus souvent), sans que la masse de fluide en avant soit une gêne ;
- Fr < 1 : régime fluvial, avec une forte hauteur d'eau et une faible vitesse (équivalent d'un écoulement subsonique). Ce régime est "piloté par l'aval" : le comportement des particules en mouvement est contraint par celles qui les précèdent. Dans ce cas, il y a risque d'augmentation du niveau d'eau.

Cette information permet de valider le fonctionnement de certains ouvrages (déversoir, station de pompage,…) intervenant dans la régulation du réseau. Au besoin, on passe du régime fluvial au régime torrentiel ou vice versa en intervenant sur la pente de pose.

IV.8 PERFORMANCE HYDRAULIQUE ET EXPLOITATION

La limitation des dépôts est également fortement conditionnée par :

- la conduite régulière de travaux de maintenance, permis en toute sécurité par la présence d'ouvrage d'accès aux canalisations selon les dispositions des paragraphes VI.2.2.2 et VI.2.2.4 ;
- la régularité de la pente de la canalisation (cf. § IV.3.2) ;
- la réalisation des changements de direction ou de niveau dans des regards visitables afin de permettre l'entretien ;
- l'emploi de cunette à grand rayon dans les regards et les boites d'inspection.

V. GESTION DES EAUX PLUVIALES

Ce chapitre développe les principes de conception et les solutions techniques mobilisables pour réduire les volumes, débits et flux polluants transférés vers les réseaux et les eaux de surface, voire les nappes (cf. chapitre 2). On trouvera dans ce chapitre une méthodologie permettant d'organiser la gestion des eaux à l'échelle du plan-masse et les principaux types d'aménagements et d'équipements sous forme de fiches synthétiques.

V.1 METHODE DE CONCEPTION D'UN AMENAGEMENT

V.1.1 Principes

On peut résumer par quelques règles les principes qui peuvent guider le projeteur lors de la conception d'un aménagement vis à vis de la gestion des eaux pluviales aux différentes étapes de l'origine des eaux de ruissellement vers l'exutoire de la zone d'aménagement :

Réduction de la production

1. Limiter l'imperméabilisation
2. Eviter le rejet d'eaux pluviales à l'extérieur de l'aménagement pour les évènements les plus fréquents (Niveau de service 1 voire 2), en mobilisant en priorité les capacités d'infiltration et d'évapo–transpiration disponibles dans le périmètre de l'aménagement.

Répartition des ouvrages

3. Privilégier la gestion des eaux pluviales au plus près de leur production, en exploitant les potentialités du site aux différentes échelles, de la parcelle à l'ensemble de l'aménagement, sur des espaces publics et privés. La diversification des échelles et des techniques permet de fiabiliser les capacités de rétention du système et d'affecter aux ouvrages des objectifs multi-usages.

Transfert amont-aval

4. Dimensionner les éventuels ouvrages de transfert pour le niveau de service 2, sauf si les débits transférés sont complètement régulés à l'amont (dans ce cas la valeur de la régulation est la base du dimensionnement).
5. Eviter de dimensionner des ouvrages de transfert spécifiques pour des événements rares (Niveau de service 3) : pour ce niveau de service on admet des écoulements et des stockages sur la voirie et d'autres espaces peu vulnérables. Il faut alors que ces espaces soient conçus et que leur fonctionnement hydraulique soit vérifié afin que ces écoulements restent compatibles avec la sécurité des biens et des personnes.

Exploitation et gestion patrimoniale

6. Privilégier les solutions simples et fiables, nécessitant peu d'interventions humaines, notamment en ayant recours au maximum aux écoulements gravitaires et aux organes de régulation statiques, en limitant au strict minimum les pompages, vannes, etc. …
7. Privilégier les ouvrages à ciel ouvert aux ouvrages enterrés (et dans ce dernier cas préférer les ouvrages entièrement nettoyables) pour faciliter les contrôles visuels et l'entretien y compris les ouvrages de délestage.
8. Privilégier les ouvrages végétalisés par rapport au génie civil classique, ou pour le moins des espaces multi-usages. Les ouvrages végétalisés ont davantage de fonctions (régulation des débits, amélioration de la qualité, qualité paysagère, animation urbaine, biodiversité, régulation thermique…) ce qui motive leur entretien régulier.
9. Documenter le système par une rédaction soignée et détaillée des documents réglementaires exigibles pour tout ouvrage (Plan de récolement, DOE, Document d'intervention Ultérieur sur les Ouvrages), complétés par un manuel d'exploitation intégrant un synoptique de fonctionnement. Cette documentation est d'autant plus utile que la diversité et l'aspect « naturel » de ces ouvrages font facilement oublier qu'il s'agit d'objets techniques.

10. Rendre cette documentation visible, connue et partagée par l'ensemble des usagers du site et des services susceptibles d'intervenir sur le site, afin de diffuser la connaissance de cette fonctionnalité hydraulique.

Maitrise de la qualité des eaux

11. Limiter le ruissellement et la centralisation des eaux pluviales collectées, car cela permet également de limiter les flux polluants mobilisés et rejetés à l'aval. Plus généralement, les techniques qui limitent les volumes transférés vers l'aval limitent dans une proportion analogue les flux transférés.
12. Gérer l'eau à proximité des points de production en limitant les transferts évite :
    - l'érosion et la remobilisation de polluants ;
    - la concentration des flux sur un nombre limité de points de rejets, qui peuvent donc s'avérer localement plus impactants;
    - les mélanges de différentes sources de polluants
13. Privilégier les techniques végétalisées pour la gestion des eaux pluviales : non seulement ces techniques permettent de réduire les volumes transférés à l'aval (principe 11), mais encore elles ont un pouvoir de rétention des polluants. En revanche, la connaissance actuelle des processus impliqués ne peut pas encore être traduite en règles précises de dimensionnement pour garantir un niveau de performance.
14. Concevoir les ouvrages de stockage centralisés (bassins) pour favoriser la décantation en évitant les cheminements préférentiels et les risques de réentrainement des dépôts. Les modalités de curage et le devenir des produits extraits doivent impérativement être pris en compte à la conception.
15. Installer, si nécessaire (risque avéré, prescription réglementaire, etc.), des ouvrages de prétraitement à l'amont d'ouvrages de stockage ou d'infiltration pour retenir les macro-déchets, voire les pollutions accidentelles (hydrocarbures). Ils n'ont pas pour objectif de réduire la pollution chronique.
16. En cas de nécessité avérée, prévoir des ouvrages de traitements intensifs et compacts (déshuileurs, décanteurs lamellaires) en s'assurant d'une conception soignée (régulation du débit traité), d'une exploitation adaptée (curage régulier) et d'une gestion efficace (absence d'eaux usées et d'apport massif de terre).

V.1.2 Notion de Facteur de Charge FC

Le facteur de charge (défini par (Pennsylvania Department of Environmental Protection (PA DEP), 2006)) est le rapport entre une surface d'infiltration, ou d'évopatranspiration et la surface productrice (Surface active) qui lui est raccordée. Il est au minimum de 1 pour une surface n'infiltrant/évapotranspirant que la pluie qui tombe sur son emprise, sans apport extérieur (toiture végétalisée, revêtement perméable). Un ouvrage présentant un FC de 10 gère les eaux de ruissellement d'une surface 10 fois supérieure. Des ordres de grandeur de FC sont proposés dans le Tableau 19 pour différents types d'ouvrage.

Pour fixer les idées, le Tableau 15 donne des ordres de grandeur des débits d'évacuation des différents exutoires diffus (correspondant par exemple à une toiture, une noue et une tranchée drainante respectivement) en fonction du facteur de charge. Ces valeurs sont à comparer aux intensités pluvieuses retenues pour le niveau de service considéré.

Tableau 15 : Gamme de valeurs des débits spécifiques bruts du sol et de l'atmosphère, et débits spécifiques correspondants pour différents facteurs de charge

	Débits spécifiques bruts			Débit spécifique utile[16] des exutoires diffus pour différents facteurs de charge (FC) *(à comparer au débit spécifique ruisselé)*			
	m/s	mm/j	l/s/ha	mm/j FC=2	mm/j FC=20	mm/j FC=50	l/s/ha FC=20
ETP		1	0,5	0,5	0,05	0,02	0,005
		10	1	5	0,5	0,2	0,05
Infiltration	10^{-6}	10^{2}	10	50	5	2	0,5
	10^{-5}	10^{3}	10^{2}	500	50	20	5
	10^{-4}	10^{4}	10^{3}	5 000	500	200	50
	10^{-3}	10^{5}	10^{4}	50 000	5 000	2 000	500

Lecture du tableau : à titre d'exemple, une toiture végétalisée alimentée avec un facteur de charge de 2 et une évapotranspiration de 10 mm/j permet d'évacuer une pluie de 5 mm en 24 heures. Il faut donc deux jours pour évacuer une pluie de 10 mm (correspondant par exemple à un niveau de service 1).

Un sol de perméabilité de 10^{-5} m/s avec un facteur de charge de 20 permet d'évacuer en 24 heures une pluie de 50 mm/j (qui peut correspondre à un niveau de service 2).

Pour une surface perméable végétalisée, le sol est donc l'exutoire largement prépondérant et on peut donc négliger l'évapotranspiration dans le dimensionnement du stockage.

On peut également déterminer un facteur de charge théorique maximum en fonction de la perméabilité, de la hauteur de pluie et de la durée de vidange.

16 Le débit spécifique brut (QSBex) est le rapport entre le débit et la surface de production ou d'évacuation correspondante. Le débit spécifique utile (QSUex) d'un exutoire est le débit spécifique brut qu'il dessert rapporté au facteur de charge (FC) : QSUex = QSBex / FC

Tableau 16 : exemples de facteurs de charge correspondants à diverses combinaisons perméabilité x pluie x durée de vidange

	Facteur de charge				Commentaires
	Durée de vidange de 24 heures		Durée de vidange 48 heures		
Pluie (mm) / Perméabilité (m/s)	25	50	35	70	
10^{-6}	3,4	1,7	5	2,5	Seules les techniques très diffuses sont utilisables dans pour évacuer l'eau dans l'emprise de l'opération
10^{-5}	34	17	50	25	Les techniques d'infiltrations diffuses courantes permettent de gérer localement l'eau pluviale dans la plupart des cas
10^{-4}	340	170	500	250	On peut combiner des techniques diffuses et des techniques centralisées lorsque les surfaces productrices sont importantes.
10^{-3}	3 400	1 700	5 000	2 500	

Ainsi avec un sol d'une perméabilité de 10^{-4}, on peut en théorie évacuer en 24 heures une pluie de 50 mm avec un facteur de charge ne pouvant dépasser 170.

En pratique, on évitera de dépasser un facteur de charge de 30 pour bénéficier des avantages associés à une infiltration diffuse. Les facteurs de charge supérieurs permettent de mobiliser des techniques d'infiltration centralisée si nécessaire.

V.1.3 Méthodologie générale

Une méthode générale peut être proposée pour la mise en œuvre pratique des principes précédents.

Elle vise, dans un premier temps, à mettre en relation des surfaces productrices d'eau de ruissellement avec des surfaces mobilisables pour l'évacuation diffuse de ces eaux (par infiltration voire évapotranspiration). Le cas échéant les eaux qui dépasseraient la capacité des surfaces d'évacuation diffuses seront dirigées vers des exutoires centralisés (puits d'infiltration, transfert vers l'aval). Les surfaces mobilisables sont les surfaces pour lesquelles la perméabilité du sol est suffisante et dont les usages prévus sont compatibles avec le stockage et l'évacuation des eaux pluviales. Elle s'appuie sur une première approche globale, où les apports et les capacités d'évacuation sont cumulés sur l'ensemble de l'aménagement, puis elle affine la distribution des surfaces d'évacuation et leur connexion avec les surfaces perméables.

Avant de s'engager dans la méthode proposée, on peut évaluer la faisabilité d'une gestion des eaux pluviales dans le périmètre de l'aménagement en s'appuyant sur le Tableau 17. Un dialogue entre urbanistes, paysagistes, BE technique et maître d'ouvrage doit être engagé sur cette base et déboucher sur l'élaboration d'un cahier des charges pour la gestion des eaux pluviales.

Ce tableau a été établi pour une pluie journalière de 50 mm mais peut facilement être adapté moyennant une règle de trois : la surface minimum d'infiltration est proportionnelle à la pluie journalière.

Il considère une durée d'infiltration maximum de 24 heures. Ce qui peut conduire à majorer la surface d'infiltration. Cette durée peut être affinée dans la phase de dimensionnement développée ci-après.

Le code couleur adopté est le suivant :

- Vert : aucun problème, la surface à mobiliser pour l'infiltration est inférieure à 10% de la surface perméable.
- Orange : la surface à mobiliser pour l'infiltration est comprise entre 10% et 50% de la surface perméable. Elle est contraignante vis à vis de la conception
- Rouge : la surface à mobiliser pour l'infiltration diffuse serait supérieure à 50%, et une infiltration concentrée d'une partie des eaux pluviales est à envisager (puits ou tranchées d'infiltration)
- Noir : la gestion complète des eaux pluviales à l'intérieur de l'opération n'est pas possible - une partie des eaux doit être exportée vers les eaux de surface ou un réseau de collecte.

Tableau 17 : Surface minimum nécessaire pour l'infiltration diffuse (en % de la surface perméable)

K (m/s) / IMP (%)	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
20	<1	<1	2	34	< 0
40	<1	<1	4	92	< 0
60	<1	<1	9	>100	< 0
80	<1	2,3	25	>100	< 0

La méthodologie proposée est structurée en 2 phases à appliquer pour chaque niveau de service. Elle progresse du dimensionnement de surfaces et de leur implantation dans le plan-masse au dimensionnement de volumes et à leur intégration dans la conception des aménagements.

Des phases d'itération permettent d'optimiser les surfaces nécessaires à l'évacuation diffuse, tout en privilégiant les solutions les moins centralisées.

Phase 1 : analyse globale de l'affectation des surfaces productrices et des surfaces d'évacuations diffuses

1.1 **Identification des exutoires gravitaires possibles et des contraintes associées** (techniques et environnementales) : sol (infiltration diffuse ou centralisée), eaux de surface (rejet), réseau aval (rejet).

1.2 **Évaluation de la lame d'eau à évacuer sur une durée D** comprise entre 24 et 48 heures[17] donc une lame d'eau cumulée sur la durée D pour la période de retour correspondant au niveau de service considéré. Une première itération correspond au niveau de service 1. Le traitement en deux étapes des niveaux de service 1 et 2 permet de favoriser une conception modulaire des capacités de stockage, mais on peut aussi appliquer directement la procédure au niveau de service 2.

[17] La durée de vidange de 24 heures est adaptée pour des ouvrages extensifs à ciel ouvert afin de faciliter la vérification de leur bon fonctionnement et favoriser leur acceptation par les riverains. Des ouvrages intensifs peuvent se calculer avec une durée de vidange supérieure à 24h.

1.3 **Identification des surfaces productrices et évaluation de la** surface active totale correspondante S_a (m^2). Pour le niveau de service 1, les surfaces productrices sont limitées aux surfaces imperméables.

1.4 **Calcul de la surface globale minimum d'infiltration diffuse S_{min} nécessaire** pour évacuer le volume S_a.P/1000 (m^3) sur une durée D (en jour) en prenant en compte la perméabilité retenue K (m/s) du sol (cf. § III.5) :

$$S_{min} = S_a \left(\frac{P}{86{,}4.10^3 \times K \times D - P}\right) \qquad \textbf{(Équation 54)}$$

Si S_{min} est négatif, passer à l'étape 1.8.

Cette expression prend en compte l'infiltration de la pluie reçue directement par la surface d'infiltration, qui vient diminuer la capacité disponible pour infiltrer les apports extérieurs : si P est proche de $86{,}4.10^3$ x K x D, S_{min} devient très grand, et si P > $86{,}4.10^3$ x K x D, le problème n'a pas de solution par infiltration dans l'emprise de l'opération.

Si S_a/S_{min} > 30, alors S_{min} = S_a/30 (on considère qu'il ne faut pas dépasser un FC de 30 pour de l'infiltration diffuse voir Tableau 19).

1.5 **Identification sur le plan masse de toutes les surfaces mobilisables gravitairement** pour l'infiltration.

1.6 **Détermination de la surface maximale S_{mob}** mobilisable pour l'infiltration diffuse sur le plan masse en prenant en compte les critères du § V.1.4,

1.7 **Vérification** que **$S_{min} \leq S_{mob}$**. Si oui, passer à l'étape 1.9.

1.8 **Si S_{min} > S_{mob} ou S_{min} <0 diminution des surfaces productrices** (revêtements poreux et toitures végétalisées) et retour en étape 1.1 ou **faisabilité d'ouvrages ponctuels (puits d'infiltration)** pour infiltrer un volume équivalent à K x (S_{min} – S_{mob}) x D. En cas d'impossibilité, aller en 1.11.

1.9 **Mettre en œuvre la phase 2**

1.10 **Itération pour le niveau de service 2** : retour à l'étape 1.2 en intégrant les toitures terrasses végétalisées dans les surface productrices (en modulant éventuellement leur contribution en fonction de leur caractère intensif ou extensif).

1.11 **Gestion des situations non traitées, notamment au-delà du niveau de service 2**, en prévoyant le transfert des excédents (cf. colonnes 5 et 6 du Tableau 18) vers des exutoires centralisés (puits d'infiltration, eaux de surface, réseau aval) via des stockages adaptés. La disponibilité de ces exutoires et ces stockages ne dispense pas de mobiliser aussi et en priorité des capacités d'évacuation diffuse, pour minimiser les coûts d'exploitation, limiter les volumes des stockages aval, et limiter la concentration dans l'espace des points de rejets. Pour le niveau de service 3, toutes les capacités de stockage et la plupart des exutoires amont sont saturés. L'évacuation des débits excédentaires peut se faire par écoulement de surface sur des espaces peu vulnérables (cf. § V.1.1).

Phase 2 : Conception des ouvrages et aménagement et de leurs connections

2.1 **Par ajustements successifs, distribution d'une surface d'infiltration S_0 inférieure ou égale à S_{mob}** sous forme d'ouvrages à intégrer dans le plan masse du projet : Noues, bassins d'infiltration, jardins de pluie, fossés/tranchées drainant. **Implantation des ouvrages ponctuels** éventuels. On privilégie certains types d'ouvrages en fonction de contraintes imposées sur la qualité des eaux infiltrées (cf. colonnes 3 et 4 du Tableau 18).

2.2 **Connexion de chaque surface productrice à un ouvrage d'infiltration**, calcul du facteur de charge *FC* de chaque ouvrage

$$FC = \frac{Somme\ des\ surfaces\ productrices\ raccordées\ à\ l'ouvrage}{Surface\ infiltration\ de\ l'ouvrage} \qquad \textbf{(Équation 55)}$$

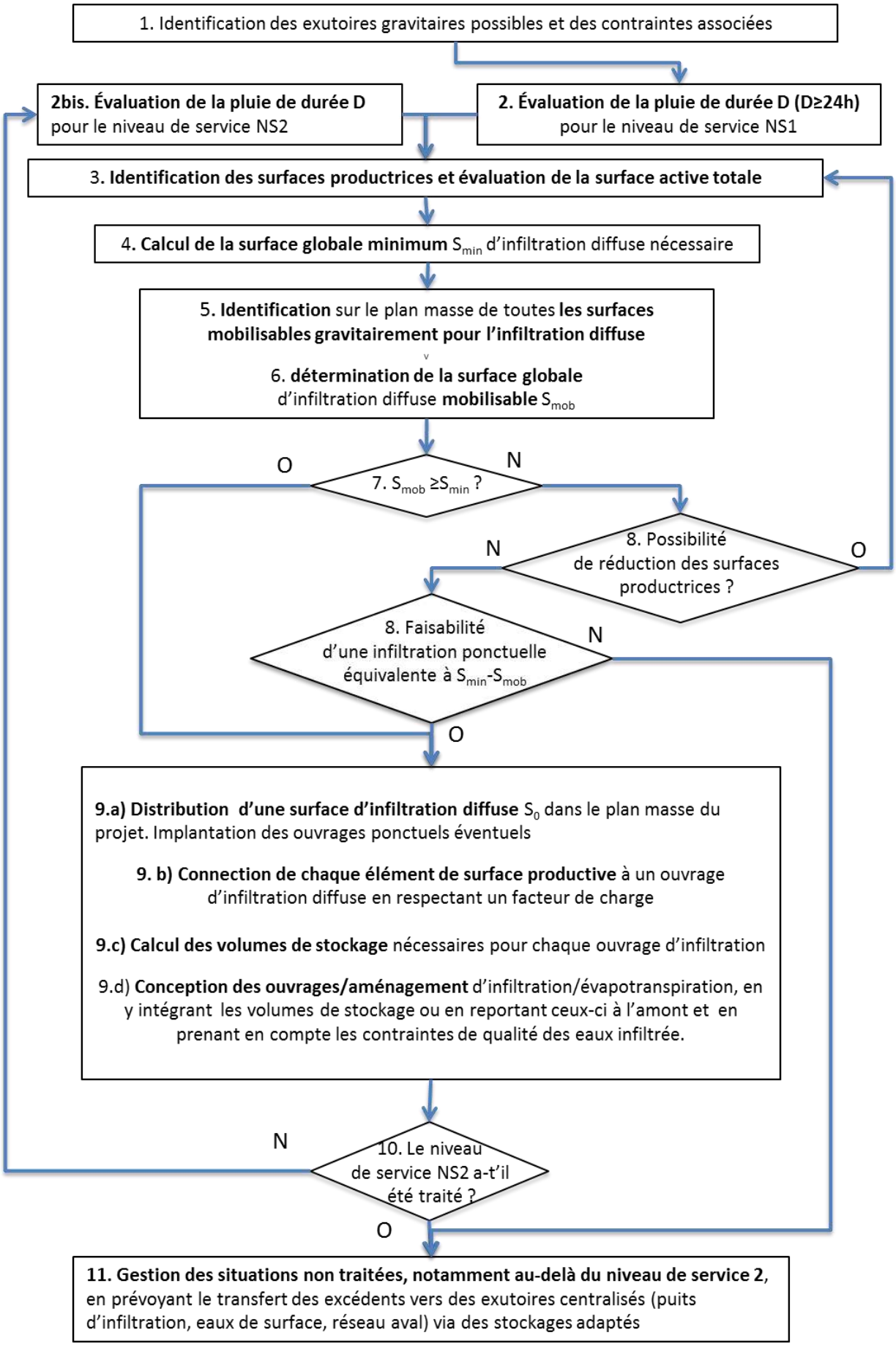
et **vérification que le facteur de charge** est compatible avec le type d'ouvrage (cf. colonne 1 du Tableau 18).

2.3 **Calcul des volumes de stockage nécessaires** pour chaque ouvrage d'infiltration (cf. colonne 2 du Tableau 18), en prenant en compte les exigences éventuelles de confinement de la pollution accidentelle (cf. colonnes 3 et 4 du Tableau 18), et la capacité d'évacuation des exutoires choisis en appliquant la

méthode des pluies décrite au § III.6. En première approximation on peut prévoir de stocker la totalité du volume évalué en 1.2, mais cette estimation conduit à des surdimensionnements.

2.4 **Conception des ouvrages/aménagement d'infiltration/évapotranspiration**, en y intégrant les volumes de stockage ou en répartissant ce volume à l'amont[18] au prorata des surfaces productrices.

[18] La séparation entre ouvrages de stockage et ouvrages d'infiltration/évapotranspiration peut être nécessaire ou utile lorsqu'on veut assurer un prétraitement avant infiltration, pour éviter le colmatage ou pour protéger la qualité des eaux souterraines, ou encore lorsqu'on ne souhaite pas dimensionner un puits d'infiltration pour qu'il assure des fonctions de stockage suffisantes pour son niveau de service de référence.


1. Identification des exutoires gravitaires possibles et des contraintes associées
2bis. Évaluation de la pluie de durée D pour le niveau de service NS2
2. Évaluation de la pluie de durée D (D≥24h) pour le niveau de service NS1
3. Identification des surfaces productrices et évaluation de la surface active totale
4. Calcul de la surface globale minimum S_{min} d'infiltration diffuse nécessaire
5. Identification sur le plan masse de toutes les surfaces mobilisables gravitairement pour l'infiltration diffuse
6. détermination de la surface globale d'infiltration diffuse mobilisable S_{mob}
7. $S_{mob} \geq S_{min}$?
O
N
8. Possibilité de réduction des surfaces productrices ?
N
O
8. Faisabilité d'une infiltration ponctuelle équivalente à S_{min}-S_{mob}
N
O
9.a) Distribution d'une surface d'infiltration diffuse S_0 dans le plan masse du projet. Implantation des ouvrages ponctuels éventuels
9. b) Connection de chaque élément de surface productive à un ouvrage d'infiltration diffuse en respectant un facteur de charge
9.c) Calcul des volumes de stockage nécessaires pour chaque ouvrage d'infiltration
9.d) Conception des ouvrages/aménagement d'infiltration/évapotranspiration, en y intégrant les volumes de stockage ou en reportant ceux-ci à l'amont et en prenant en compte les contraintes de qualité des eaux infiltrée.
10. Le niveau de service NS2 a-t'il été traité ?
N
O
11. Gestion des situations non traitées, notamment au-delà du niveau de service 2, en prévoyant le transfert des excédents vers des exutoires centralisés (puits d'infiltration, eaux de surface, réseau aval) via des stockages adaptés

V.1.4 Critères de faisabilité de l'infiltration

Le sol constituant un exutoire prioritaire, il importe de s'assurer au préalable de sa capacité d'acceptation des eaux pluviales, en termes de débit et de qualité. Le tableau suivant résume les critères à prendre en compte. A noter que dans tous les cas les surfaces perméables sont aptes à infiltrer les eaux correspondant à leur propre emprise au moins jusqu'aux pluies de niveau de service 2.

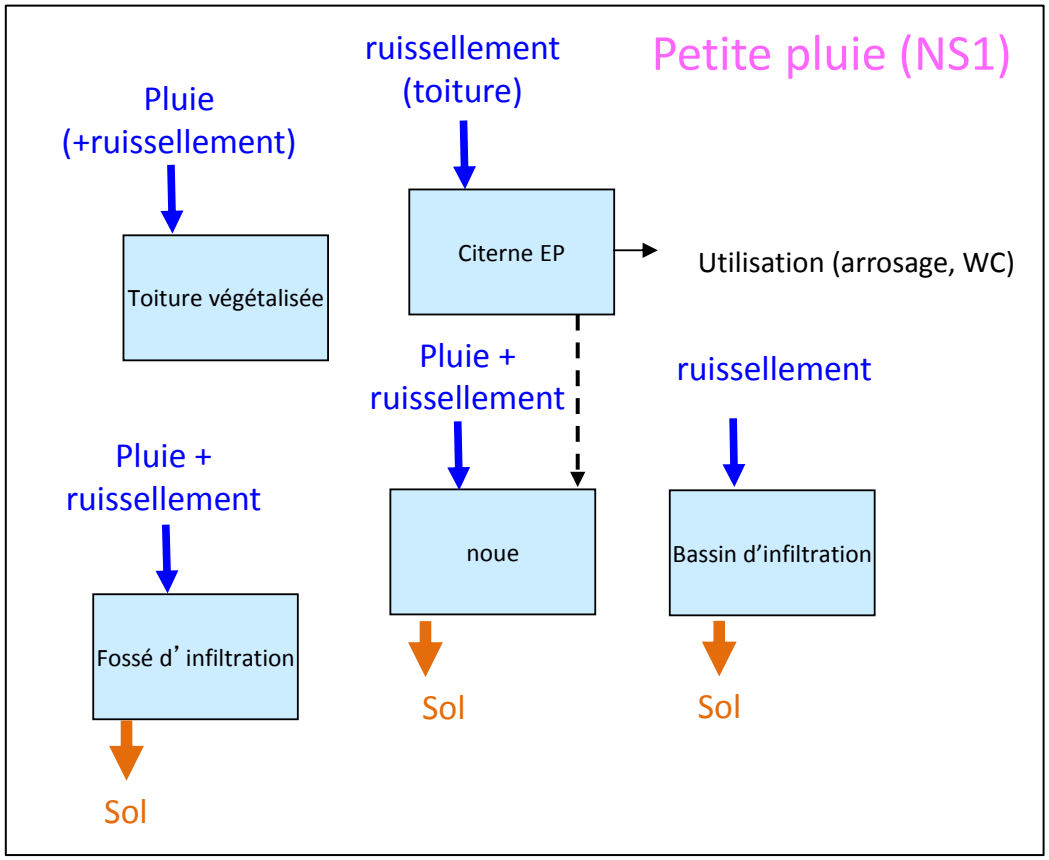
Tableau 18 : Critères à analyser pour l'infiltration des eaux pluviales

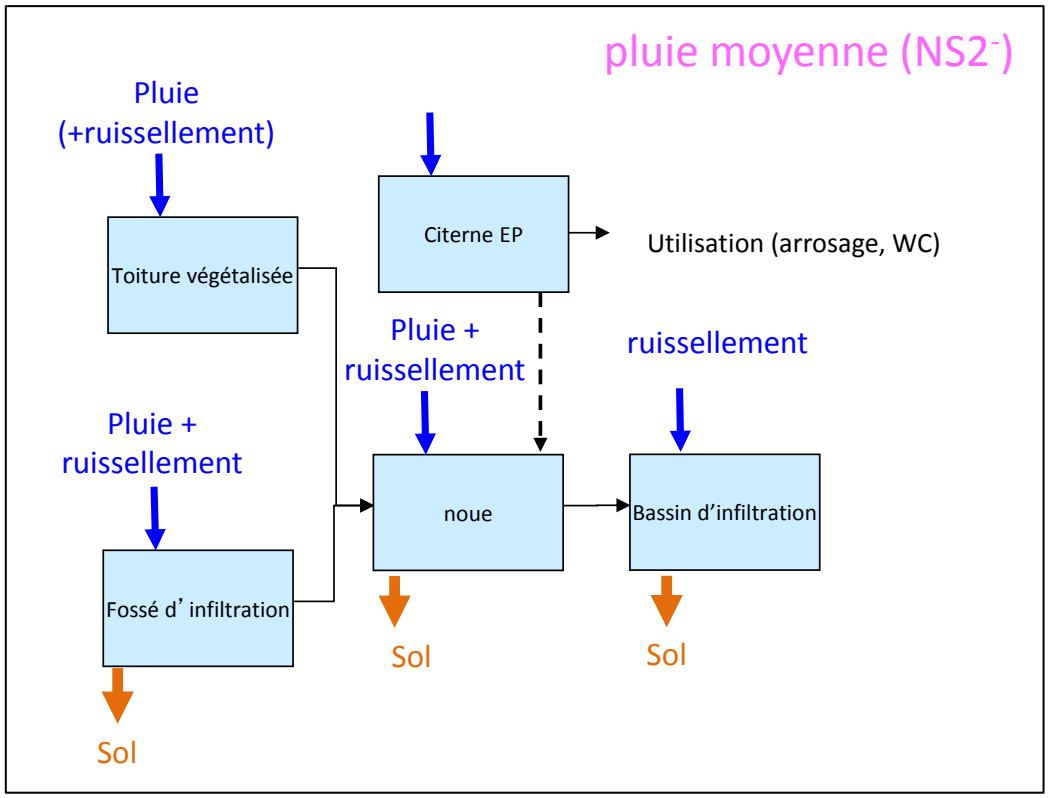
Famille de critères	Critères
Topographie	- Eviter d'infiltrer au voisinage de pentes supérieures à 7 % pour éviter les risques de résurgence voire de glissement de terrain.
Bâti	- Sauf dispositions particulières, éviter l'infiltration non diffuse (FC>5) à proximité immédiate (< 3m d'après (Chocat & Graie, 2014)) de bâtiments pour éviter d'éventuels dommages aux fondations ou aux caves
Caractéristiques de la zone non saturée du sol	- **Perméabilité** : une perméabilité < 10^{-7} m/s ne permet pas l'infiltration des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes ; de même, une perméabilité trop élevée, > 10^{-3} m/s, est susceptible de favoriser un transfert trop rapide de l'eau dans l'aquifère, non favorable à la filtration des eaux pluviales par la zone non saturée. - **Épaisseur** : une épaisseur minimale de 50 cm à 1 m est généralement requise, il s'agit d'un ordre de grandeur à moduler selon les caractéristiques de la zone non saturée ; ainsi cette épaisseur peut être portée à 2 m et au-delà dans les sols très perméables, sauf dispositions constructives particulières garantissant une zone d'infiltration aérée et une capacité de filtration suffisante. - **Nature** : éviter l'infiltration : o dans les zones fissurées, karstiques ou carrières souterraines ; o dans les sols sensibles à l'eau (gypse, argile gonflante etc.) pour un facteur de charge supérieur à 5 ; o dans les sols pollués.
Caractéristiques des eaux pluviales	- **Nature** : elle est déterminée par la nature des surfaces drainées et l'occupation des sols ; en cas de pollution chronique, un traitement des faibles pluies peut être nécessaire avant infiltration pour prévenir le colmatage de l'ouvrage ou pour prévenir la pollution des eaux souterraines (niveau de service 1 voire 2). - **Risque de pollution occasionnelle** : il dépend des activités (transport de matière dangereuses, activités industrielles, salage routier…). Il pourra nécessiter la mise en place de capacités de confinement spécifiques.
Caractéristiques de la nappe d'eaux souterraines	- **Usages** : ils font généralement l'objet de protections réglementant les conditions d'infiltration dans leur environnement (périmètre de protection de captage, etc.). Une caractérisation initiale puis régulière de la qualité des eaux souterraines peut être utile. - **Profondeur et battements saisonniers** : ces éléments valident l'épaisseur de la zone non saturée disponible.

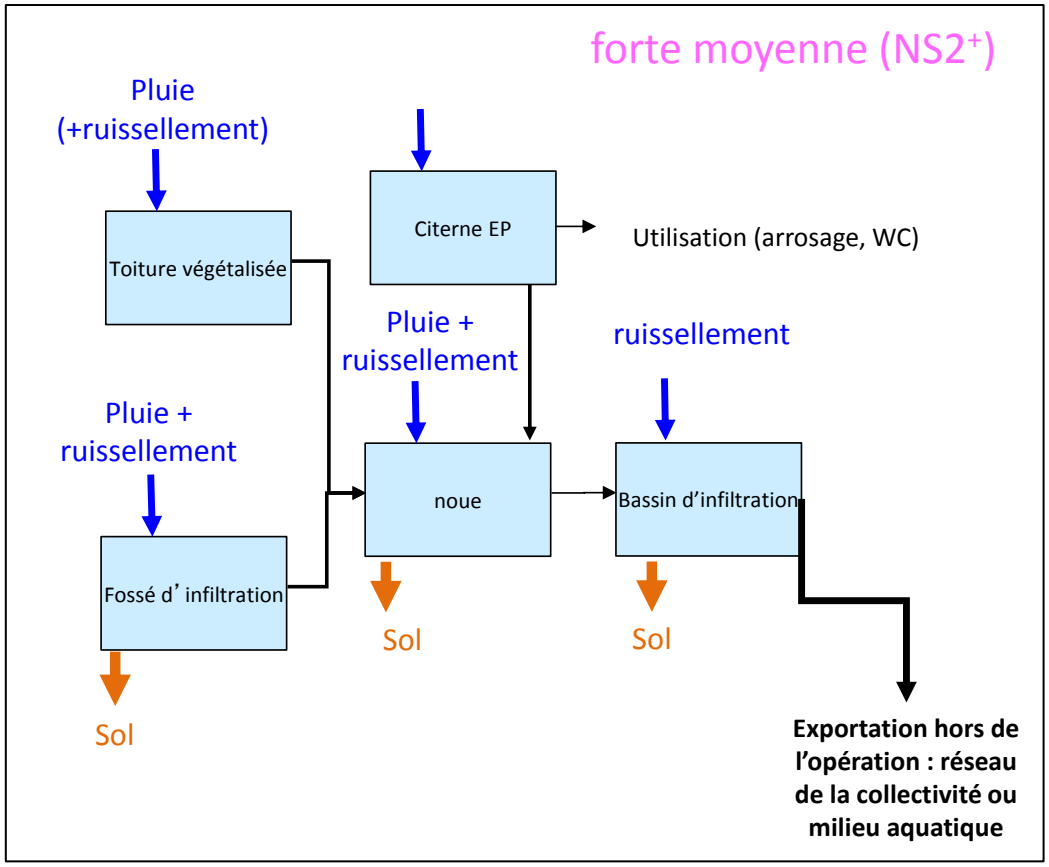
Pour plus de précisions, on consultera utilement le guide « L'infiltration en questions - Recommandations pour la faisabilité la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain » (De Becdelièvre & Barraud (coordinateurs), 2009).

V.1.5 Modularité et niveaux de service

Le principe 3 énoncé plus haut stipule qu'il convient de « Privilégier la gestion des eaux pluviales au plus près de leur production, en exploitant les potentialités du site aux différentes échelles, de la parcelle à l'ensemble de l'opération, en passant par des systèmes semi-collectifs. La diversification des échelles et des techniques permet de fiabiliser les capacités de rétention du système et d'affecter aux ouvrages des objectifs multi-usages ». La modularité permet également de mobiliser progressivement les exutoires en fonction des niveaux de service. Par le jeu des trop-pleins et des ouvrages en cascade, on transfère une partie des volumes d'eau pluviale vers l'aval lorsque le niveau de service augmente. Les schémas suivant illustrent le principe de ce fonctionnement modulaire et progressif.




pluie moyenne (NS2-)
Pluie
(+ruissellement)
Toiture végétalisée
Citerne EP
Utilisation (arrosage, WC)
Pluie +
ruissellement
ruissellement
Pluie +
ruissellement
noue
Bassin d'infiltration
Fossé d' infiltration
Sol
Sol
Sol


forte moyenne (NS2+)
Pluie
(+ruissellement)
Toiture végétalisée
Citerne EP
Utilisation (arrosage, WC)
Pluie +
ruissellement
ruissellement
Pluie +
ruissellement
noue
Bassin d'infiltration
Fossé d' infiltration
Sol
Sol
Sol
Exportation hors de
l'opération : réseau
de la collectivité ou
milieu aquatique

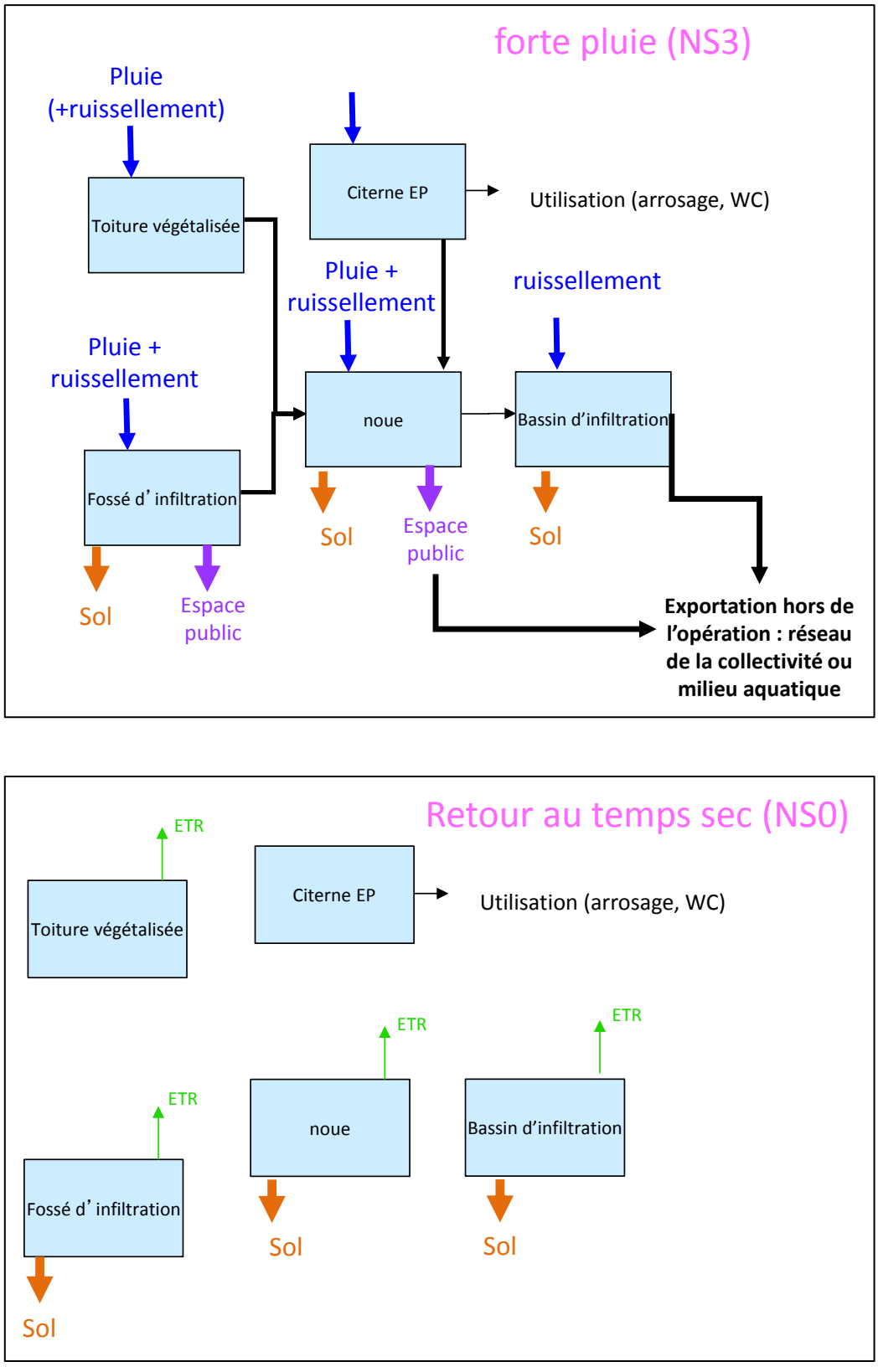


Figure 35 : Exemples de mobilisation progressive des ouvrages pour les pluies courantes à fortes

V.2 TECHNIQUES DE GESTION DES EAUX PLUVIALES

Le présent chapitre propose un panorama comparatif de techniques qui seront décrites plus en détail dans le chapitre suivant. On y trouve de nombreuses techniques de gestion « à la source », à proximité des surfaces productrices de ruissellement. On y trouve aussi des techniques semi-centralisées (bassins de stockage/restitution) qui peuvent gérer sur un seul ouvrage tout ou partie des eaux pluviales d'une opération. Conformément au principe 3 (cf. § V.1) ces techniques sont à combiner au sein d'une même opération.

V.2.1 Objectifs des ouvrages (fonctionnalités de base)

Les objectifs assignés aux ouvrages vis à vis de la gestion des eaux pluviales portent sur les débits et volumes d'eau ainsi que sur les flux de polluants, en fonction des exutoires choisis.

Le tableau suivant propose une comparaison des différentes techniques sur des critères hydrauliques et de rétention de la pollution. Il est issu de consultations bibliographiques et de retours d'expérience des membres du groupe. Il est appelé à évoluer en fonction de la progression des connaissances.

Tableau 19 : Proposition de comparaison des différentes techniques sur les critères hydrauliques et de rétention de la pollution

★★★ point fort de la technique
★★ plus performant que la moyenne des techniques alternatives
★ dans la moyenne des techniques alternatives
° moins performant que la moyenne des techniques alternatives
OP : option possible
SO : Sans objet = critère non applicable à la technique

		Facteur de charge[19] (m^2 de surface active par m^2 d'emprise)	Stockage spécifique (L/m^2 d'emprise)	Efficacité / Pollution chronique (hors abattement volumique)	Efficacité / Pollution accidentelle	Exutoire mobilisé pour l'abattement	
						Atmosphère (Evapo-transpiration)	Sol (Infiltration)
Lien avec la méthodologie (cf. § V.1.3)	Numéro de colonne	1	2	3	4	5	6
	Numéro d'étape de la méthodologie	2.2	2.3	2.1 et 2.3	2.1et 2.3	2.3	2.1
Toiture Terrasse végétalisée intensive		1 à 3	25 à 80	★★	SO	★★★	SO
Toiture Terrasse végétalisée extensive[20]		1	10	★★	SO	★★	SO
Revêtement perméable		1 à 3	2	★★	°	SO	★★★
Jardin de pluie en pleine terre		30	100 à 700	★★★	★★★	★★★	★★★
Fossé noues		15 à 30	200	★★★	★★	★★	★★
Bassin d'infiltration		30 à 100	1500	★★	★★	SO	★★★
Tranchée d'infiltration		30 à 100	300	★★	°	SO	★★★
Caniveau filtrant		30	300	★★★	★★	SO	★★★
Puits d'infiltration		100	1000 à 5000	°	°	SO	★★★
Toiture Terrasse stockante		1	40	★	SO	★	°
Bassin sec paysager		50	500 à 2000	★★	★	★	★
Bassin en eau		20 à 50	1500	★★	★	★★	OP ★
Espace inondable		10	400	SO	SO	°	★
Chaussée à Structure Réservoir		10	150	★★	°	°	OP ★★
Bassin enterré		50 à 200	2000 à 10000	★★	★	SO	OP ★★
Cuve individuelle de récupération EP (arrosage)[21]		50 à 100	1000 à 2000	★	SO	★	°

Le choix des exutoires est parfois résumé en opposant les volumes « restitués » aux réseaux (ou aux eaux de surface), en général avec une régulation, et ceux qui sont évacués vers d'autres exutoires (sols, atmosphère,

[19] Les facteurs de charge sont donnés ici à titre indicatif. Ils dépendent beaucoup des bases de dimensionnement hydraulique et des dispositions constructives. Ils ne préjugent pas des différents usages qu'il peut être fait des emprises.

[20] Cette technique est dimensionnée pour un Niveau de Service 1

[21] Des systèmes de récupération peuvent néanmoins avoir un impact notable sur les volumes d'eau transférés à l'aval à condition qu'ils soient conçus et dimensionné avec l'objectif de la réduction des rejets.

usages domestiques) : ces derniers sont désignés comme des volumes « abattus ». Les deux premières colonnes précisent le facteur de charge habituellement pratiqué et le stockage spécifique (autrement dit l'épaisseur ou la profondeur des ouvrages). On retrouve que la fonction d'abattement n'est pleinement opérationnelle que pour les niveaux de services 1, voire 2.

Le facteur de charge défini plus haut pour caractériser les ouvrages ayant une fonction d'abattement a été généralisé aux ouvrages n'ayant qu'une fonction de stockage/restitution. Il s'agit toujours du rapport de la surface productrice pour le niveau de service considéré à l'emprise totale de l'ouvrage. Ce paramètre est complété par l'indication de la capacité spécifique en l/m^2 d'emprise.

En première approximation une évaluation sécuritaire de la capacité de stockage maximum nécessaire est obtenue en négligeant le débit de fuite pendant la pluie :

$$h_{stock} < FC \cdot (H_p) \qquad \text{(Équation 56)}$$

où H_P désigne la hauteur de pluie prise en compte pour le niveau de service considéré, par exemple une hauteur journalière (cf. étape 1.2 de la méthodologie proposée au § V.1.3). Cette évaluation permet de vérifier que les surfaces d'apport sont compatibles avec les exutoires disponibles. On affine ensuite le volume obtenu par la méthode du paragraphe III.6.

Concernant l'abattement de la pollution chronique, il peut être obtenu par un abattement des volumes d'eau (principe 11 du § V.1.1). De nombreux ouvrages ont néanmoins une capacité de filtration et/ou de décantation extensive (associée à leur capacité de stockage) qui leur confèrent une efficacité certaine sur de nombreux polluants. Le colmatage des ouvrages d'infiltration traduit leur capacité de rétention de particules porteuses de polluants. Il constitue un atout à condition de pouvoir être facilement maitrisé ce qui nécessite une anticipation dans la conception et un accès aisé à la surface infiltrante.

Il existe par ailleurs des ouvrages préfabriqués spécifiquement conçus pour traiter les eaux pluviales avant rejet dans des eaux de surface et souterraines (cf. § VI.3.4). Pour être économiques et efficaces ces ouvrages doivent être associés à une capacité de stockage permettant de réguler/limiter les débits traités. Ces ouvrages de stockage assurent également une décantation des particules les plus grossières.

Concernant la pollution accidentelle, la problématique ne se limite pas aux chaussées et peut inclure les toitures (eaux d'incendie). Il s'agit surtout de la récupération des polluants qui auraient été interceptés. Un confinement peut ainsi être exigé et ceci implique un système de collecte en amont avec une procédure de vidange spécifique.

V.2.2 Autres critères de choix

De nombreuses techniques de gestion des eaux pluviales, et en particulier les techniques végétalisées assurent d'autres fonctions que le contrôle de l'hydraulique et des polluants. Elles peuvent présenter un intérêt paysager, favoriser la biodiversité, réguler la température, limiter la propagation du bruit, et contribuent ainsi à la qualité de l'environnement urbain.

Leur entretien est une nécessité pour garantir leur fonctionnement hydraulique, en évitant le colmatage des organes de transfert et des dispositifs d'infiltration, et le cas échéant la saturation des équipements de dépollution. Dans ce contexte, la visibilité est un facteur favorable car il permet de détecter rapidement les dysfonctionnements éventuels. En revanche le fait que ces ouvrages ou que leur système d'alimentation à ciel ouvert soient souvent accessibles au public renforcent les exigences d'entretien.

La facilité d'adaptation de ces solutions à différents contextes englobe des éléments relatifs au facteur de charge, à la cote du fil d'eau, ainsi qu'aux possibilités d'intégration dans une urbanisation existante, en particulier si elle est dense. Elle reste quelque peu subjective, de même que les critères relatifs à la simplicité de conception et aux coûts (investissement et entretiens) rapportés aux bénéfices (hydraulique, environnement, paysage, service écosystémique, ressource en eau, etc.).

Des contraintes de sécurité peuvent être liées à la présence de plans d'eau libre accessibles au public. Elles doivent être intégrées dans la conception.

Comme le Tableau 19, le Tableau 20 est issu de consultations bibliographiques et de retours d'expérience des membres du groupe. Il est appelé à évoluer en fonction de la progression des connaissances.

Tableau 20 : Proposition de comparaison multicritères des différentes techniques

★★★ point fort de la technique ★★ plus performant que la moyenne des techniques alternatives ★ dans la moyenne des techniques alternatives ° moins performant que la moyenne des techniques alternatives	Bénéfices environnementaux (hors qualité des eaux)	Sujétions d'entretien	Visibilité	Sécurité	Simplicité de conception	Facilité d'adaptation à différents contextes	Coût / bénéfice
Toiture Terrasse végétalisée intensive	★★★	★★	★★	★	°	★	★★
Toiture Terrasse végétalisée extensive	★★	★★★	★★	★	★	★★	★★
Revêtement perméable	★	★	★★	★	★	★★★	★★
Jardin de pluie en pleine terre	★★★	★★	★★★	★★	★★	★	★★★
Fossé noue	★★★	★	★★★	★★	★★★	★	★★
Bassin d'infiltration	★★	★	★	★	★	★	★
Tranchée d'infiltration	★★	★	°	★★	★	★★	★
Caniveau Filtrant	★★	°	°	★★	★	★★	★
Puits d'infiltration	★	★	°	★★	★	★★	★
Toiture Terrasse non Végétalisée stockante	°	★★★	★★	★	★★	★★	★★
Bassin sec paysager	★★	★	★★	★	★	★	★★
Bassin en eau	★★★	★	★★★	°	°	°	★★
Espace inondable	★	★★	★★★	★★	★	★★	★★★
Chaussée à Structure Réservoir	★	★★	°	★★	★	★★	★
Bassin enterré	°	★	°	★★	★★	★★	★
Cuve de récupération EP[22]	★	°	★★	★	★★	★	°

V.3 FICHES TECHNIQUES

Les fiches ci-après décrivent plus en détail la plupart techniques comparées dans les tableaux précédents. Elles sont données à titre d'exemple, et leurs indications seront utilement complétées en consultant les multiples guides publiés ces dernières années (cf. Annexe J : Techniques alternatives : Liens utiles).

TOITURES VEGETALISÉES

Description

Une toiture végétalisée est une toiture étanche, sur laquelle est implantée une végétation adaptée et permanente qui couvre la totalité ou la quasi-totalité de cette toiture. On parle de toiture végétalisée extensive lorsque le substrat est de faible épaisseur et lorsque la végétation est de très faible développement. On parle de toiture végétalisée semi-intensive lorsque le substrat devient plus épais et les plantes plus développées (strate arbustive possible). Une toiture végétalisée intensive, permet d'implanter sur un toit un « jardin suspendu » dont l'apparence, l'accessibilité et le développement des plantes rappellent ceux d'un jardin en pleine terre (jusqu'à la présence d'arbres).

Fonction

Selon leur conception les toitures végétalisées peuvent assurer deux fonctions hydrologiques :

- Le stockage temporaire des eaux pluviales
- L'évapotranspiration de tout ou partie des eaux stockées

Les eaux excédant la capacité d'évapotranspiration sont transférées vers l'aval.
Ce type de toiture peut souvent assurer d'autres fonctions.
Elle peut être décorative, visitable ou non par le public. Il peut même y être prévu de l'agriculture urbaine.
L'intérêt écologique de toitures végétalisées et des jardins suspendus (cf. § II.1.2) va de pair avec l'épaisseur du substrat. Un substrat plus épais présente ainsi de meilleurs services éco-systémiques, mais aussi des meilleures performances acoustiques et thermiques (lutte contre les îlots de chaleur)

Gamme d'utilisation

Toitures plates, inclinées voire à pente moyenne (35% soit 20°) pour mobiliser une capacité de stockage significative. Cette technique peut être utilisée sur des bâtiments neufs ou en rénovation. Pour cette dernière application, on considère que les techniques extensives ou semi-extensives (cf. infra) sont applicables sans difficulté à la plupart des structures existantes.

Principes de conception

Les Règles Professionnelles pour la conception et la réalisation des terrasses et toitures végétalisées (ADIVET; CSFE; SNPPA; UNEP, 2007), ainsi que les D.T.U., permettent aux maîtres d'œuvre de concevoir leurs toitures végétalisées.

Stockage

La fonction de stockage (cf. § III.6) est nécessaire pour assurer la survie de la végétation et pouvoir mobiliser l'évapotranspiration. Elle peut également être utile pour réguler les débits évacués vers l'aval mais cette option n'est pas très développée : les seuls exutoires généralement prévus sont l'atmosphère et le trop plein. Pour assurer le stockage il faut une épaisseur suffisante de matériau stockant et un niveau de trop-plein permettant la mobilisation effective de cette capacité. Il se développe des produits souvent préfabriqués qui ont une capacité de stockage spécifique (réservoir, alvéole, ...) plus élevée que les matériaux granulaires (porosité proche de 100 %).

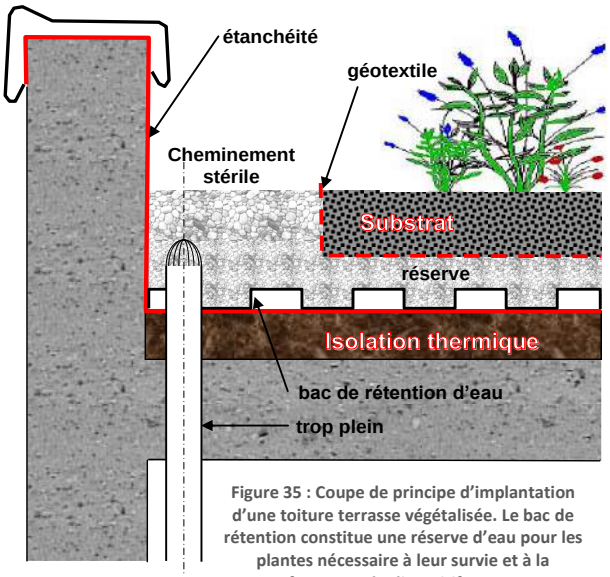


Figure 35 : Coupe de principe d'implantation d'une toiture terrasse végétalisée. Le bac de rétention constitue une réserve d'eau pour les plantes nécessaire à leur survie et à la performance du dispositif en termes d'abattement de la pluie.

Abattement volumique de la pluie

La capacité d'abattement volumique d'une toiture végétalisée dépend de sa capacité de stockage (qui elle-même dépend du substrat) et des conditions climatiques (caractérisées par la succession d'épisodes pluvieux et de phases d'évapotranspiration).

La capacité de stockage peut varier entre quelques millimètres et quelques dizaines de mm, selon la porosité et l'épaisseur du substrat et de sa couche de réserve.

L'évapotranspiration journalière varie entre 0 et 15 mm/j (cf. § III.3). A l'échelle annuelle les lames d'eau évaporables sont du même ordre de grandeur que les précipitations et un volume de stockage de l'ordre 10 mm suffit à éviter le transfert à l'aval d'une fraction importante de la pluie annuelle.

A titre d'exemple le tableau ci-après s'inspire des capacités d'abattement moyennes utilisées en région parisienne. Il intègre la capacité de stockage et le flux d'évaporation et doit être adapté en fonction des techniques et des conditions climatiques locales.

Tableau 21 : Exemple de bases de dimensionnement élaborées en fonction des séquences de pluie et d'évapotranspiration observées en région parisiennes

Type de toiture végétalisée horizontale ou de jardin	Epaisseur minimale du substrat	Capacité d'abattement volumique pour un évènement isolé
Extensive	5 cm à 10 cm	4 mm à 8 mm
Semi-intensive	15 cm à 20 cm	8 mm à 12 mm
Intensive - Jardin suspendu	25 cm à 80 cm	15 mm à 40 mm

Si on réussit à orienter les eaux de surfaces imperméables vers des surfaces végétalisées, avec les précautions qui s'imposent, une toiture végétalisée peut, par sa performance en matière d'abattement volumique, compenser l'imperméabilisation d'une autre partie de la toiture. La figure suivante montre ce « principe d'équivalence ».

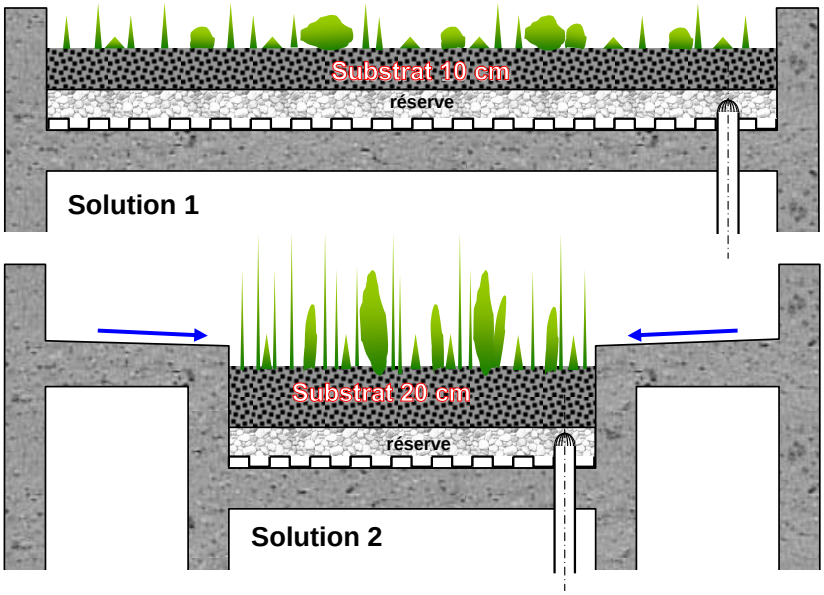


Figure 36 : Schémas illustrant le principe d'équivalence
Dans cet exemple, il s'agit au départ d'éliminer une lame d'eau de 8 mm tombant sur une surface bétonnée (toiture, cours ou circulation). La solution 1 consiste à couvrir 100% de cette surface d'une végétalisation sur un substrat de 10 cm. La solution 2 consiste à concentrer les eaux ruisselées de l'ensemble sur la moitié de la surface totale qui serait végétalisée avec un substrat de 20 cm, c'est-à-dire dont la capacité d'absorption locale est de 16 mm.

Choix des plantes

Sur les toitures végétalisées extensives, le choix des plantes se restreint aux espèces de strate herbacée pouvant supporter l'alternance de périodes sèches et humides. A ce titre les sédums sont particulièrement adaptés. Cependant il peut être possible d'enrichir la palette végétale, même sur les complexes extensifs, par des graminées, voire des mousses sur les toitures ombragées. Les conditions climatiques sur les toitures étant plus proches du climat méditerranéen, les espèces les mieux adaptées sont, soit des espèces méditerranéennes, soit des espèces locales mais présentes aussi dans les zones de climat méditerranéen.

Les toitures semi-intensives peuvent se voir ajouter une strate arbustive en plus de la strate herbacée. Les jardins suspendus peuvent recevoir tout type de plantation, y compris des arbres si l'épaisseur du substrat le permet.

Tableau 22 : Choix des plantes pour les toitures végétalisée

Toiture végétalisée	extensive	semi-intensive	intensive ou Jardin suspendu
Epaisseur substrat	5 à 20 cm	20 à 50 cm	Plus de 50 cm
Charge à saturation en eau	60 à 150 kg/m²	150 à 350 kg/m²	>350 kg/m²
Plantes	Strate herbacée *Sédums* *Graminées* *Plante herbacées supportant les variations hydriques.*	Strate herbacée *Libre* Strate arbustive *Plantes faible développement* *Arbustes*	Strate herbacée *Libre* Strate arbustive *Libre* Strate arboricole *Arbres adaptés*
Entretien	2 visites / an les premières années, puis une seul pour suppression des espèces non prévues ou nuisibles à la toiture et replantation des espèces mortes. Pas ou peu d'arrosage.	Visites régulières pour préserver l'aspect. Arrosage de secours en cas de sécheresse	La fréquence des visites et des arrosages doit être adaptée à l'usage et à l'aspect de la toiture.

Règles de gestion

L'entretien des toitures végétalisées extensives est semblable à l'entretien des toitures-terrasses classiques. Ayant une fréquence minimale d'une visite par an, avec éventuellement une seconde visite les deux ou trois premières années, il consiste principalement à la maîtrise du développement d'espèces adventices (plantes non prévues à l'origine) qui peuvent nuire à la pérennité du complexe et à la replantation des végétaux morts qui ne se renouvelleraient pas par essaimage. L'arrosage n'est pas à prévoir sauf éventuellement en période de longue sécheresse. L'expérience a montré que la toiture végétalisée demandant le moins d'entretien, est constitué d'un substrat d'une épaisseur de 15 cm, plantée de sédum et éventuellement de graminées, équipée d'une réserve d'eau d'au moins 2 cm. Un substrat d'une épaisseur inférieure peut s'avérer insuffisant pour créer un écosystème autonome et pérenne.

L'entretien des toitures végétalisées semi-intensives et des jardins suspendus est semblable à celui des jardins classiques, et est adapté aux plantes qui y sont cultivées. Un arrosage exceptionnel peut être nécessaire en cas de sécheresse.

Avantages	Inconvénients
👍 pour les toitures extensives, coût d'investissement faible rapporté au bâti. Pour les toitures intensives, le cout (dimensionnement mécanique de la toiture) est plus élevé, mais les bénéfices (hydraulique et thermique) également 👍 Interception de la pollution chronique 👍 Avantages pour l'habitat : esthétique, isolation phonique et thermique, protection de l'étanchéité 👍 S'insère en milieu urbain sans consommer d'espace supplémentaire 👍 Adaptabilité : peut être adaptée à la plupart des formes de toitures	👎 Peut venir en concurrence avec des dispositifs techniques implantés en toiture (VMC, panneaux solaires etc.) 👎 Entretien indispensable

REVÊTEMENTS PERMÉABLES

Description

Un revêtement perméable est un revêtement permettant l'infiltration immédiate des eaux de pluie.

Fonction

C'est un procédé **extensif** qui permet d'injecter les eaux de pluie directement dans le sol. C'est alors une technique alternative à part entière. Ce procédé peut aussi être utilisé pour admettre l'eau dans une capacité de stockage. C'est alors un élément constitutif d'une technique décrite par exemple dans les fiches « fossé/tranchée drainant » et « chaussée à structure réservoir ».

Gamme d'utilisation

Ces procédés sont particulièrement bien indiqués pour abattre le volume des premières pluies voire même déconnecter les espaces de voirie, et d'un point de vue hydrologique ils s'apparentent à de l'espace laissé en pleine-terre.
Les revêtements poreux peuvent être utilisés sur tout type de voirie (chaussée, parking, trottoirs, placette etc.). Les enrobés et bétons poreux sont indiqués pour des chaussées urbaines à moyenne ou forte circulation automobile, à l'exception des zones de freinage, d'accélération ou de manœuvre (efforts tranchant). Pour ces revêtements, le colmatage est maximum sur les chaussées peu circulées et les secteurs boisés (colmatage par de la bourre végétale). Dans ces cas des pavés à joints larges, des revêtements à forte porosité à base de résine ou de liant en béton drainant à haute performance sont à préférer.

Figure 37 : Pavés à joints larges (Pierreetsol.com)

Figure 38 : Parking avec enrobés – Parking Saint Philibert, Lomme (Lille Métropole Communauté Urbaine 2012)

Principes de conception

Ces dernières années ont vu l'apparition de nombreux procédés de perméabilisation applicables aux espaces de voirie, qu'ils soient publics ou privés.
Parmi les revêtements de voirie perméables, on peut citer :

- Le stabilisé et le stabilisé renforcé sont de bons matériaux perméables, mais à réserver aux espaces piétons et pistes cyclables.
- Les enrobés drainant et les bétons drainants, présentent des avantages en voirie urbaine. Ils sont alors souvent associés à une structure réservoir. Ces revêtements sont cependant sujets au colmatage, on évite donc de les utiliser lorsque ces risques sont importants (marchés, rue arborée). Pour les parkings, il conviendra d'être vigilant sur les détournements d'usage : un parking en revêtement poreux ne peut servir de dépôt de matériaux sous peine d'être rapidement colmaté.
- Les pavés de chaussée étaient au départ posés sur du sable et non jointés. Aujourd'hui dans les aménagements urbains, les architectes proposent de plus en plus des pavés enherbés. Ces deux dispositifs permettent une infiltration de la pluie, dès lors qu'ils sont posés sur une structure perméable. Des pavés à joints larges, à ouverture de drainage ou poreux sont aussi proposés sur le marché.
- Des revêtements perméables haute performance sont proposés par certaines entreprises. A noter parmi eux les graves à liants synthétiques qui ont une très bonne perméabilité et une bonne résistance au colmatage du fait du fort indice de vide. Certains de ces dispositifs sont garantis pour un trafic routier léger et sont donc particulièrement adaptés pour les espaces ouverts privés (cours, parking, voirie pompier etc.)
- Les systèmes poreux de stabilisation-végétalisation des sols sont principalement utilisés dans les aires de stationnement, ils sont constitués d'une structure (dalle gazon en béton ou nid d'abeille par exemple) permettant l'implantation d'un substrat végétal (en général du gazon). La structure en nid d'abeille ne permet de rendre possible qu'une circulation automobile faible.

Le choix du procédé et son dimensionnement dépendent de l'usage prévu sur la voirie : résistance mécanique et risque de colmatage. Sa perméabilité nominale n'est jamais limitante et ne fait pas l'objet d'un dimensionnement particulier.

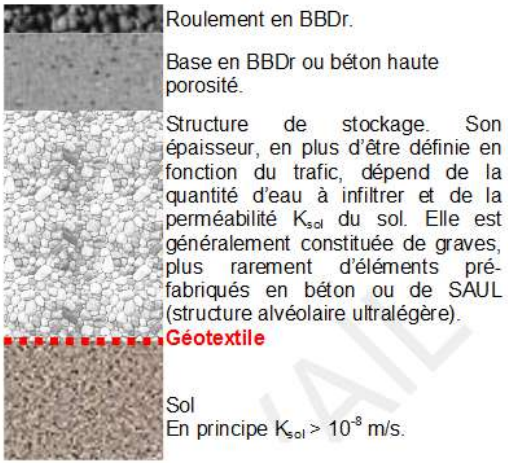


Figure 39 : Exemple de structure de chaussée infiltrante avec couche de roulement en béton bitumineux drainant (BBDr)

Règles de gestion

Dans le cas des chaussées avec un revêtement poreux, l'enjeu est d'éviter le colmatage.

- En préventif, la chaussée peut être nettoyée par une simple aspiration ou hydrocurage/aspiration sur toute sa largeur. Le balayage mécanique enchâsse les fines particules dans les aspérités et entraine un colmatage plus rapide : il est donc à proscrire.
- En curatif, le lavage à haute pression combiné à l'aspiration donne des résultats satisfaisant à un coût raisonnable.

La fréquence des entretiens varie selon le niveau de trafic. En première approximation, les voies et parking requièrent un entretien préventif à une fréquence annuelle ou bisannuelle, et un entretien curatif tous les 3 à 5

ans. Dans le cas des voies soumises à un trafic lourd, la fréquence de traitement préventif est de 1 fois tous les 6 mois, et 1 fois tous les 36 mois en curatif.
Les chaussées piétonnes ou à faible circulation automobile, sont moins vulnérables au colmatage et nécessitent un entretien similaire aux voiries piétonnes classiques.
Il est à noter, dans les secteurs urbains où les revêtements poreux sont implantés, une nécessité de réformer les usages de voirie afin de préserver ces revêtements du colmatage. Les reprises avec un matériau classique de saignées faites dans un enrobé drainant peuvent limiter l'infiltration, mais seulement sur des zones ponctuelles et ne remettent pas en cause l'efficacité de l'ensemble. En revanche il n'est plus question, lors d'un chantier, de stocker le sable à même le sol. De même par temps de neige ou verglas le sablage est à proscrire (privilégier le salage). Il est également conseillé de ne pas déverser les eaux polluées dans l'ouvrage (eaux de nettoyage des sols, des voitures ou des toitures contenant des agents chimiques par exemple), et de protéger le revêtement contre le colmatage en cas de travaux à proximité.
Pour ce qui est de la pollution accidentelle, selon sa nature, la solution peut consister à intervenir en décolmatage-aspiration en urgence (intervention d'un camion hydromécanique). Si cela n'est pas suffisant, une destruction-reconstruction du revêtement peut s'avérer nécessaire.

Avantages	Inconvénients
👍 Améliore le confort de l'usage en supprimant les flaques d'eau 👍 Adaptabilité : large éventail de techniques disponibles 👍 S'insère en milieu urbain sans consommer d'espace supplémentaire 👍 Peut diminuer les bruits de roulement 👍 Les enrobés poreux, utilisent le plus souvent des matériaux recyclés et sont ceux dont le recyclage en fin de vie est le moins coûteux 👍 Abattement de la pollution qui reste retenue à la surface de certains matériaux poreux 👍 Participe à la recharge des nappes lorsque l'ouvrage a pour objectif l'infiltration dans le sol. 👍 Surcout assez faible par rapport aux revêtements classiques (pavés, enrobé)	👎 Inspection et maintenance régulière requise pour éviter le colmatage (dans le cas d'un revêtement perméable) 👎 Risque de pollution de la nappe dans le cas où les eaux sont infiltrées et où le contexte est défavorable. 👎 La pollution accidentelle si elle n'est pas traitée en urgence, peut conduire à la destruction et à la reconstruction du dispositif et le cas échéant impliquer une dépollution du sous-sol 👎 Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage).

JARDINS DE PLUIE

Description

Un jardin de pluie est une structure de rétention plantée favorisant l'évaporation des eaux collectées. C'est un jardin décaissé, de préférence en pleine terre, dans lequel on plante des végétaux pouvant supporter de fortes variations hydriques, et vers lequel sont orientés les flux d'eau de ruissellement d'une parcelle ou d'un espace public. Il se distingue de la toiture végétalisée intensive par son accessibilité et par sa position à l'aval de surfaces imperméabilisées. Certaines noues et bassins peuvent être assimilés à des jardins de pluie s'ils font l'objet d'un traitement paysager végétal.

Fonction

Ces aménagements combinent une fonction de rétention et une évacuation par évapotranspiration, combinée le plus souvent à de l'infiltration, et à une possibilité d'évacuation vers le réseau d'assainissement ou les milieux aquatiques superficiels.
On peut y adjoindre une fonction de dépollution par phytoremédiation.
Ils sont surtout utilisés avec des objectifs d'abattement des volumes mais peuvent aussi contribuer à réguler des débits transférés vers l'aval.

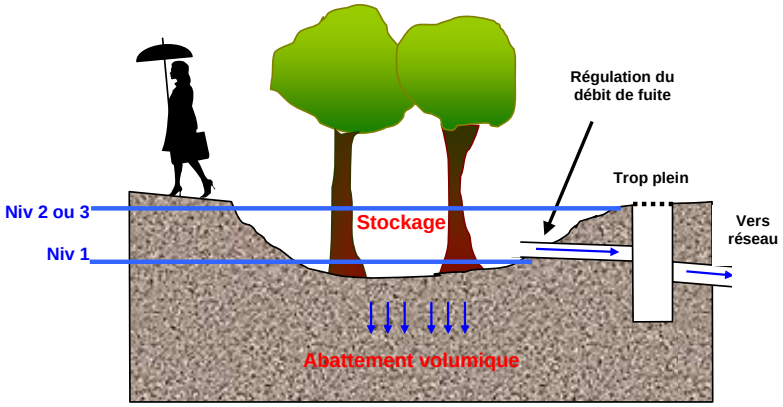


Figure 40 : Exemple de principe d'un jardin de pluie ayant les fonctions d'abattement volumique et de régulation du débit transféré vers l'aval

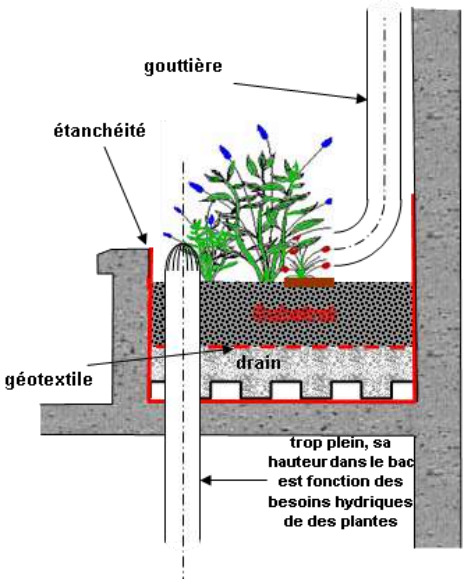


Figure 41 : Coupe de principe et illustration montrant une jardinière sur dalle dans lesquelles se jette la gouttière d'un immeuble

Gamme d'utilisation

Le jardin de pluie, peut convenir à des surfaces actives de toutes tailles.

Principes de conception

La conception du jardin relève du paysagiste ou du jardinier d'une opération. Cependant les volumes à stocker doivent être déterminés en fonction de la pluie à traiter de la perméabilité du substrat et du débit de fuite imposé, avec un décaissement de l'ordre de 10 à 40 cm. (cf. § III.6). L'évapotranspiration réelle est difficile à estimer avec précision et constitue la réserve de capacité et de fiabilité du système à condition de prévoir des végétaux adaptés (cf. § III.3). Certaines parties du jardin de pluie peuvent être gardées en eau permanente pour former des « zone humides ». Enfin il convient de s'assurer que le jardin de pluie ne reçoit que des eaux pluviales.

Règles de gestion

Les règles de gestion sont inhérentes à sa fonction première d'espace vert. Il reste à assurer une surveillance d'un éventuel système de régulation du débit de fuite et de la perméabilité du substrat.

Avantages	Inconvénients
Pas de surcoût par rapport à un jardin Dépollution efficace des eaux pluviales par fixation des particules mais aussi grâce à des processus biologiques. Minimise la possibilité de remise en suspension des sédiments. Très bonne intégration paysagère. Possibilité de recréer un écosystème (cf. § II.1.2 du guide), permettant de limiter la prolifération de moustiques, … Lutte contre les îlots de chaleur Sensibilisation du public à la gestion des eaux pluviales Participe à la recharge des nappes	Importante emprise foncière la plupart du temps. Possibilité de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,…) par défaut de réalisation ou manque d'entretien. Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, ou de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

FOSSÉS et NOUES PAYSAGERS

Description

Les fossés et noues sont des ouvrages linéaires de collecte et/ou de stockage des eaux pluviales et de ruissellement.
Le fossé est généralement destiné à la collecte et à l'évacuation des eaux pluviales. Il peut être assez profond avec des pentes de talus plus ou moins abruptes.
La noue est un fossé large et peu profond, avec des pentes de talus faibles. Son intégration paysagère est plus facile que pour un fossé classique (cf. § II.1.2 du guide).

Figure 42 : Fossé du lotissement Villabois Rue du Lac à Bruges (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Figure 43 : Noue a redents (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Fonction

On distingue deux types de noues ou de fossés :

- les noues ou fossés d'infiltration : l'évacuation de l'eau se fait par infiltration dans le sol, dans ce cas, on peut parler de rétention/infiltration.
- les noues ou fossés de rétention : l'évacuation de l'eau se fait par un exutoire en bout d'ouvrage ou de tronçon d'ouvrage.

Une combinaison des deux est également possible, par exemple quand la perméabilité du sol n'est pas suffisante pour gérer l'ensemble des eaux par infiltration dans un temps raisonnable (généralement < 24 heures).

Gamme d'utilisation

Ces ouvrages peuvent être implantés en bordure de chaussée, d'un bâtiment ou intégrés dans les espaces verts. Ils sont généralement non étanches, ainsi, une partie de l'eau peut être directement infiltrée dans le sol. Les noues et fossés sont généralement végétalisés mais peuvent aussi être traités en habillage minéral (revêtement de galets, gabions, …).

Cette technique est de type extensif, avec des ratios de l'ordre de 10 à 30 m^2 imperméable par m^2 d'ouvrage. A ce titre il est adapté à l'infiltration dans des terrains relativement peu favorables. Selon que ces techniques sont mises en œuvre pour réaliser du stockage ou du transfert, et qu'elles sont utilisées seules ou en combinaisons, elles sont adaptées à la gestion des eaux pluviales d'opérations de densité plus ou moins élevées : de densités faibles de type lotissement pour des ouvrages de stockage recueillant toutes les eaux pluviales, à des densités élevées pour des ouvrages de transfert ou utilisés en combinaisons avec d'autres ouvrages de régulation (toitures végétalisées par exemple).

Principes de conception

Dimensionnement : le volume de stockage est évalué par la méthode des pluies décrite au paragraphe III.6.

La conception des noues et fossés doit tenir compte de plusieurs paramètres :

- une pente importante n'est pas rédhibitoire : la mise en place de cloisons ou redents est nécessaire pour maintenir un volume de stockage suffisant et limiter les vitesses d'écoulement,
- à l'inverse une pente minimale de 0,5 % est souhaitable, en particulier pour les ouvrages de transport. En cas de pente inférieure (0,2 à 0,3 %) et de terrain peu perméable, un aménagement de cunette en béton ou une tranchée drainante peut être réalisé en fond d'ouvrage pour en améliorer les conditions de vidange,
- l'emprise au sol disponible : la noue ou du fossé peut être triangulaire ou trapézoïdale. La section peut être variable pour s'adapter aux contraintes d'encombrement et s'intégrer au mieux dans son environnement. Il est déconseillé d'implanter une noue dans l'emprise de réseaux concessionnaires.
- la nature du sol et la hauteur de la nappe : en dehors des zones d'infiltration réglementées (périmètres de protection des captages) ou de risques importants de pollution accidentelle, l'infiltration est à privilégier. Dans ce cas, la perméabilité du sol et la hauteur de la nappe doivent être définis (cf. § III.4, V.1.3 et II.3.3.1.5 du guide, respectivement intitulés « calcul d'un débit d'infiltration » et « critères de faisabilité de l'infiltration »).

Les pentes transversales doivent rester, dans la mesure du possible, faibles (pentes 3/1 ou 4/1 par exemple) afin de faciliter l'entretien ultérieur, mais aussi pour une meilleure intégration paysagère.

Par ailleurs, il est tout à fait possible de planter des arbres dans la noue. Les arbres, par leur développement racinaire, permettent d'améliorer l'infiltration et participent également à la régulation de l'eau par évapotranspiration (cf. § III.2 du guide). Il est alors préférable de planter des espèces adaptées aux milieux humides.

Règles de gestion

L'entretien des noues dépend de son environnement et de la fonctionnalité de la noue ou du fossé (espace vert accessible ou non au public). Il est généralement similaire à celui d'un espace vert : tonte du gazon une à deux fois par mois (avec évacuation des produits de tonte), arrosage, ramassage des feuilles, des débris et des déchets en limitant l'usage de fertilisant et en interdisant les désherbants chimiques.

L'éventuel organe de régulation de débit doit également être surveillé et entretenu périodiquement.

Par ailleurs, il est recommandé de ne pas tasser ou compacter le sol des noues d'infiltration au risque de diminuer la capacité d'infiltration.

Avantages	Inconvénients
👍 Coût de réalisation relativement faible 👍 Conception simple 👍 Entretien simple 👍 Très bonne intégration paysagère et aspect plurifonctionnel 👍 Avantages de l'exutoire sol lorsque l'ouvrage n'est pas étanché (« zéro rejet » possible, participe à la recharge des nappes) 👍 Dépollution des EP par décantation et par des processus biologiques 👍 Sensibilisation du public à la gestion des eaux pluviales	👎 Difficile à mettre en place en site urbain très dense 👎 Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, ou de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

LES BASSINS D'INFILTRATION

Description

Le bassin d'infiltration est un ouvrage de régulation des eaux pluviales et de ruissellement conçu pour stocker temporairement un volume d'eau et le restituer en totalité suite à un épisode pluvieux.
Ils peuvent prendre plusieurs formes :

- Bassins à ciel ouvert secs : de l'eau n'y pénètre que lors des événements pluvieux. Par temps sec, ils peuvent avoir un autre usage (zone piétonne, jardin ou aire de jeu).
- Bassins à ciel ouvert en eau et mares : étanchéifiés en partie basse, ils se caractérisent par un niveau d'eau conservé en permanence. Ils peuvent éventuellement être aménagés comme écosystèmes (cf. § II.1.2 du guide). Lors d'événements pluvieux, le niveau d'eau s'élève temporairement et le bassin déborde sur une zone prévue à cet effet pour retenir et infiltrer les eaux de ruissellement.
- Bassins enterrés : cette option est à réserver aux contextes de fortes contraintes foncières et constitue un des domaines d'application des SAUL

Figure 44 : Marre d'infiltration (Rombaut, 2010)

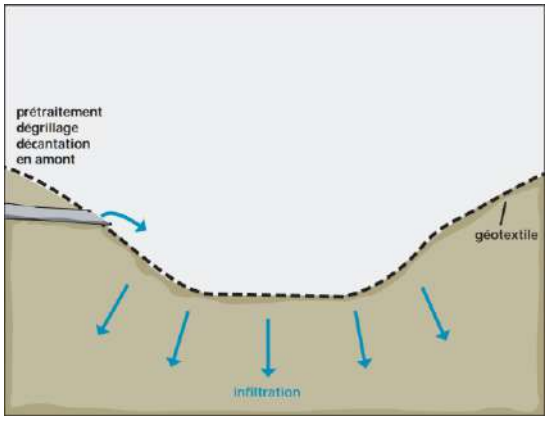


Figure 45 : Schéma de bassin d'infiltration (Conseil régional Rhones-Alpes, 2006)

Fonction

La principale fonction du bassin d'infiltration est de stocker puis d'évacuer l'eau vers le sol.

Gamme d'utilisation

Ce type de technique s'adapte à différentes tailles de projet (parcelle individuelle, lotissement, ZAC, zone industrielle ou commerciale).

Principes de conception

Alimentation

Ces ouvrages peuvent être directement alimentés par un réseau pluvial (collecteur ou réseau de surface) ou par ruissellement direct. Ils peuvent aussi être implantés en dérivation du réseau pluvial. Dans ce dernier cas, le bassin n'est alimenté que par surverse, ce qui évite la sollicitation systématique du bassin pour les faibles débits.

Stockage

Les fiches « bassins en eau à ciel ouvert», « bassins secs » et « bassins enterrés » donnent des préconisations relatives à la fonction de stockage.

Evacuation

Par définition la vidange s'effectue par infiltration. Le dimensionnement de la surface d'infiltration se fait en relation avec la capacité de stockage sur les bases détaillées aux paragraphes III.5 et V.1.4.

Dispositions diverses

Bassins à ciel ouvert en eau ou mares :

- Les végétaux plantés doivent supporter des périodes de submersion et des périodes sèches ;
- Il faut limiter les implantations de plantes invasives de type Renouée du Japon qui conduisent à l'obstruction des équipements, et éviter la présence d'arbres à feuilles caduques. Les prairies sont résistantes et demandent peu d'entretien.
- Les pentes de l'ouvrage doivent être faibles (3 m en longueur pour 1 m en hauteur) ;
- Pour éviter le colmatage prématuré de l'ouvrage, il faut éviter le tassement du fond lors des travaux et procéder au décompactage une fois les terrassements terminés ;
- Le compactage des berges doit également être évité afin de conserver leur capacité d'infiltration. Celle-ci peut être favorisée par l'installation de massifs drainants ;

Bassins à ciel ouvert secs :

- La plupart des prescriptions des bassins en eau restent applicables
- Des zones boueuses peuvent se former en fond de bassin. Il convient alors de prévoir un horizon drainant, qui permet également être une meilleure répartition des flux infiltrés. Dans le cas d'un bassin d'infiltration, il n'y a pas lieu de prévoir d'exutoire spécifique à ce système drainant : le sol constitue l'exutoire principal du bassin

Bassins enterrés :

- Il faut prévoir un accès pour l'entretien (regard à l'amont de chaque travée dans les SAUL)

Règles de gestion
Les éléments de gestion propres à la fonction d'infiltration centralisée portent une attention particulière à la qualité des eaux admises pour retarder le colmatage, par exemple en prévoyant un ouvrage de décantation à l'amont. Un entretien régulier est nécessaire pour éviter la prolifération d'espèces indésirables comme les moustiques. Les plantes doivent être éclaircies annuellement. Un décapage de surface par des moyens légers est nécessaire tous les 10 ans. L'usage d'engins lourds est à prohiber afin d'éviter tout tassement préjudiciable à la perméabilité. Il faut éviter les déversements les eaux polluées (eaux de nettoyage des sols, des voitures ou des toitures contenant des agents chimiques par exemple) dans l'ouvrage.

Avantages	Inconvénients
Avantages de l'exutoire sol (« zéro rejet » possible, participe à la recharge des nappes…) Bonne intégration paysagère possible Surcoût négligeable par rapport à la fonction de stockage, de toute façon nécessaire	Difficile à mettre en place en site urbain dense Ouvrage centralisé nécessitant en général un réseau de collecte en amont Risques de nuisances (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,…) par défaut de réalisation ou manque d'entretien Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

LES TRANCHÉES D'INFILTRATION/FOSSÉ DRAINANT

Description

Tout comme les noues ces structures sont des ouvrages linéaires de régulation de débit, mais ils sont remplis de matériaux poreux.

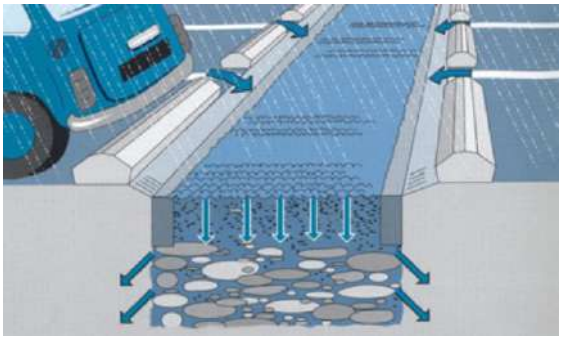


Figure 46 : Exemples de tranchées d'infiltration (Région Rhône-Alpes, 1994)

Figure 47 : tranchée d'infiltration, ZAC des chênes, Corbas (Communauté Urbaine du Grand Lyon, 2008)

Fonction

Ils permettent de stocker temporairement les eaux de ruissellement avant évacuation dans le sol ou vers l'aval.

Gamme d'utilisation

Par leur faible emprise au sol, ces techniques sont parfaitement adaptées aux zones urbaines, et peuvent répondre aux besoins de différents types d'espaces :

- A proximité d'une maison (base de murs, espace entre les bandes de roulement d'une descente de garage), à condition que les fondations de celle-ci ou un éventuel sous-sol soient bien protégés d'un excès d'humidité
- En bordure de parcelle
- En bordure ou même sous voirie (piétonne ou trafic léger).

Il est conseillé d'éloigner l'ouvrage à une distance minimale de 3 mètres des arbres ou des arbustes, afin d'éviter la pénétration de racines.

Principes de conception

Les matériaux de surface peuvent être un revêtement étanche ou drainant (lorsque des véhicules y circulent), des galets ou des graviers ou encore un revêtement enherbé.
La tranchée peut être remplie de graves ou de matériaux alvéolaires.

Alimentation

L'alimentation diffuse peut s'effectuer par infiltration des eaux de ruissellement à travers le revêtement poreux. Sur les voiries légères peuvent être utilisés des matériaux poreux non jointifs.
L'alimentation localisée peut se faire par avaloir ou par des drains diffuseurs issus d'un regard placé à l'amont. Elle peut également se faire par caniveaux drainants. Ce type d'alimentation permet également de raccorder des apports extérieurs.
L'impossibilité de curer ces tranchées (à l'exception de certaines SAUL) impose un prétraitement efficace des eaux infiltrées. Pour une alimentation diffuse, ce prétraitement peut être assuré par la couche de surface ce qui se traduit par un colmatage progressif. Pour une alimentation localisée le prétraitement est intégré aux avaloirs ou aux caniveaux d'infiltration. Dans tous les cas l'efficacité de ces prétraitements s'accompagne de sujétions d'entretien, nécessitant une accessibilité des ouvrages.

Stockage

Le stockage s'effectue dans les vides des matériaux poreux. Ces derniers peuvent être de différents types. Ils doivent être choisis en fonction des contraintes mécaniques horizontales ou verticales qu'ils auront à subir, c'est à dire de l'aménagement en surface. Le volume de stockage à prévoir dépend de l'impluvium raccordé et du débit de vidange (cf. § III.6). Il est déterminé par la porosité et l'épaisseur du matériau, qui constitue le principal paramètre de dimensionnement.
Si la **pente du terrain** est trop importante (>1%), l'eau risque de s'accumuler dans les points bas et de déborder, ce qui limite le volume utile de stockage. Il est possible d'augmenter la capacité de stockage en mettant en place des cloisons. A l'inverse, il est souhaitable de donner de légères pentes (≤1%) pour limiter la durée de vidange si celle-ci se fait par transfert vers un exutoire aval. Les pentes nulles ne posent aucun problème pour une vidange par infiltration et sont même recommandées pour assurer une distribution uniforme des débits infiltrés...
Il est recommandé de disposer un géotextile sur les parois de l'ouvrage afin de faire obstacle aux matériaux fins susceptibles de pénétrer dans la tranchée et de la colmater.

Evacuation

La vidange de la tranchée à débit régulé peut s'effectuer selon deux modes :

- ✓ par des drains placés au fond, conduisant vers un exutoire aval. L'ouvrage s'appelle alors une tranchée drainante ;
- ✓ soit par infiltration des eaux dans le sol. L'ouvrage s'appelle alors une tranchée d'infiltration.

En dehors des zones d'infiltration réglementée (périmètres de protection des captages) ou de risques importants de pollution accidentelle, l'infiltration est à privilégier. Dans ce cas, la perméabilité du sol et la hauteur de la nappe doivent être définis (cf. fiche technique « bassin d'infiltration et paragraphes III.5 et V.1.4).
Le débit de vidange est fonction des capacités d'infiltration des parois du fond.

Règles de gestion
L'entretien consiste principalement à maintenir en état les dispositifs d'alimentation : ✓ alimentation à travers le revêtement poreux : nettoyage ou remplacement des matériaux colmatés, le cas échéant entretien de la végétation ✓ alimentation par drain issu de regards : nettoyage des regards ; ✓ le géotextile doit être changé lorsqu'il est colmaté ; ✓ en cas de pollution accidentelle, les matériaux doivent être remplacés. Il est conseillé de ne pas déverser les eaux polluées dans l'ouvrage (eaux de nettoyage des sols, des voitures ou des toitures contenant des agents chimiques par exemple), et de protéger la tranchée contre le colmatage en cas de travaux à proximité.

Avantages	Inconvénients
👍 Faible emprise au sol (exige moins de surface qu'une noue) 👍 Avantages de l'exutoire sol lorsque l'ouvrage n'est pas étanché: • « zéro rejet » possible • Participe à la recharge des nappes 👍 Coût relativement peu élevé 👍 Mise en œuvre relativement simple 👍 contrôle visuel possible de l'état de l'ouvrage notamment au niveau du regard du drain d'injection, ou en cas de stagnation en surface 👍 Adaptée à la gestion individuelle et collective	👎 Entretien des ouvrages de prétraitement et contrôle régulier du colmatage 👎 Une réfection peut être nécessaire en cas de colmatage généralisé ou de pollution accidentelle. 👎 Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, ou de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

LES CANIVEAUX FILTRANT INFILTRANT / FILTRANT ETANCHES

Description

Il s'agit d'ouvrages linéaires combinant la collecte des eaux pluviales et leur traitement par filtration à travers un matériau poreux artificiel (substrat). Plusieurs constructeurs proposent des produits présentant des similitudes d'encombrement.

Figure 48 : Exemple de caniveau filtrant infiltrant (Funke)

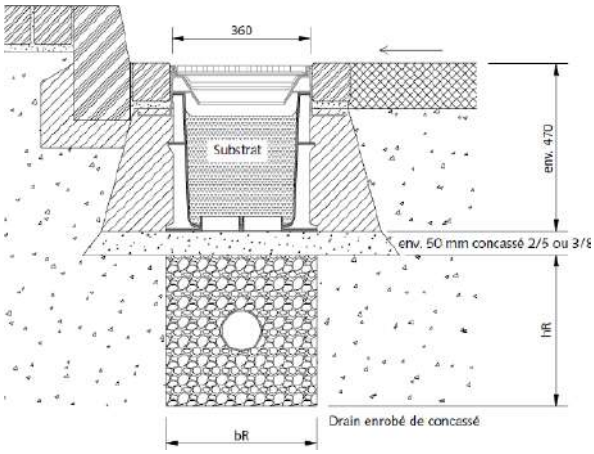


Figure 49 : Exemple de mise en œuvre (Funke)

Fonction

Ils permettent de traiter et, au besoin de stocker temporairement, les eaux de ruissellement avant évacuation dans le sol, soit directement sur place (caniveau filtrant infiltrant) soit déportée à l'aval (caniveau filtrant étanche).

Gamme d'utilisation

Par leur faible emprise au sol et leur capacité à supporter des charges roulantes, ces techniques sont adaptées aux zones urbaines, jusqu'aux chaussées à trafic intense : parkings, cours, zones d'activités, …
Les caniveaux filtrant étanches, du fait de leur étanchéité, acceptent la proximité des arbres ou des arbustes, ne craignant pas la pénétration de racines.

Principes de conception

Il s'agit d'un ensemble cohérent d'éléments préfabriqués : grilles de surface, éléments d'extrémités, dispositif de trop-plein, et bien sûr caniveaux proprement dits :

- les caniveaux filtrant étanches ont un compartiment contenant le substrat qui surmonte une partie libre pour l'écoulement ;
- lorsqu'elle est présente, une partie libre située au-dessus du substrat permet un stockage temporaire. Un trop-plein permet d'évacuer les débits de ruissellement excédant le débit de filtration.

La grille en surface peut être retirée, en secteur non carrossable, ce qui permet la plantation de végétaux directement dans le substrat.

Alimentation

L'alimentation diffuse peut s'effectuer par collecte des eaux de ruissellement à travers la grille puis filtration dans le substrat traitant. Le cas échéant, un dispositif de trop-plein assure l'écoulement des eaux excédentaires en cas d'orage. Les constructeurs déclarent une capacité d'alimentation de 10 à 20 m²/ml. Le dimensionnement est fait en fonction des occurrences de pluies devant être traitées (par exemple 2 ans) et des capacités d'infiltration du sol.

Certains constructeurs intègrent un bac de sédimentation piégeant les solides grossiers, avant le passage sur le substrat traitant. Il conviendra alors de le nettoyer régulièrement.

Stockage

Selon les modèles, la capacité de stockage varie de 3 à 110 litres/ml ! S'agissant de produits préfabriqués, il faut se rapprocher des constructeurs pour le dimensionnement.

Evacuation

La vidange du caniveau peut s'effectuer selon deux modes :

- ✓ par la partie libre sous le substrat traitant, éventuellement constituée d'un simple drain et conduisant vers un exutoire aval. L'ouvrage s'appelle alors un caniveau filtrant étanche ;
- ✓ par infiltration des eaux dans le sol sous l'ouvrage, qui s'appelle alors un caniveau filtrant infiltrant. En dehors des zones d'infiltration réglementée (périmètres de protection des captages) ou de risques importants de pollution accidentelle, l'infiltration est à privilégier. Dans ce cas, la perméabilité du sol et la hauteur de la nappe doivent être définies (cf. fiche technique « bassin d'infiltration » et § III.4 et V.1.4). Le débit de vidange est alors fonction des capacités d'infiltration du fond de l'ouvrage.

Règles de gestion

En phase chantier, le substrat doit être protégé par un géotextile pour éviter sa contamination (colmatage) jusqu'à l'achèvement des dernières constructions.

L'entretien consiste principalement à maintenir en état les dispositifs d'alimentation :

- ✓ alimentation via un bac de décantation (amovible) : dépose, nettoyage et repose du bac ;
- ✓ alimentation directement sur le substrat : nettoyage ou remplacement des matériaux colmatés, le cas échéant entretien de la végétation ; les constructeurs évoquent des durées de 10 à 15 ans sans intervention ;
- ✓ en cas de pollution accidentelle, les matériaux doivent être remplacés. Plus généralement, il est conseillé de ne pas déverser les eaux polluées dans l'ouvrage (eaux de nettoyage des sols, des voitures ou des toitures contenant des agents chimiques par exemple), et de protéger le caniveau contre le colmatage en cas de travaux à proximité.
- ✓

Avantages	Inconvénients
👍 Faible emprise au sol et en profondeur (exige moins de surface et moins de distance à la nappe qu'une noue ou une tranchée drainante) 👍 Traitement des micropolluants (métaux lourds, hydrocarbures) 👍 Avantages de l'exutoire "sol" lorsqu'il s'agit de caniveaux filtrant infiltrant : • « zéro rejet » possible • Participe à la recharge des nappes 👍 Mise en œuvre relativement simple 👍 contrôle visuel possible de l'état de l'ouvrage 👍 Adapté à la gestion individuelle et collective	👎 Entretien des ouvrages, contrôle régulier du colmatage et remplacement du substrat 👎 Une réfection peut être nécessaire en cas de colmatage généralisé ou de pollution accidentelle. 👎 Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle ou de salage routier, et de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage), dans le cas du caniveau filtrant infiltrant. 👎 Coût relativement élevé

LES PUITS D'INFILTRATION

Description

Le puits d'infiltration, ou puits filtrant, est un ouvrage conçu pour infiltrer sur une emprise restreinte tout ou partie des eaux pluviales ou de ruissellement. Sa profondeur (en moyenne comprise entre 2,5 m et 5 m) permet d'atteindre des couches plus perméables que la couche de sol superficiel

Il peut être alimenté par le réseau pluvial (collecteur ou réseau de surface) ou par ruissellement direct. Il est souvent associé à des techniques de stockage de type chaussée-réservoir, tranchée drainante, noue ou même bassin de retenue (voir fiches correspondantes), dont ils assurent alors le débit de fuite.

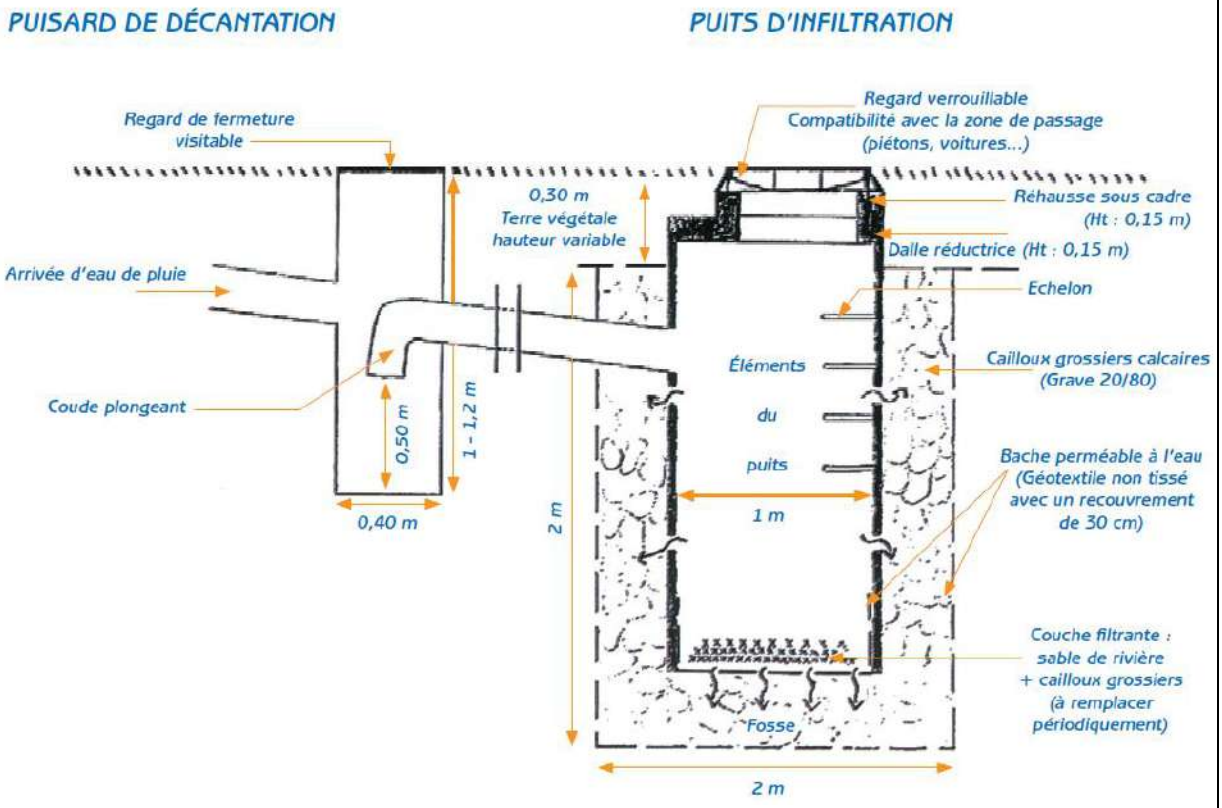


Figure 50 : Schéma d'un puits d'infiltration (ADOPTA, 2006)

Fonction

Les puits filtrants sont des ouvrages ponctuels qui ont pour fonction principale l'infiltration des eaux dans le sol. Ils ont une capacité de stockage propre. Elle est généralement insuffisante et doit être complétée par une capacité supplémentaire.

Gamme d'utilisation

Les puits filtrants sont utilisés pour retenir et infiltrer les eaux pluviales s'écoulant de bassins versants de tailles diverses (parcelle individuelle, lotissement, ZAC, zone industrielle ou commerciale). Les mécanismes en jeu sont comparables à ceux pour des bassins et tranchées d'infiltration (voir fiches correspondantes) mais ils s'en distinguent par leur facteur de charge plus élevé.

Principes de conception

Alimentation

Les puits filtrants sont dimensionnés pour répondre au besoin de la zone collectée et alimentés soit directement par ruissellement, soit par des drains ou collecteurs.

Les eaux collectées doivent être de bonne qualité (fines et risque de pollution). En général, il faut éviter de construire des systèmes d'infiltration sur un remblai, sous les aires de stationnement ou sous les aires à usages multiples. Dans le cas d'un système d'infiltration qui draine une aire de stationnement, il faut utiliser un système de prétraitement raccordé en amont du système d'infiltration, de manière à maximiser la durée de vie utile de ce dernier et éviter qu'il se bouche.

Dans le cas où le puits dessert une surface limitée, toiture par exemple, il faut prévoir d'équiper le puits d'infiltration ou le puisard d'un filtre pour limiter l'entrée de solides et de débris dans le système. Il faut poser, si possible, un tuyau de trop-plein en amont du filtre.

- Un regard décanteur peut être installé en amont du puits lorsque celui-ci draine un bassin versant plus important, ces deux éléments étant raccordés par un siphon pour retenir déchets et autres flottants. Le puits est alors alimenté à partir du regard décanteur par surverse.

Stockage

Dans la majorité des cas, les parois sont autoportantes et ne nécessitent pas un remplissage de la cheminée par un matériau poreux qui viendrait diminuer la capacité de stockage. Dans ce dernier cas, ce matériau de remplissage doit être de bonne qualité (ex. pierres de 50mm bien lavées pour minimiser les risques de colmatage) et protégé par un géotextile approprié.

Le volume utile de la cheminée doit être établi par la méthode des pluies (cf. § III.6). Le volume total est obtenu en se fondant sur la porosité réelle du matériau de remplissage (que l'on considère voisine de 35 %).

Evacuation

Il est essentiel d'évaluer correctement les conditions de sol locales, de vérifier préalablement que l'ouvrage ne se situe pas dans une zone à infiltration réglementée (ex : protection des nappes d'alimentation en eau potable, zone karstique, etc.), d'évaluer le taux de percolation aux différentes profondeurs par des essais préalables, avant d'utiliser des systèmes d'infiltration sur une grande échelle. La configuration d'un puits dépend de la configuration du lot et du taux d'infiltration potentiel (cf. § III.5 et V.1.4). La profondeur de la cheminée doit être maximisée par rapport à son diamètre pour assurer une distribution uniforme et minimiser la remontée de nappe. Des calculs de remontée de nappe peuvent d'ailleurs être nécessaires dans certains cas pour s'assurer notamment, dans le cas où le traitement des eaux usées se fait localement par le sol (assainissement non collectif par exemple), que l'infiltration des eaux pluviales ne vient pas interférer avec les installations septiques.

- La surface d'infiltration requise (surface du fond et/ou des parois) pour drainer le système en l'espace de 24 heures est calculée en fonction du taux de percolation continu en 24 heures. En fin de chantier, il est recommandé de vérifier la capacité de vidange du puits d'infiltration par des essais d'injection
- La distance entre le fond du puits et le niveau le plus élevé de la nappe phréatique doit être suffisamment importante : une couche non saturée sous-jacente d'un à deux m est nécessaire, en fonction de l'importance de la zone drainée.

Les points dont il faut généralement tenir compte lorsqu'on conçoit un système d'infiltration sur le terrain sont les suivants :

Le puits est installé dans la partie basse de parcelle. Il est implanté à une distance minimale de 3 m par rapport à tout végétal arbustif ou arborescent (risque de dégradation de l'ouvrage par le système racinaire) et à plus de 5 m des bâtiments. Pour une implantation plus proche, par exemple en sous-sol, une étude spécifique est nécessaire.

Il est recommandé de prévoir un accès à l'ouvrage (regard) pour l'entretien et la vérification du bon fonctionnement.

Règles de gestion
L'entretien ne pose pas de problème particulier. Il doit être réalisé avec une fréquence semestrielle ou annuelle. Le puits doit donc être facilement accessible. L'entretien courant concerne : le nettoyage du regard décanteur (le vider de ses boues) et des dispositifs filtrants, la vérification du système de trop plein (s'il existe) et l'entretien des espaces verts environnants. Dans le cas d'une alimentation directe des eaux de ruissellement il faut vérifier les revêtements : entretien de la végétation, vérification de la capacité d'infiltration de la terre végétale en surface (tassement), voire changement. Si le puits est garni de matériaux poreux (galets ou structures alvéolaires), il faut procéder à la vérification et le cas échéant au renouvellement du matériau de remplissage.

Avantages	Inconvénients
Compacité Participe à la recharge des nappes	Surveillance et entretien réguliers indispensables pour limiter les risques de colmatage et de stagnation des eaux Ouvrage souvent centralisé nécessitant un réseau de collecte en amont Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, ou de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

TOITURES STOCKANTES NON VEGETALISÉES

Description

Une toiture stockante non végétalisée est une toiture terrasse classique dont l'évacuation est équipée d'un régulateur qui limite le débit de vidange. Ce dispositif est complété par un trop plein situé à une hauteur suffisante pour permettre le stockage.

Fonction

Cette technique consiste à profiter des surfaces offertes par les toitures pour aménager un volume consacré au stockage temporaire des eaux de pluie. L'objectif est donc de réguler le débit de ruissellement issu de la parcelle où se situe le bâtiment concerné.
Cette technique présente des similitudes avec les toitures stockantes végétalisées qui présentent également une capacité de stockage. Ces dernières permettent de plus une réduction importante du volume d'eaux déversées au réseau, ce qui n'est pas le cas des toitures non végétalisées.

Gamme d'utilisation

Cette technique se montre tout à fait adaptée aux zones urbaines denses, et peut être utilisée sur des bâtiments neufs ou en rénovation.

Figure 51 : Toiture-terrasse stockante (Communauté Urbaine du Grand Lyon, 2008)

Principes de conception

La toiture terrasse stockante se caractérise par une surface plane ou légèrement inclinée (0,1 à 5 %) bordée d'acrotères, c'est à dire de murets de quelques dizaines de centimètres de hauteur. Ainsi, par sa morphologie, elle constitue un réceptacle adapté à la rétention des eaux de pluie. La lame d'eau à stocker est déterminée par la méthode exposée au paragraphe III.6.
La hauteur d'eau correspondante est obtenue en tenant compte de la porosité de la couche drainante (30% pour du gravier). Pour mobiliser cette capacité de stockage il faut limiter le débit d'évacuation en disposant des régulateurs sur les descentes d'eau. La capacité de ces régulateurs dépend de la surface desservie mais elle est toujours très faible (de l'ordre de 1l/mn) ce qui peut poser des problèmes de fiabilité.
Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de Documents Techniques Unifiés propre à la fonction de rétention des toitures terrasses. Par contre, sont parues des "règles professionnelles pour la conception et la réalisation des toitures terrasses destinées à la retenue temporaire des eaux pluviales". Ces règles n'ont pas force de loi, mais ont obtenu l'agrément des assureurs. Selon ces règles, édictées par la Chambre Syndicale Nationale de l'Étanchéité (CSNE) :

Evacuation

Le dispositif d'évacuation doit permettre de réguler le débit tout en limitant l'accumulation, feuilles et autres débris, grâce à un dégrilleur.

Certains dispositifs permettent de limiter le débit jusqu'à un certain seuil, puis font ensuite office de trop-plein (voir ci-dessous), tandis que d'autres n'assurent que la fonction de régulation. Il est préférable d'employer des régulateurs préfabriqués, spécifiquement adaptés et calibrés pour des débits très faibles.

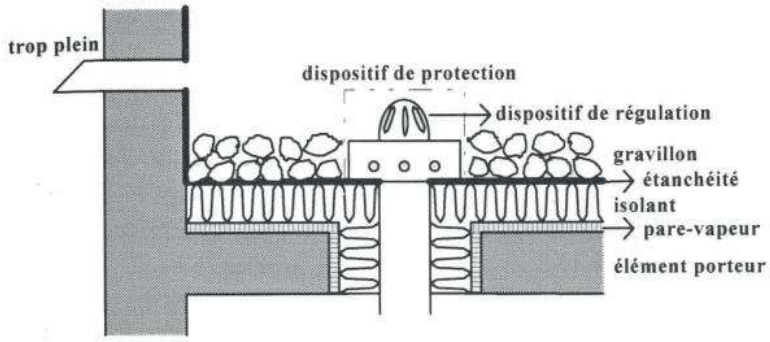


Figure 52 : Exemple de constitution d'une toiture terrasse stockante (Azzout Y., 1994)

Règles de gestion

L'entretien des toitures stockantes, comme pour toute autre toiture terrasse, consiste en une visite régulière afin de veiller au bon état des évacuations et limiter les accumulations intempestives (feuilles, papiers, etc.). Les règles édictées par le CNSE préconisent pour les toitures stockantes deux visites annuelles réalisées par un professionnel qualifié, l'une après l'automne pour enlever les feuilles mortes et l'autre avant l'été. Par ailleurs, les mousses doivent être retirées (par des moyens mécaniques) tous les trois ans en moyenne au niveau du dispositif de régulation.

Dans le cadre de ces visites, il importe que la végétation parasite qui se développe soit arrachée ; cela pour éviter l'extension de la végétation et, indirectement, lors du dépérissement des végétaux, le colmatage des évacuations.

Il faut éviter d'utiliser des produits chimiques pour le traitement de la végétation pour ne pas polluer l'eau.

Avantages	Inconvénients
Surcoût négligeable par rapport à une toiture terrasse classique	Peu d'abattement. Régulation des débits avec facteur de charge de 1/1.
Pas d'emprise foncière supplémentaire	Entretien régulier (2 visites d'entretien par an d'après la chambre syndicale d'étanchéité)
Bonne intégration dans le tissu urbain	Nécessité d'une réalisation soignée faite par des entreprises qualifiées
Adaptable aux toitures terrasses traditionnelles	Non adaptée aux toits de pente supérieure à 2%

LES BASSINS SECS PAYSAGERS

Description

Le bassin sec paysager est un ouvrage de régulation à ciel ouvert des eaux pluviales et de ruissellement conçu pour stocker temporairement un volume d'eau et le restituer en totalité suite à l'épisode pluvieux. Le volume de stockage est égal au volume utile du bassin auquel il faut ajouter le volume mort (par exemple, volume non disponible au-dessus du radier de l'arrivée).

Après stockage, les eaux pluviales sont soit évacuées à débit régulé vers un exutoire superficiel (bassin de rétention), soit infiltrées dans le sol (bassin de rétention-infiltration).

Le bassin sec est vide la majeure partie du temps et sa durée d'utilisation hydraulique est très courte, de l'ordre de quelques heures.

Il est aménagé en espace multi-usages pour favoriser son intégration dans l'environnement urbain. Un bassin sec peut également être revêtu en cas de sensibilité particulière du sol (géomembrane, béton, …) ou de risque important de pollution des eaux pluviales.

Ces ouvrages peuvent être alimentés par le réseau pluvial (collecteur ou réseau de surface) ou par ruissellement direct. Ils peuvent aussi être implantés en dérivation du réseau pluvial. Dans ce dernier cas, le bassin n'est alimenté que par surverse, ce qui évite la sollicitation systématique du bassin pour les faibles débits.

Figure 53 : Bassin Lagorce, Rue de Grattecap à Blanquefort (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Figure 54 : Bassin étanche, avenue de la Libération, Ambarès-et-Lagrave (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Fonction

La principale fonction du bassin sec paysager est de stocker puis d'évacuer l'eau à débit régulé soit vers un exutoire de surface, soit vers le sol (cf. fiches relatives aux équipements d'infiltration).
L'ouvrage peut avoir des fonctions secondaires comme la dépollution des eaux pluviales par décantation ou filtration. Cette fonction dépend principalement de la forme et de la conception du bassin.
Le bassin à ciel ouvert paysagé peut également être valorisé dans l'aménagement en ouvrant l'ouvrage au public (cf. § II.1.2 du guide) : espaces verts inondables, parc, zone de loisir…moyennant une conception adaptée aux contraintes de sécurité. Il s'agit alors d'un espace public inondable (voir la fiche correspondante).

Gamme d'utilisation

Ce type de technique s'adapte à différentes tailles de projet (parcelle individuelle, lotissement, ZAC, zone industrielle ou commerciale).
Toutefois, s'agissant d'un ouvrage collectif, il est plus particulièrement adapté aux grandes surfaces imperméabilisées.

Principes de conception

La conception du bassin se fait en fonction des contraintes propres à chaque site (topographie, hydrogéologie, occupation du sol, type d'activité sur le bassin de collecte, …) et de l'usage qui en est fait (ouverture au public, dépollution, …). Un certain nombre de préconisations faites pour les bassins en eau sont directement transposables aux bassins secs.

Alimentation

Le mode d'alimentation du bassin définit sa position et donne des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation :

- Alimentation par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau) : le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial.
- Alimentation par ruissellement direct des surfaces vers le bassin : ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins versants. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.

Dans tous les cas, il faut vérifier l'altimétrie de raccordement entre le fil d'eau en sortie d'ouvrage et celui de l'exutoire final (réseau public, milieu hydraulique superficiel).
On doit de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour faciliter la gestion de l'ouvrage (contrôles de fonctionnement, entretien des zones d'admission)
Lors de la conception des bassins ouverts au public, il est nécessaire de prévoir un prétraitement en amont (dégrillage, dessablage,…) afin de limiter les pollutions visuelles.

Zone de stockage

Dimensionnement : le volume de stockage est évalué par la méthode des pluies décrite au paragraphe III.6.
De façon générale, les principes à respecter sont les suivants :

- son implantation est à privilégier en point bas de l'aménagement,
- les pentes des talus doivent être les plus faibles possibles pour assurer leur stabilité mais aussi pour faciliter leur entretien. Des talus de faible pente (4 en horizontal pour 1 en vertical au maximum) associées à de faibles hauteurs d'eau favorisent également l'intégration paysagère et l'ouverture au public,
- un drainage efficace du fond de bassin (pente de 1 à 2 % minimum sur géomembrane, drain, cunette, caniveau) est impératif afin d'éviter les stagnations d'eaux propices aux développements d'odeurs et de

moustiques.

- une protection contre l'érosion de type enrochement peut s'avérer nécessaire au débouché du réseau de collecte dans le bassin,
- un accès pour l'entretien des talus et du fond du bassin est indispensable. Cet accès peut se matérialiser par une rampe (pente de 10 à 15%) ou bien par des talus très doux permettant la descente d'engins.
- Une signalétique adaptée peut sensibiliser le public aux fonctions de l'ouvrage (hydraulique, paysage etc.) et aux précautions qui lui sont associées (sécurité, propreté etc.).
- La vidange des eaux de crue du bassin de rétention en eau, doit être effectuée dans un laps de temps suffisamment court (généralement < 24 h maximum) pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs, ainsi que pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité (risques liés à un volume de stockage plus important)

La topographie du site peut imposer la mise en œuvre de digues ou encore un barrage en terre pour la constitution du bassin. Dans ce cas, il convient de respecter certaines règles strictes de conception et de réalisation afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage et des riverains (pente des talus, ancrage, matériau, étanchéité, trop-plein…).

Pour les bassins en déblais, un cheminement des eaux en surface doit être prévu vers l'aval en cas de saturation de l'ouvrage pour des pluies exceptionnelles (NS 3).

Au cours des phases de stockage, un abattement d'une partie des eaux par évapotranspiration est envisageable (cf. § III.3).

Si l'étude révèle un sol favorable à l'infiltration, le bassin mis en œuvre est conçu comme un bassin d'infiltration (cf. fiche technique « bassin d'infiltration et paragraphes III.5 et V.1.4).

A propos de la décantation, le lecteur peut se reporter au paragraphe VI.3.4.2.

Ouvrages d'évacuation et de régulation

Ils comportent :

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

Il y a plusieurs types de mécanismes de contrôle et d'aménagement possibles à la sortie d'un bassin sec. Généralement, il est préférable que les ouvrages soient localisés dans la digue et dans une chambre pour faciliter l'accès et les activités d'entretien. Un déversoir d'urgence doit être prévu au cas où il y aurait colmatage des autres orifices. La conduite de sortie de la chambre doit par ailleurs être de dimensions suffisantes pour accepter les débits maximaux.

Une vanne d'isolement doit systématiquement être mise en place pour confiner toute pollution accidentelle. La restitution des eaux au milieu naturel, se fait après dépollution préalable dans un bassin de rétention.

Règles de gestion
L'entretien des bassins secs est indispensable pour assurer leur pérennité et permettre une meilleure acceptation par le public. A défaut, un bassin peut rapidement devenir inesthétique, inopérationnel et source de nuisances. L'entretien doit être en relation avec l'utilisation du bassin (multifonctionnalité ou pas), sa fréquence de sollicitation et l'efficacité des ouvrages de protection entrée/sortie (dessableur, dégrillage,…). Les opérations d'entretien préventif consistent en : • une vérification des ouvrages d'alimentation (incluant le ou les dégrilleurs) après chaque pluie importante, • une tonte une à deux fois par mois (avec évacuation des produits de tonte) et un entretien de type espace vert (tonte, arrosage, …), en limitant l'usage de fertilisant et en interdisant les désherbants chimiques, pour les bassins paysagés ouverts au public, • un balayage et raclage de la surface pour les bassins revêtus, • le ramassage des flottants et autres déchets une à deux fois par mois, • le curage et l'entretien des ouvrages de prétraitement et de régulation de débit, • l'entretien des abords (accès, clôture éventuelle, …). En curatif (intervalle de quelques années), il convient de prévoir l'enlèvement et l'évacuation des sédiments accumulés en fond d'ouvrage. Les bassins paysagers ouverts au public présentent un grand intérêt car cet usage secondaire permet en général de fiabiliser l'entretien de l'ouvrage et de rentabiliser le coût des acquisitions foncières. Il faut toutefois veiller à ce que cette utilisation ne se fasse pas au détriment de l'usage premier de régulation des eaux pluviales.

Avantages	Inconvénients
👍 Coût de réalisation relativement faible 👍 Conception assez simple 👍 Important retour d'expérience 👍 Possibilité de bonne intégration paysagère et aspect plurifonctionnel (réutilisation des surfaces pour d'autres usages) 👍 Sensibilisation du public à la gestion des eaux pluviales 👍 Dépollution efficace par décantation (dépend toutefois de la conception) 👍 Participe à la recharge des nappes lorsque l'ouvrage n'est pas imperméabilisé	👎 Emprise foncière importante, difficile à mettre en place en site urbain dense 👎 Ouvrage centralisé nécessitant en général un réseau de collecte en amont 👎 Risque d'accident en cas de profondeur importante, notamment pour les ouvrages en remblai 👎 Risque de pollution de la nappe (en cas de pollution accidentelle, de salage routier d'une part et d'autre part de perméabilité très importante du sol ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage)

LES BASSINS DE RÉTENTION EN EAU

Description

Le bassin de rétention en eau est un plan d'eau permanent dans lequel sont déversées les eaux de pluie et de ruissellement générées par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site au cours d'un épisode pluvieux. Il peut jouer plusieurs fonctions : hydraulique, qualitative, paysagère, mais aussi sociale.
Cette fiche présente le bassin de rétention en eau strict : son dimensionnement se fait sans prendre en compte une éventuelle infiltration des eaux collectées.

Fonction

Quelle que soit sa taille, le bassin de rétention en eau abrite toujours un « écosystème » aquatique dont l'équilibre dépend des variations de volume et de qualité dues aux apports pluviaux. Il est le plus souvent utilisé comme un plan d'eau permanent et paysager susceptible d'accueillir des activités de loisir variées.
D'un point de vue hydraulique le marnage (variation de niveau) du plan d'eau permet de stocker les eaux de pluie et de ruissellement pour restituer un débit d'évacuation régulé vers un exutoire (le réseau public, le milieu hydraulique superficiel ou un système d'infiltration). Le maintien en eau permanent ne contribue en rien à cette fonction hydraulique mais il permet d'assurer le piégeage de la plupart des polluants associés au ruissellement urbain.

Figure 55 : Bassin de rétention (Ministère de l'Environnement, de l'Energie et de la Mer, 2013)

Figure 56 : Bassin Lucatet à Mérignac (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Gamme d'utilisation

Un bassin avec retenue d'eau permanente peut s'utiliser dans plusieurs types de contexte comme dans le cadre d'aménagements résidentiels de densités variables, ou de secteurs industriels ou commerciaux, pour lesquels il peut remplir les fonctions citées ci-dessus (hydraulique, qualitative, voire paysagère et/ou sociale). Il peut tout à fait s'insérer dans un cadre urbain relativement dense : la surface foncière nécessaire (fonction de la hauteur de marnage, souvent limitée pour être compatible avec des usages récréatifs évoqués au § II.1.2 du guide) peut être valorisée par des fonctions non hydrauliques.
Leur taille varie en fonction de leurs usages 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 conditionne le type d'utilisation et d'exploitation.

Principes de conception

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

Alimentation

Le mode d'alimentation du bassin définit sa position et donne des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation :

- Alimentation par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau) : le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial.
- Alimentation par ruissellement direct des surfaces vers le bassin : ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins versants. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.

Dans tous les cas, il faut vérifier l'altimétrie de raccordement entre le fil d'eau en sortie d'ouvrage et celui de l'exutoire final (réseau public, milieu hydraulique superficiel).
On doit de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour faciliter la gestion de l'ouvrage (contrôles de fonctionnement, entretien des zones d'admission)
Ce type de bassin ayant vocation à être accessible au public, il est nécessaire de prévoir un prétraitement en amont afin de limiter les pollutions visuelles. Cette cellule de prétraitement doit comprendre un système de dégrillage (piège à flottants) et une zone plus profonde (1 m min.) renforcée par de l'enrochement pour minimiser l'érosion et la remise en suspension des particules. Elle doit être séparée du reste du bassin par une berme en matériau granulaire afin de confiner les produits décantés. Le fond de la cellule doit être en béton ou avec un autre type de matériau relativement lisse et résistant, de façon à faciliter l'enlèvement des sédiments. Si la berme est submergée (ce qui est recommandé pour ne pas inciter les personnes à y accéder), son sommet doit être de 150 à 300 mm sous le niveau de la retenue permanente. Les conduites installées dans la berme doivent par ailleurs avoir leur radier au moins 0,6 m au-dessus du fond de la cellule.

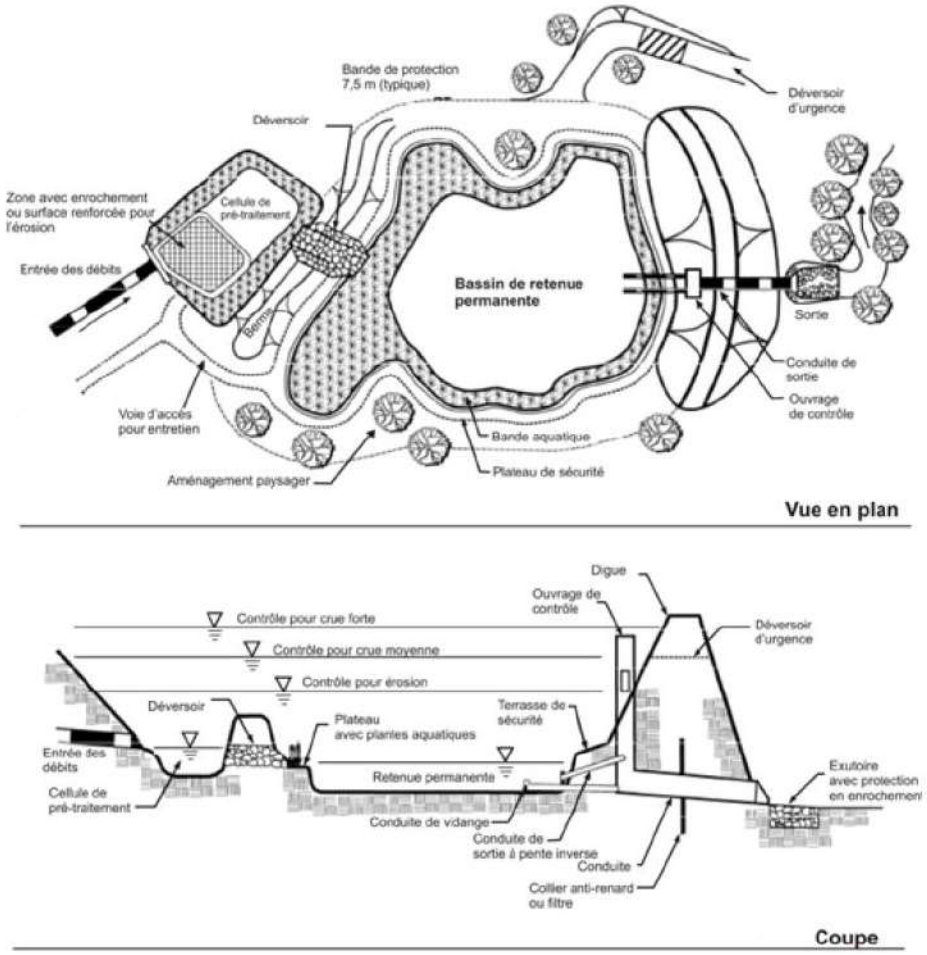


Figure 57 : Bassin avec retenue permanente (Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs (MDDEFP) et le Ministère des Affaires Municipales , des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) du Québec)

Zone de stockage

Dimensionnement : le volume de stockage est évalué par la méthode des pluies décrite au paragraphe III.6

La conception ainsi que la qualité des eaux ruisselées conditionnent l'état du bassin ainsi que la fréquence de son entretien. Des conditions favorables permettent :

- 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,…

Le maintien d'une hauteur minimale d'eau (de 1 à 1.5 m) doit limiter ou éviter le phénomène d'eutrophisation. Lorsque cela s'avère possible, une mise en contact avec les eaux de nappe permet une circulation, un renouvellement des eaux présentes dans le bassin. La profondeur d'eau moyenne pour la retenue permanente doit être de 1 à 2 m, avec un maximum de 3 m incluant tous les volumes de stockage. Il est préférable que la hauteur maximale pour la tranche au-dessus de la retenue permanente soit par ailleurs être limitée à 2 m. Une revanche minimale de 300 mm doit être prévue entre le niveau maximal de conception et le niveau de débordement du bassin. Un déversoir d'urgence doit également être prévu et on doit évaluer au besoin les conséquences d'un débordement pour les secteurs environnants.

Une des différences fondamentales avec un bassin sec est que l'on doit avoir un approvisionnement continuel en eau et maintenir le volume retenu en rendant imperméable au besoin le fond du bassin (utilisation d'une

géo-membrane, coulage de béton, …). Une étude hydrogéologique comprenant des analyses de bilan hydrique afin de s'assurer que le débit d'étiage dépasse les pertes par évapotranspiration (cf. § III.3) et exfiltration et un suivi de nappe afin de déterminer le niveau de « basses eaux » doit donc être réalisée. Si l'étude révèle un sol favorable à l'infiltration, il est préférable de mettre en œuvre un bassin d'infiltration (cf. fiche technique « bassin d'infiltration et (cf. § III.5 et V.1.4). Naturellement, afin d'empêcher tout débordement non désiré on s'assure 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).

Dimensionnement : le volume de stockage est évalué par la méthode des pluies décrite au paragraphe III.6.

Durant la phase de conception, on s'assure que les paramètres suivant sont respectés :

- Idéalement, le rapport longueur/largeur du bassin doit être le plus élevé possible et l'entrée du bassin doit être en principe la plus éloignée possible de la sortie pour éviter les cheminements préférentiels nuisibles à l'efficacité en dépollution. L'utilisation de bermes ou de digues, produisant un parcours sinueux, peut aider à allonger le temps de parcours.
- La vidange des eaux de crue du bassin de rétention en eau, doit être effectuée dans un laps de temps suffisamment court (généralement < 24 h maximum) pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs, ainsi que pour des raisons de sécurité des riverains et de salubrité (risques liés à un volume de stockage plus important)
- 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 doivent être mises en œuvre (clôtures, prévention, information sur le fonctionnement…),
- Il faut prévoir un mécanisme pour vider au besoin le bassin et une 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). La mise en œuvre de l'ouvrage, l'accès permettant son entretien doit être fonctionnel.
- Les pentes latérales d'un bassin en eau doivent être idéalement de 4:1 ou plus douces pour faciliter l'entretien et pour la sécurité du public. Pour des pentes de talus importantes, privilégier le profil emboîté (marches d'escalier). Il est conseillé de stabiliser les talus par végétalisation ou toute autre méthode (géogrilles, dispositifs anti-batillage, enrochements, planches, rondins,…).

Ouvrages d'évacuation et de régulation

Ils comportent :

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

Il y a plusieurs types de mécanismes de contrôle et d'aménagement possibles à la sortie d'un bassin avec retenue permanente. Généralement, il est préférable que les ouvrages soient localisés dans la digue et dans une chambre pour faciliter l'accès et les activités d'entretien. Un système avec conduite à pente inversée peut être utilisé pour acheminer l'eau dans une chambre, où les différents mécanismes de contrôle peuvent comprendre une conduite perforée installée verticalement ou un petit orifice dans un mur pour le contrôle des plus petits débits (qualité et érosion) et d'autres orifices et déversoir pour le contrôle des débits plus importants ou d'autres. Un déversoir d'urgence doit être prévu au cas où il y aurait colmatage des autres orifices. La conduite de sortie de la chambre doit par ailleurs être de dimensions suffisantes pour accepter les débits maximaux.

Une vanne d'isolement doit systématiquement être mise en place pour confiner toute pollution accidentelle. La restitution des eaux au milieu naturel, se fait après dépollution préalable dans un bassin de rétention.

Règles de gestion

L'entretien des bassins en eau est indispensable pour assurer leur pérennité et permettre une meilleure acceptation par le public. A défaut, un bassin peut rapidement devenir inesthétique, inopérationnel et source de nuisances.

L'entretien doit être en relation avec l'utilisation du bassin (multifonctionnalité ou pas), sa fréquence de sollicitation et l'efficacité des ouvrages de protection entrée/sortie (dessableur, dégrillage,…).

Les opérations d'entretien préventif consistent en :

- une vérification des ouvrages d'alimentation (incluant le ou les dégrilleurs) après chaque pluie importante,
- une tonte une à deux fois par mois (avec évacuation des produits de tonte) et un entretien de type espace vert (tonte, arrosage, …), en limitant l'usage de fertilisant et en interdisant les désherbants chimiques, pour les bassins paysagés ouverts au public,
- un balayage et raclage de la surface pour les bassins revêtus,
- le ramassage des flottants et autres déchets une à deux fois par mois,
- le curage et l'entretien des ouvrages de prétraitement et de régulation de débit,
- l'entretien des abords (accès, clôture éventuelle, …).

En curatif (intervalle de quelques années), il convient de prévoir l'enlèvement et l'évacuation des sédiments accumulés en fond d'ouvrage.

Les bassins paysagés ouverts au public présentent un grand intérêt car cet usage secondaire permet en général de fiabiliser l'entretien de l'ouvrage et de rentabiliser le coût des acquisitions foncières. Il faut toutefois veiller à ce que cette utilisation ne se fasse pas au détriment de l'usage premier de régulation des eaux pluviales.

Avantages	Inconvénients
👍 Volumes de stockage adaptable à de nombreux contextes.	👎 Difficile à mettre en place en site urbain dense
👍 Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules mais aussi grâce à des processus biologiques.	👎 Conception à soigner pour assurer la pérennité du plan d'eau, l'intégrer dans un aménagement urbain, assurer la sécurité…
👍 Bonne intégration paysagère	👎 Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées d'où la nécessité d'avoir un réseau séparatif strict, de mettre en œuvre un système de prétraitement.
👍 Possibilité de créer un écosystème équilibré,	👎 Assurer une gestion appropriée et donc un entretien régulier afin de prévenir l'eutrophisation du bassin,
👍 Minimise la possibilité de remise en suspension des sédiments.	👎 Ouvrage centralisé nécessitant en général un réseau de collecte en amont
👍 L'aménagement d'un plan d'eau déjà existant ne demande que peu d'investissement.	
👍 Participe à la recharge des nappes lorsque l'ouvrage n'est pas totalement imperméabilisé	

LES ESPACES PUBLICS INONDABLES

Description

C'est un espace public conçu de manière à pouvoir assurer temporairement la rétention des eaux pluviales, par son inondabilité partielle ou totale.
Il s'agit d'une déclinaison particulière du bassin sec et à ciel ouvert, qui permet de superposer la fonction de gestion des eaux pluviales à un espace public fréquentable. Ils sont généralement sollicités à partir du niveau de service 3.
Il peut s'agir d'un espace vert d'agrément, d'une aire de jeux, d'un terrain de sport, d'une place publique ou d'un parking, selon les opportunités et les nécessités d'aménagement.
Ces ouvrages peuvent être alimentés par le réseau pluvial (collecteur ou réseau de surface) ou par ruissellement direct. Ils peuvent aussi être implantés en dérivation du réseau pluvial. Dans ce dernier cas, le bassin n'est alimenté que par surverse, ce qui évite la sollicitation systématique du bassin pour les faibles débits.
Espaces publics inondables de Seine-Saint-Denis notamment (photographies copyright Antoine Rabb) :

Figure 58 : La place du carrefour Pleyel à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011)

Figure 59 : Le square des Acrobates de la ZAC Landy Pleyel à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011)

Figure 60 : Les espaces verts et terrains de sport de la Cité Floréal à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011)

Figure 61 : Le parvis du collège Lucie Aubrac à Villetaneuse (Arene Ile-de-France, 2011)

Figure 62 : Le parc Jean Mermoz à Villemonble (Arene Ile-de-France, 2011)

Figure 63 : Centre d'activités de la Haute-Borne, Clichy-Sous-Bois (CAUE93, 2003)

Fonction

La principale fonction de l'espace public inondable est de stocker puis d'évacuer l'eau à débit régulé soit vers un exutoire de surface, soit vers le sol par infiltration (voir alors fiche technique « bassin d'infiltration et les paragraphes III.5 et V.1.4).

Gamme d'utilisation

De par sa nature même, il peut être utilisé dans tous les types d'environnement urbain (du pavillonnaire peu dense au centre urbain très dense) et à toutes les échelles (de quelques m² à plusieurs hectares).
Dans les zones urbaines très denses, il peut être une alternative ou un complément particulièrement intéressant à l'ouvrage de rétention enterré.
En revanche son utilisation peut être rendue impossible en cas d'incompatibilité de la qualité des eaux collectées et de la vocation du site.

Principes de conception

La réflexion sur la gestion des eaux pluviales doit être intégrée très en amont, dès le début de la conception de l'opération. L'espace public inondable doit être associé à des ouvrages, à l'air libre ou enterrés, permettant la gestion des pluies courantes, afin que l'inondation de l'espace public ne reste qu'épisodique.

Alimentation

Le mode d'alimentation du bassin définit sa position et donne des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation :

- Alimentation par déversement du réseau pluvial (le bassin est le point bas du réseau) : le bassin est un vase d'expansion du réseau pluvial.
- Alimentation par ruissellement direct des surfaces vers le bassin : ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins versants. Il permet de limiter, voire de supprimer le réseau pluvial classique.
- La topographie et les pentes doivent être étudiées et choisies très précisément de manière à assurer une inondation et une évacuation progressives

Dans tous les cas, il faut vérifier l'altimétrie de raccordement entre le fil d'eau en sortie d'ouvrage et celui de l'exutoire final (réseau public, milieu hydraulique superficiel).

On doit de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour faciliter la gestion de l'ouvrage (contrôles de fonctionnement, entretien des zones d'admission)

Il est nécessaire de prévoir un prétraitement en amont (dégrillage, dessablage,…) afin de limiter les pollutions visuelles.

Zone de stockage

Dimensionnement : le volume de stockage est évalué par la méthode des pluies décrite au paragraphe III.6.

De façon générale, les principes à respecter sont les suivants :

- Son implantation est à privilégier en point bas de l'aménagement,
- Une signalétique adaptée peut sensibiliser le public aux fonctions de l'ouvrage (hydraulique, paysage etc.) et aux précautions qui lui sont associées (sécurité, propreté etc.). Un dispositif d'information des usagers sur l'inondabilité du site et sur la fréquence et les caractéristiques des inondations doit être prévu.
- La conception doit être réalisée en concertation étroite avec les différents acteurs impliqués (urbanistes, architectes, paysagistes, VRD…). La concertation doit notamment porter sur les caractéristiques acceptables des inondations compte tenu des autres usages, en termes de fréquence et de hauteurs de submersion (une hauteur maximale de stockage de 40cm est généralement adoptée)
- Les matériaux et les plantations doivent être compatibles avec la présence temporaire d'eau

Ouvrages d'évacuation et de régulation

Ils comportent :

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

Il y a plusieurs types de mécanismes de contrôle et d'aménagement possibles à la sortie d'un espace public inondable. Généralement, il est préférable que les ouvrages soient localisés dans la digue et dans une chambre pour faciliter l'accès et les activités d'entretien. Un déversoir d'urgence doit être prévu au cas où il y aurait colmatage des autres orifices. La conduite de sortie de la chambre doit par ailleurs être de dimensions suffisantes pour accepter les débits maximaux.

Une vanne d'isolement doit systématiquement être mise en place pour confiner toute pollution accidentelle. La restitution des eaux au milieu naturel, se fait après dépollution préalable dans un bassin de rétention.

La question des accès et de la circulation en cas d'inondation doit également être anticipée.

Règles de gestion

Une concertation étroite est nécessaire entre les différents gestionnaires potentiels de l'ouvrage, de manière à définir clairement les interventions à réaliser (par exemple sur les espaces verts d'une part et sur les organes hydrauliques d'autre part), à préciser la répartition des rôles, et à coordonner l'ensemble. Une visite d'entretien (une à deux fois par an et après chaque pluie importante) peut être nécessaire pour permettre :

- une vérification des ouvrages d'alimentation (incluant le ou les dégrilleurs) après chaque pluie importante,
- le curage et l'entretien des ouvrages de prétraitement et de régulation de débit,
- l'entretien des abords (accès, clôture éventuelle, …).

Une question essentielle doit également être débattue et clarifiée : la sécurisation des accès à certaines parties de l'espace et les responsabilités du propriétaire et du gestionnaire en cas d'accident, en considérant les risques liés autant à la présence d'eau qu'aux talus, murets et installations de vantellerie diverses dont il convient d'écarter tout ou partie du public. En l'absence de réponse claire à ces questions, la réalisation de ce type d'ouvrage risque de se heurter à la prudence légitime du maître d'ouvrage et/ou des élus. L'entretien doit être en relation avec l'utilisation du bassin (multifonctionnalité ou pas), sa fréquence de sollicitation et l'efficacité des ouvrages de protection entrée/sortie (dessableur, dégrillage,…).

Avantages	Inconvénients
👍 Permet de gérer le niveau de service NS3 👍 Très bonne intégration paysagère et aspect plurifonctionnel (réutilisation des surfaces pour d'autres usages) 👍 Les coûts des travaux et de l'entretien sont diminués car partagés entre les différents usages. 👍 La fréquentation du site par des personnes rend l'entretien de l'ouvrage obligatoire et garantit ainsi sa pérennité (l'ouvrage ne risque pas d'être oublié). 👍 Sensibilisation du public à la gestion des eaux pluviales 👍 Participe à la recharge des nappes lorsque l'aménagement n'est pas imperméabilisé	👎 Etude topographique et réalisation à soigner 👎 Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées d'où la nécessité d'avoir un réseau séparatif strict, ou de mettre en œuvre un système de prétraitement. 👎 Ouvrage centralisé nécessitant en général un réseau de collecte en amont

CHAUSSÉE A STRUCTURE RÉSERVOIR

Description

Les chaussées à structure réservoir sont des ouvrages dont la fonction est double : en tant que chaussées, elles supportent la circulation ou le stationnement des véhicules ; en tant que réservoir, elles retiennent temporairement les eaux de ruissellement sous la surface.
Les chaussées à structure réservoir diffèrent des tranchées d'infiltration dans la mesure où elles doivent offrir une résistance mécanique compatible avec la circulation de véhicules, même si celle-ci reste occasionnelle (véhicules de secours par exemple).

Figure 64 : Chaussée à structure réservoir - photo : (Syndicat Intercommunal du Bassin d'Arcachon, 2013)

Figure 65 : Chaussée avec enrobés imperméables à structure réservoir – photo : (Lille Métropole Communauté urbaine, 2012)

Fonction

La fonction hydraulique d'une chaussée à structure réservoir est de stocker temporairement les eaux de ruissellement avant évacuation dans le sol ou vers l'aval.

Gamme d'utilisation

Compte tenu de son encombrement nul, ce type de dispositif est parfaitement adapté à une utilisation en milieu urbain. Sa mise en place dépend à la fois des caractéristiques intrinsèques du terrain et de son usage.
Ce type de structure est particulièrement adapté pour les surfaces importantes (parking, zone commerciales…) et dans ce cas il est souvent associé à une surface perméable (cf. fiche « revêtements perméables » pour les limites d'utilisation)
Cette technique reste compatible avec un sol encaissant significativement affecté par la présence d'eau.

Principes de conception

Alimentation

Deux techniques peuvent être utilisées pour conduire l'eau à l'intérieur de la structure de stockage.

La surface peut être poreuse, constituée d'un revêtement de surface drainant ou de pavés poreux, auquel cas l'infiltration s'effectue de façon répartie, directement depuis la surface. Cette solution est assez souvent mise en œuvre, à tel point que l'enrobé drainant est souvent considéré comme partie intégrante d'une chaussées à structure réservoir.

Il n'en est rien : la surface d'une structure réservoir peut être classique, imperméable. L'eau est alors collectée par un système d'avaloirs puis répartie dans le corps de la chaussée par des drains. A la différence de la précédente cette solution permet de gérer non seulement l'impluvium propre de la chaussée (facteur de charge égal à 1), mais aussi des apports extérieurs, issus par exemple de propriétés riveraines.

Les avaloirs d'alimentation doivent être conçus pour assurer une décantation de manière à ne pas boucher les drains de l'ouvrage.

La conception avec un revêtement imperméable est préconisée pour les zones à forte pollution ou susceptibles de charrier des matériaux fins car elle permet de s'affranchir des problèmes de colmatage qui menaceraient un revêtement perméable. Elle est également adaptée aux zones de manœuvres de véhicules, qui peuvent être incompatibles avec la résistance mécanique de revêtements perméables.

Stockage

Cette fonction de stockage est en général obtenue en utilisant des matériaux à granulométrie discontinue (graves poreuses) ou de petits éléments creux préfabriqués en béton pour constituer le corps de chaussées. Dans certains cas on peut avoir recours à des Structure Alvéolaire Ultra-Légère (SAUL) si on ne dispose que d'une épaisseur limitée pour réaliser le stockage.

Dans sa version de base, une chaussée à structure réservoir gère son propre impluvium. Le dimensionnement est alors très simple : il suffit de diviser la hauteur d'eau à stocker (déterminée par la méthode des pluies cf. § III.5 du guide, et convertir en mm en divisant par la surface de la chaussée) par la porosité du matériau (de l'ordre de 20 à 30% pour des graves) pour obtenir l'épaisseur du corps de chaussée correspondant à la fonction hydraulique. Il convient alors de vérifier cette épaisseur vis-à-vis de sa fonction mécanique.

On peut également raccorder à une chaussée à structure réservoir des apports extérieurs (toitures) au moyen de regards et de drains d'injection. Le dimensionnement doit alors tenir compte des surfaces supplémentaires raccordées.

Si la **pente du terrain** est trop importante (>1%), l'eau risque de s'accumuler dans les points bas et de déborder, ce qui limite le volume utile de stockage. Il est possible d'augmenter la capacité de stockage en mettant en place des cloisons. A l'inverse, il est souhaitable de donner de légères pentes (≤1%) pour limiter la durée de vidange si celle-ci se fait par transfert vers un exutoire aval. Les pentes nulles ne posent aucun problème pour une vidange par infiltration et sont même recommandées pour assurer une distribution uniforme des débits infiltrés...

Il est recommandé de disposer un géotextile sur les parois de l'ouvrage afin de faire obstacle aux matériaux fins susceptibles de pénétrer dans la chaussée et de la colmater.

Evacuation

La vidange à débit régulé de la structure réservoir peut s'effectuer selon deux modes :

- soit par des drains placés au fond, conduisant vers un exutoire aval.
- soit par infiltration des eaux dans le sol.

En dehors des zones d'infiltration réglementée (périmètres de protection des captages) ou de risques importants de pollution accidentelle, l'infiltration est à privilégier. Dans ce cas, la perméabilité du sol et la hauteur de la nappe doivent être définies (cf. fiche technique « bassin d'infiltration et paragraphes III.5 et V.1.4). Le débit de vidange est fonction des capacités d'infiltration du sol.

Lorsque le risque de pollution est fort, l'infiltration est à proscrire ; la sous-couche doit être protégée par une géomembrane et l'évacuation de l'eau doit e faire vers un autre exutoire. Par ailleurs, des dispositifs d'épuration et de prétraitement peuvent être installés sur l'exutoire.

Règles de gestion

Dans le cas d'un revêtement étanche, l'entretien consiste en un curage des bouches d'injection, regards et avaloirs (1 curage/semestre ; 1 remplacement de filtre/an). Un curage occasionnel est recommandé sur les drains.

Dans le cas des chaussées avec un revêtement poreux, l'enjeu est d'éviter le colmatage.

- En préventif, la chaussée peut être nettoyée par une simple aspiration ou hydrocurage/aspiration sur toute sa largeur. Le balayage entraine un colmatage plus rapide, et est donc à proscrire.
- En curatif, le lavage à haute pression combiné à l'aspiration donne des résultats satisfaisant à un coût raisonnable.

La fréquence des entretiens varie selon la qualité des eaux de ruissellement et le niveau de trafic. En première approximation, les voies et parking requièrent un entretien préventif à une fréquence annuelle ou bisannuelle, et un entretien curatif tous les 3 à 5 ans. Dans le cas des voies soumises à un trafic lourd, la fréquence de traitement préventif est de 1 fois tous les 6 mois, et 1 fois tous les 36 mois en curatif.

Les reprises avec un matériau classique de saignées faites dans un enrobé drainant peuvent limiter l'infiltration, mais seulement sur des zones ponctuelles et ne remettent pas en cause l'efficacité de l'ensemble.

Il est conseillé de ne pas déverser les eaux polluées dans l'ouvrage (eaux de nettoyage des sols, des voitures ou des toitures contenant des agents chimiques par exemple), et de protéger la chaussée contre le colmatage en cas de travaux à proximité.

Avantages	Inconvénients
S'insère en milieu urbain sans consommer d'espace supplémentaire	Manque de visibilité et d'accessibilité de la capacité de stockage
Avantages de l'exutoire sol lorsque l'ouvrage n'est pas étanché • « zéro rejet » possible • Participe à la recharge des nappes	Inspection et maintenance régulière requise pour éviter le colmatage (dans le cas d'un revêtement perméable)
Cette technique est souvent associée à un revêtement perméable et dans ce cas elle • peut diminuer les bruits de roulement • Améliore le confort de l'usage en supprimant les flaques d'eau • Abattre la pollution qui reste retenue à la surface des matériaux poreux	Risque de pollution de la nappe si l'ouvrage n'est pas étanché (en cas de pollution accidentelle et de perméabilité très importante du sol et/ou de proximité de la nappe avec le fond de l'ouvrage La pollution accidentelle peut nécessiter la destruction et la reconstruction du dispositif et impliquer une dépollution du sous-sol

LES BASSINS ENTERRÉS

Description

Dans le cadre des techniques alternatives, ce sont des volumes de stockage conçus pour intercepter l'eau pluviale au plus près de la parcelle (contrairement aux bassins de rétention classiques et aux bassins d'orage qui stockent de façon centralisée les effluents après leur collecte par le réseau).
Enterrés, ils visent à s'intégrer dans l'aménagement de façon transparente.
Ces stockages peuvent prendre des formes très diverses : canalisations de grand diamètres, ouvrages cadres, cuves en béton, graves poreuses, Structures Alvéolaires Ultra-légères (SAUL), petits éléments creux préfabriqués en béton …présentant des capacités de stockages spécifiques variant entre 30% (graves) et 100% (canalisations et ouvrages cadres).

Figure 66 : Lotissement rue de Béguey – Artigues-près-Bordeaux (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Figure 67 : Bassin enterré – Photo (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)

Fonction

La fonction première de ce type d'ouvrage est la régulation hydraulique. Les eaux pluviales sont stockées avant d'être restituées au réseau à un débit contrôlé. Cette régulation permet d'écrêter les débits injectés et ainsi de prévenir des insuffisances dans le réseau d'assainissement en aval (inondations et déversements).
L'impact sur les volumes transités est nul lorsque les bassins ne sont pas conçus pour l'infiltration.
Le stockage des effluents a par ailleurs un effet indirect sur la qualité de l'eau. En effet, au cours de la période de stockage, une part non négligeable de particules peut sédimenter (dépend toutefois de la conception). Les substances polluantes qui y sont adsorbées se retrouvent donc immobilisées en fond de bassin.

Gamme d'utilisation

L'utilisation des bassins enterrés est adaptée pour la gestion des eaux pluviales des projets urbains ou périurbains (lotissement, ZAC, parking…), où l'enjeu est de conserver un maximum de surface disponible. En effet, ces ouvrages permettent de maintenir l'usage de la surface pour diverses activités : selon la structure choisie, la surface peut être exploitée par un parking, un élément de voirie, un stade ou un jardin.

Principes de conception

Le dimensionnement des stockages enterrés par la méthode des volumes est fonction des choix en termes de débit de fuite (cf. § III.6). Ceux-ci sont définis sur la base des objectifs de protection et des contraintes hydrauliques.

Alimentation

Le mode d'alimentation du bassin définit sa position et donne des indications sur les paramètres à contrôler lors de sa conception et de sa réalisation :

- Alimentation par le réseau pluvial : le bassin constitue un stockage en ligne.
- Alimentation par ruissellement direct des surfaces vers le bassin : ne peut être mis en œuvre que pour des petits bassins versants. Il permet de limiter le réseau pluvial classique.
- Tous les ouvrages, et notamment les ouvrages non visitables doivent être équipés de regards amont et aval permettant la surveillance et l'entretien, et de prétraitements (grilles, filtres, regard de décantation…) permettant de limiter l'entrée de matières solides dans l'ouvrage et de réduire les risques de colmatage,
- Les regards d'accès doivent être fermés par des dispositifs de fermeture lourds ou verrouillés afin de réduire les risques pour les habitants

On doit de façon générale limiter le nombre d'entrées au bassin pour faciliter la gestion de l'ouvrage (contrôles de fonctionnement, entretien des zones d'admission)

A propos de la décantation, le lecteur peut se reporter au paragraphe VI.3.4.2.

Zone de stockage

De façon générale, les principes à respecter sont les suivants :

- Un ou plusieurs évents doivent être installés pour éviter la mise en pression/dépression lors du remplissage/vidange
- Le radier doit être en pente (5mm/m) et les cunettes des couloirs doivent être aménagées pour favoriser l'autocurage du fond de bassin
- La vidange des eaux doit être effectuée dans un laps de temps suffisamment court (généralement < 24 h maximum) pour que le bassin puisse être fonctionnel lors d'évènements pluvieux successifs, ainsi que pour des raisons de salubrité
- On privilégie les ouvrages inspectables et/ou curables (bassins, certaines SAUL)
- Une piste doit permettre aux engins d'exploitation d'accéder aux différents regards de visite du bassin et des ouvrages annexes,
- Prévoir la résistance aux charges roulantes dans le dimensionnement

Ouvrages d'évacuation et de régulation

Le cas échéant un organe de régulation du débit de fuite peut être nécessaire, et est alors installé dans un regard spécifique. Cet équipement doit être facilement accessible pour être contrôlé et entretenu régulièrement.

Matériaux de remplissage

En cas de stockage dans des matériaux de remplissage, les produits utilisés doivent avoir été caractérisés pour leurs performances dans leur domaine d'emploi ; par ailleurs, ils ne doivent pas relarguer de substances polluantes dans l'eau.

Règles de gestion

L'entretien des bassins enterrés est nécessaire pour prévenir les dégagements d'odeurs (nuisances pour les habitants). Sa fréquence dépend de l'alimentation du bassin. L'entretien est contraignant en raison de l'accessibilité réduite et du confinement. Le curage peut être manuel ou automatique.

Dans le cas où des équipements complémentaires ont été installés, une part de l'entretien consiste à intervenir annuellement sur les systèmes de décantation et/ou débourbage et/ou déshuilage et/ou régulation. Une visite de contrôle à l'issue des événements pluvieux significatifs est également conseillée afin, notamment, de vérifier les ouvrages d'alimentation (incluant le ou les dégrilleurs) et de régulation du débit de vidange après chaque pluie importante.
En curatif (intervalle de quelques années), il convient de prévoir l'enlèvement et l'évacuation des sédiments accumulés en fond d'ouvrage.

Avantages	Inconvénients
Compacité –possibilité d'implantation dans les bâtiments ou de valorisation de la surface : parking, jardins	Nettoyage fréquent nécessaire
Volumes de stockage généralement importants	Coût élevé. Utilisation justifiée essentiellement en zone urbaine dense
Conception simple	Implantation dépendante de l'encombrement du sous-sol et du niveau de la nappe
Bon retour d'expérience (quand la régulation se fait gravitaire ment et non par pompage)	Ouvrage invisible pouvant poser des problèmes d'entretien en cas de défaut d'accessibilité
Dépollution par décantation (dépend toutefois de la conception)	
Grand choix de techniques et de matériaux (béton, graves, structure porteuse légère et modulaire –SAUL…) donnant une grande liberté de forme, de volume et d'implantation de l'ouvrage	

VI. CONCEPTION DES COMPOSANTS D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Ce chapitre traite des réseaux de collecte et de transport des eaux usées ou unitaires. Il traite également des réseaux d'eaux pluviales nécessaires lorsque la gestion amont de ces dernières n'est plus possible. Ces réseaux sont constitués :

- d'ouvrages linéaires ou collecteurs (primaires, secondaires, tertiaires suivant leur importance).
- d'ouvrages particuliers ou d'équipements encore appelés « annexes » ou "spéciaux", essentiels au bon fonctionnement du système d'assainissement et pour lesquels le projet doit prendre en compte l'entretien (cf. § II.2.5) sous peine de voir celui-ci négligé.

Les dispositifs de gestion amont des eaux pluviales, les systèmes de collecte, de transport et de traitement des eaux usées, d'une agglomération d'assainissement, doivent être dimensionnés, conçus, réalisés, réhabilités, exploités comme des ensembles techniques cohérents.

VI.1 CANALISATIONS : DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE

En règle générale, le dimensionnement est tel que les écoulements se font à surface libre, sans mise en charge. Il est effectué en fonction des débits pluviaux (cf. § III.6) pour la période de retour retenue ou des débits d'eaux usées suivant le type de réseau. Dans la majorité des cas, en réseaux unitaires, les débits d'eaux usées, négligeables par rapport aux débits pluviaux, ne sont pas pris en compte. Néanmoins, avec la multiplication des rétentions d'eaux pluviales à la parcelle (cf. § V.2), il convient de s'assurer que le débit d'eaux usées ne devient pas significatif.

VI.1.1 Diamètre

Une optimisation du diamètre peut être obtenue en acceptant une mise en charge maîtrisée lorsque le débit de dimensionnement se situe légèrement au-delà du débit maximum admissible du diamètre commercial retenu (cf. norme NF EN 752). Dans ce cas, il peut être indispensable de vérifier par simulation numérique que cette mise en charge, qui doit rester ponctuelle dans le temps comme dans l'espace, n'induit pas de perturbations du service, par exemple :

- débordement sur chaussée ;
- dysfonctionnements et désordres chez les raccordés.

Dans le cas d'une augmentation de la pente de l'amont vers l'aval, d'un point de vue strictement hydraulique, il pourrait y avoir lieu de réduire le diamètre nécessaire au transit du débit de projet. On ne retiendra pas une telle réduction afin de prendre en compte le risque d'embâcle.

VI.1.2 Tracé

Le tracé du réseau de collecte emprunte le plus possible la voirie du domaine public, afin de permettre un accès aisé lors des opérations d'entretien qui nécessitent souvent des engins lourds. Il conviendra de prendre en compte les autres réseaux présents ou prévus (eau potable, gaz, téléphone, câbles, électricité, chauffage urbain,[22] …).

VI.1.3 Profondeur

La profondeur des ouvrages doit répondre à plusieurs critères :

- la prise en compte du résultat des études géotechniques préalables ;
- les ouvrages d'assainissement doivent être en dessous des autres réseaux évoqués au paragraphe VI.1.2 ; l'encombrement de ces ouvrages, important pour les collecteurs pluviaux, nécessite une prise en compte détaillée du positionnement de tous les réseaux sur l'ensemble du linéaire, notamment au moyen du tracé d'un profil en long ;

[22] La DICT est une obligation réglementaire. Il est nécessaire de concentrer les informations relatives à l'occupation du sol, de les intégrer dans le projet (faisabilité) et de les mettre à disposition lors du DCE

- le raccordement des immeubles riverains doit être gravitaire chaque fois que possible, et est réalisé au moyen de branchements pourvus de pente satisfaisante (cf. § VI.2.3.2) ; on peut exclure le raccordement gravitaire des caves et sous-sols s'il entraîne un approfondissement excessif du réseau ;
- la sauvegarde mécanique des collecteurs doit être assurée et exige un recouvrement suffisant de 0.80 m dans les cas usuels (cf. Fasc. 70 du C.C.T.G. Titre I). A défaut, en présence de charges roulantes une mise en œuvre particulière peut s'avérer nécessaire : enrobage en béton, dalle en béton armée, tuyaux renforcés, …

VI.1.4 Pente

En vue de la réalisation de réseaux « auto-cureurs », la pente des ouvrages doit permettre pour des débits atteints assez fréquemment, l'entraînement des sables, et pour le débit moyen des eaux usées, celui des vases organiques fermentescibles (cf. § IV.3). Une pose particulièrement soignée des tuyaux, excluant toute irrégularité et tout décrochement, alliée à un entretien fréquent et efficace, permettent d'éviter les dépôts intempestifs, même avec de faibles pentes.

Afin d'assurer des conditions de sécurité satisfaisantes pour le personnel appelé à pénétrer dans les ouvrages visitables et de prévenir la dégradation des canalisations, il est parfois nécessaire de limiter les pentes admissibles et donc les vitesses. En outre de fortes vitesses (au-delà de 4 m/s) peuvent induire des perturbations hydrauliques, souvent effacées par le modèle hydraulique (cf. § III.7.2), telles que reflux ou débordements au niveau des singularités du réseau (changement de direction ou de pente,…).

Si le relief du terrain est très accentué, il convient de ménager des décrochements dans les profils en long des ouvrages, par l'introduction de regards de chute (cf. § VI.4.2.1).

En réseau d'eaux usées séparatif, les changements de diamètre de l'amont vers l'aval se font en assurant la continuité des radiers, afin d'éviter des turbulences dommageables au transport de matières lors de faibles débits. Pour le raccordement des ouvrages secondaires sur les ouvrages plus importants, il convient de ménager une dénivellation des radiers telle que le fonctionnement de l'aval ne ralentisse pas l'écoulement de l'amont.

En réseau pluvial le projeteur doit plutôt aligner les génératrices supérieures, avec des dénivelées aménagées en rampe dans le radier du regard de jonction.

VI.1.5 Méthode pratique

Le respect des préconisations aux paragraphes IV.2.3 et suivants, pour le dimensionnement hydraulique des canalisations, conduit à suivre le logigramme ci-dessous.

Figure 68 : Logigramme de dimensionnement de canalisations et de vérification des conditions d'écoulement sur toute la gamme de débits

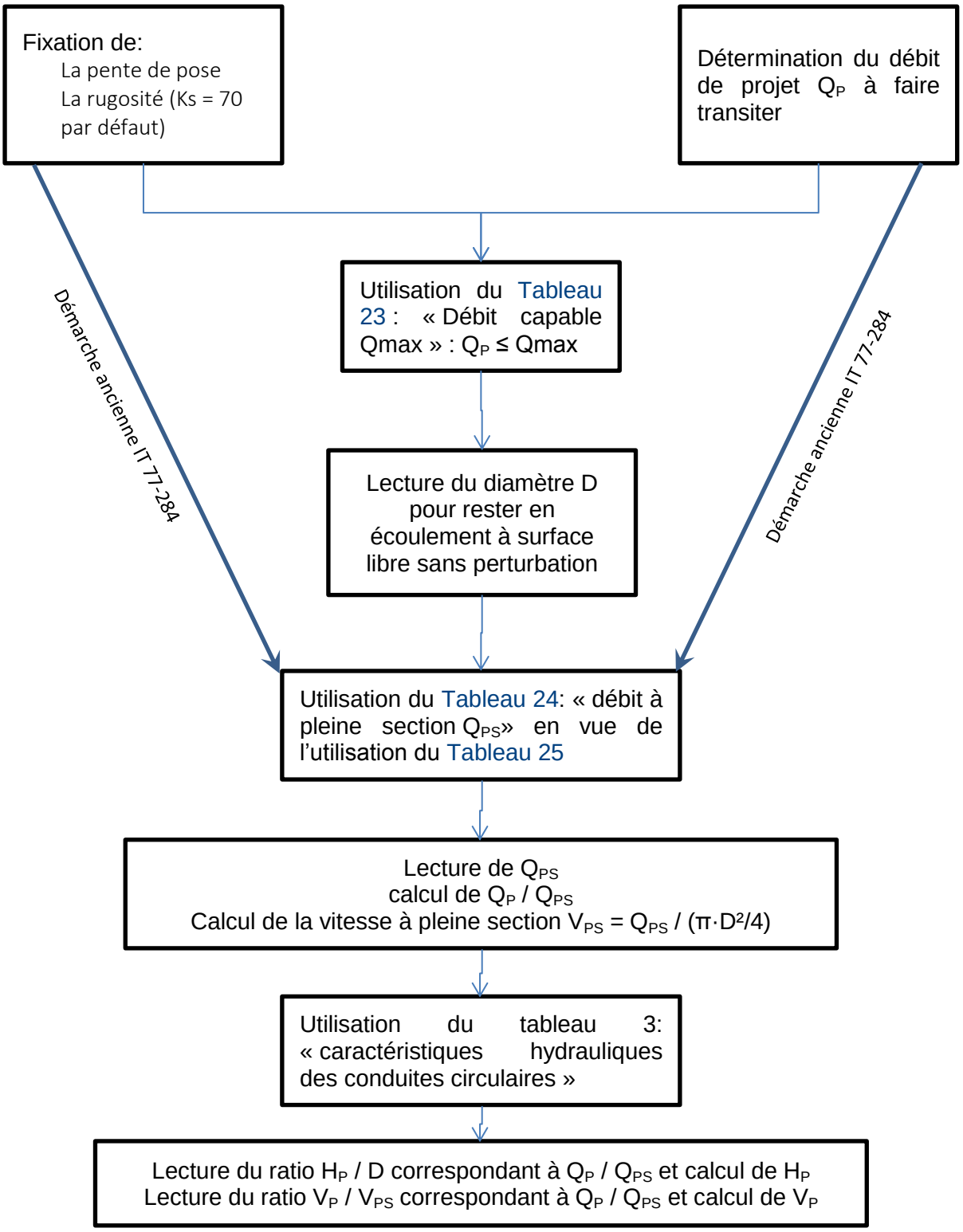


Tableau 23 : Débit capable en litres par seconde pour une rugosité ks=2.5mm correspondant à Strickler de Ks=70, viscosité à 15°C

Prise en compte de l'approche Lautrich dans le calcul de Rh – cf. § IV.2.3 et suivants

Pente	Diamètre Non visitable (mm)												Diamètre Visitable (mm)																
(mm/m)	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2500	2800	3000	3200	3500	h/D
0.5	1.0	1.9	3.1	6.6	12.1	19.7	29.7	42.4	58.0	76.7	124.5	187.3	266.7	364.1	480.9	618.4	777.8	1 167.5	1 400.0	1 659.1	2 261.4	2 982.6	3 830.8	5 357.6	7 211.5	8 640.7	10 232.3	12 938.4	91%
1	1.4	2.7	4.3	9.4	17.1	27.8	41.9	59.8	81.7	108.1	175.3	263.7	375.4	512.4	676.7	870.0	1 094.3	1 642.3	1 969.2	2 333.5	3 180.3	4 194.3	5 386.6	7 532.8	10 138.6	12 147.3	14 384.3	18 187.5	89%
2	2.0	3.7	6.1	13.1	23.8	38.7	58.4	83.3	113.9	150.7	244.3	367.4	522.9	713.7	942.4	1 211.6	1 523.8	2 286.5	2 741.5	3 248.5	4 427.0	5 838.0	7 497.1	10 483.1	14 108.4	16 903.1	20 015.1	25 305.8	86%
3	2.4	4.5	7.3	15.8	28.6	46.5	70.1	100.0	136.8	180.9	293.2	440.9	627.5	856.3	1 130.7	1 453.6	1 828.1	2 742.8	3 288.5	3 896.6	5 309.8	7 001.9	8 991.4	12 571.9	16 918.9	20 269.7	24 001.0	30 344.3	83%
4	2.8	5.0	8.2	17.7	32.2	52.4	79.0	112.6	154.0	203.6	330.1	496.3	706.2	963.7	1 272.4	1 635.8	2 057.0	3 086.2	3 700.1	4 384.2	5 974.0	7 877.5	10 115.5	14 143.1	19 032.7	22 801.7	26 998.7	34 133.5	80%
5	3.0	5.5	8.9	19.2	34.9	56.8	85.6	122.1	166.9	220.7	357.8	537.9	765.4	1 044.4	1 378.9	1 772.7	2 229.2	3 344.3	4 009.4	4 750.6	6 473.2	8 535.5	10 960.1	15 323.7	20 621.0	24 704.2	29 250.9	36 980.3	77%
6	3.2	5.8	9.4	20.3	36.9	60.0	90.4	129.0	176.3	233.1	377.8	567.9	808.1	1 102.7	1 455.9	1 871.5	2 353.4	3 530.6	4 232.8	5 015.2	6 833.6	9 010.6	11 570.0	16 176.1	21 767.8	26 077.8	30 877.1	39 035.8	74%
7	3.3	6.0	9.7	21.0	38.2	62.1	93.6	133.5	182.4	241.2	390.9	587.7	836.3	1 141.1	1 506.5	1 936.6	2 435.3	3 653.3	4 379.9	5 189.5	7 071.0	9 323.5	11 971.8	16 737.7	22 523.3	26 982.8	31 948.5	40 390.1	71%
8	3.3	6.1	9.9	21.4	38.9	63.2	95.3	135.8	185.7	245.5	397.9	598.1	851.1	1 161.4	1 533.3	1 971.0	2 478.5	3 718.2	4 457.7	5 281.6	7 196.5	9 489.0	12 184.4	17 034.9	22 923.3	27 462.0	32 516.0	41 107.5	68%
9	3.3	6.1	9.9	21.5	39.0	63.4	95.5	136.2	186.3	246.3	399.1	600.0	853.8	1 165.0	1 538.1	1 977.2	2 486.4	3 730.0	4 471.9	5 298.5	7 219.6	9 519.6	12 223.7	17 090.1	22 997.8	27 551.4	32 622.0	41 241.9	65%
10	3.3	6.0	9.8	21.3	38.6	62.8	94.6	134.9	184.4	243.8	395.2	594.1	845.3	1 153.5	1 523.0	1 957.8	2 462.0	3 693.6	4 428.2	5 246.9	7 149.3	9 427.1	12 105.1	16 924.7	22 775.5	27 285.4	32 307.3	40 844.6	62%
12	3.1	5.7	9.3	20.1	36.5	59.3	89.4	127.5	174.3	230.5	373.7	561.9	799.6	1 091.2	1 440.8	1 852.2	2 329.4	3 494.9	4 190.3	4 965.1	6 765.8	8 921.9	11 457.0	16 019.7	21 558.9	25 828.8	30 583.7	38 667.2	56%
14	3.3	6.0	9.8	21.1	38.3	62.3	94.0	134.0	183.2	242.3	392.8	590.5	840.4	1 146.9	1 514.3	1 946.8	2 448.3	3 673.5	4 404.4	5 218.8	7 111.7	9 378.1	12 043.0	16 839.1	22 661.9	27 150.5	32 148.8	40 646.3	55%
16	3.5	6.4	10.4	22.6	41.0	66.7	100.5	143.3	195.9	259.1	419.9	631.4	898.5	1 226.2	1 619.0	2 081.4	2 617.6	3 927.4	4 708.7	5 579.4	7 603.1	10 026.1	12 875.0	18 002.4	24 227.5	29 026.1	34 369.6	43 454.1	55%
18	3.7	6.8	11.1	23.9	43.5	70.7	106.6	152.0	207.8	274.8	445.4	669.7	953.1	1 300.6	1 717.3	2 207.8	2 776.5	4 165.8	4 994.6	5 918.1	8 064.6	10 634.7	13 656.5	19 095.1	25 697.9	30 787.7	36 455.5	46 091.2	55%
20	3.9	7.2	11.7	25.2	45.8	74.5	112.4	160.2	219.1	289.7	469.6	706.0	1 004.7	1 371.1	1 810.3	2 327.3	2 926.8	4 391.3	5 265.0	6 238.5	8 501.1	11 210.3	14 395.6	20 128.5	27 088.7	32 453.9	38 428.4	48 585.5	55%
22	4.1	7.5	12.2	26.5	48.1	78.2	117.8	168.1	229.8	303.8	492.5	740.5	1 053.8	1 438.0	1 898.7	2 441.0	3 069.8	4 605.8	5 522.1	6 543.2	8 916.3	11 757.7	15 098.6	21 111.5	28 411.5	34 038.6	40 304.8	50 957.9	55%
24	4.3	7.8	12.8	27.7	50.2	81.7	123.1	175.5	240.0	317.4	514.4	773.4	1 100.7	1 502.0	1 983.2	2 549.6	3 206.4	4 810.7	5 767.8	6 834.3	9 313.0	12 280.9	15 770.4	22 050.7	29 675.4	35 552.8	42 097.8	53 224.6	55%
26	4.5	8.2	13.3	28.8	52.3	85.0	128.1	182.7	249.8	330.3	535.5	805.0	1 145.6	1 563.4	2 064.3	2 653.8	3 337.4	5 007.3	6 003.5	7 113.6	9 693.5	12 782.6	16 414.6	22 951.5	30 887.6	37 005.2	43 817.4	55 398.8	55%
28	4.6	8.5	13.8	29.9	54.3	88.2	133.0	189.6	259.3	342.8	555.7	835.5	1 188.9	1 622.5	2 142.3	2 754.1	3 463.5	5 196.4	6 230.3	7 382.3	10 059.6	13 265.4	17 034.6	23 818.3	32 054.1	38 402.6	45 472.1	57 490.8	55%
30	4.8	8.8	14.3	30.9	56.2	91.3	137.6	196.3	268.4	354.9	575.2	864.8	1 230.7	1 679.5	2 217.5	2 850.8	3 585.1	5 378.9	6 449.1	7 641.5	10 412.9	13 731.2	17 632.7	24 654.6	33 179.6	39 751.0	47 068.7	59 509.3	55%
35	5.2	9.5	15.5	33.4	60.7	98.6	148.7	212.0	289.9	383.3	621.3	934.2	1 329.4	1 814.2	2 395.3	3 079.4	3 872.5	5 810.2	6 966.1	8 254.1	11 247.6	14 831.9	19 046.1	26 630.8	35 839.1	42 937.2	50 841.3	64 279.0	55%
40	5.5	10.1	16.5	35.7	64.9	105.5	159.0	226.7	309.9	409.8	664.3	998.7	1 421.2	1 939.5	2 560.8	3 292.1	4 140.1	6 211.5	7 447.3	8 824.3	12 024.6	15 856.4	20 361.7	28 470.3	38 314.5	45 902.8	54 352.8	68 718.5	55%
45	5.9	10.7	17.5	37.9	68.8	111.9	168.6	240.5	328.7	434.7	704.6	1 059.3	1 507.5	2 057.3	2 716.3	3 491.9	4 391.4	6 588.5	7 899.3	9 359.8	12 754.3	16 818.7	21 597.3	30 197.9	40 639.4	48 688.1	57 650.9	72 888.2	55%
50	6.2	11.3	18.5	40.0	72.5	117.9	177.8	253.5	346.5	458.3	742.8	1 116.7	1 589.1	2 168.6	2 863.3	3 680.9	4 629.0	6 945.1	8 326.8	9 866.3	13 444.5	17 728.8	22 766.0	31 831.9	42 838.4	51 322.6	60 770.3	76 832.0	55%
55	6.5	11.9	19.4	41.9	76.1	123.7	186.4	265.9	363.5	480.7	779.0	1 171.2	1 666.7	2 274.5	3 003.1	3 860.7	4 855.1	7 284.2	8 733.4	10 348.1	14 101.0	18 594.4	23 877.6	33 386.1	44 929.9	53 828.3	63 737.2	80 583.0	55%
60	6.8	12.4	20.3	43.8	79.5	129.2	194.7	277.7	379.7	502.0	813.7	1 223.4	1 740.9	2 375.7	3 136.7	4 032.4	5 071.1	7 608.3	9 121.9	10 808.4	14 728.2	19 421.5	24 939.7	34 871.1	46 928.3	56 222.5	66 572.1	84 167.1	55%
65	7.1	12.9	21.1	45.6	82.7	134.5	202.7	289.1	395.2	522.6	847.0	1 273.3	1 812.0	2 472.8	3 264.9	4 197.2	5 278.2	7 919.1	9 494.5	11 249.9	15 329.9	20 214.8	25 958.4	36 295.4	48 845.0	58 518.8	69 291.1	87 604.7	55%
70	7.3	13.4	21.9	47.3	85.8	139.6	210.4	300.0	410.1	542.3	879.0	1 321.4	1 880.5	2 566.2	3 388.2	4 355.7	5 477.6	8 218.1	9 853.0	11 674.8	15 908.7	20 978.2	26 938.6	37 665.9	50 689.4	60 728.4	71 907.4	90 912.5	55%
75	7.6	13.9	22.6	49.0	88.9	144.5	217.8	310.5	424.5	561.3	909.8	1 367.8	1 946.5	2 656.3	3 507.2	4 508.6	5 669.9	8 506.7	10 199.0	12 084.7	16 467.3	21 714.7	27 884.3	38 988.3	52 468.9	62 860.4	74 431.8	94 104.0	55%
80	7.9	14.3	23.4	50.6	91.8	149.2	224.9	320.7	438.4	579.8	939.7	1 412.7	2 010.4	2 743.4	3 622.2	4 656.6	5 855.9	8 785.8	10 533.6	12 481.2	17 007.5	22 427.0	28 799.1	40 267.2	54 190.1	64 922.4	76 873.4	97 190.9	55%
85	8.1	14.8	24.1	52.1	94.6	153.8	231.8	330.6	451.9	597.6	968.6	1 456.2	2 072.3	2 827.9	3 733.8	4 799.9	6 036.2	9 056.3	10 857.9	12 865.4	17 531.1	23 117.5	29 685.7	41 506.8	55 858.3	66 920.9	79 239.8	100 182.7	55%
90	8.3	15.2	24.8	53.6	97.3	158.3	238.6	340.2	465.1	615.0	996.7	1 498.5	2 132.4	2 909.9	3 842.0	4 939.2	6 211.3	9 318.9	11 172.8	13 238.5	18 039.5	23 787.9	30 546.5	42 710.5	57 478.1	68 861.5	81 537.6	103 087.7	55%
95	8.6	15.6	25.5	55.1	100.0	162.6	245.1	349.5	477.8	631.8	1 024.1	1 539.6	2 190.8	2 989.7	3 947.4	5 074.6	6 381.6	9 574.4	11 479.0	13 601.4	18 534.0	24 439.9	31 383.8	43 881.1	59 053.4	70 748.9	83 772.4	105 913.1	55%
100	8.8	16.0	26.2	56.5	102.6	166.8	251.5	358.6	490.2	648.3	1 050.7	1 579.6	2 247.8	3 067.4	4 050.0	5 206.4	6 547.4	9 823.2	11 777.3	13 954.8	19 015.6	25 075.0	32 199.3	45 021.3	60 587.9	72 587.2	85 949.1	108 665.1	55%

Autocurage Schütz

Autocurage Sanders

D50 entre 2mm et 5mm (Laplace)

D50 supérieur à 50mm (Laplace)

Vitesse pleine section 1m/s

Vitesse pleine section 4m/s

Froude=1 pour (h/D=0.5)

Ecoulement aéré

Tableau 24 : Débit à pleine section en litres par seconde pour une rugosité ks=2.5mm correspondant à Strickler de Ks =70, viscosité à 15°C – cf. § IV.2.3 et suivants

Pente	Diamètre Non visitable (mm)												Diamètre Visitable (mm)																
(mm/m)	100	125	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2500	2800	3000	3200	3500	h/D
0.5	1.0	1.9	3.1	6.8	12.3	20.1	30.3	43.2	59.1	78.2	126.9	190.9	271.9	371.3	490.4	630.7	793.4	1 191.0	1 428.3	1 692.7	2 307.4	3 043.7	3 909.5	5 468.1	7 360.9	8 820.1	10 445.3	13 208.5	100%
1	1.5	2.7	4.4	9.6	17.5	28.5	42.9	61.3	83.8	110.9	179.9	270.6	385.3	526.0	694.7	893.3	1 123.7	1 686.6	2 022.5	2 396.8	3 267.0	4 309.1	5 534.5	7 740.4	10 419.0	12 484.1	14 783.9	18 694.1	100%
2	2.1	3.9	6.3	13.6	24.8	40.4	60.9	86.8	118.8	157.1	254.8	383.3	545.6	744.8	983.6	1 264.8	1 590.8	2 387.5	2 862.9	3 392.7	4 624.0	6 098.7	7 832.7	10 954.0	14 744.0	17 665.8	20 919.7	26 451.9	100%
3	2.6	4.7	7.7	16.7	30.4	49.5	74.6	106.5	145.6	192.6	312.3	469.7	668.6	912.7	1 205.3	1 549.8	1 949.3	2 925.4	3 507.8	4 156.8	5 665.3	7 471.9	9 596.1	13 419.9	18 062.7	21 641.9	25 627.8	32 404.7	100%
4	3.0	5.5	8.9	19.3	35.1	57.2	86.2	123.0	168.2	222.5	360.8	542.6	772.3	1 054.2	1 392.2	1 790.1	2 251.5	3 378.8	4 051.4	4 801.0	6 543.2	8 629.5	11 082.8	15 498.7	20 860.5	24 993.9	29 597.0	37 423.2	100%
5	3.3	6.1	10.0	21.6	39.3	63.9	96.4	137.6	188.1	248.8	403.5	606.8	863.7	1 178.9	1 556.9	2 001.8	2 517.7	3 778.3	4 530.4	5 368.5	7 316.6	9 649.5	12 392.6	17 330.2	23 325.4	27 947.1	33 093.9	41 844.5	100%
6	3.7	6.7	11.0	23.7	43.1	70.1	105.7	150.7	206.1	272.6	442.1	664.8	946.3	1 291.7	1 705.7	2 193.1	2 758.4	4 139.4	4 963.4	5 881.6	8 015.9	10 571.5	13 576.7	18 986.0	25 553.8	30 616.9	36 255.4	45 841.8	100%
7	4.0	7.2	11.8	25.6	46.5	75.7	114.2	162.9	222.7	294.5	477.6	718.2	1 022.3	1 395.3	1 842.6	2 369.1	2 979.7	4 471.5	5 361.6	6 353.4	8 658.9	11 419.5	14 665.7	20 508.6	27 603.0	33 072.1	39 162.7	49 517.6	100%
8	4.2	7.7	12.7	27.4	49.8	81.0	122.1	174.1	238.1	314.9	510.6	767.9	1 093.0	1 491.8	1 970.0	2 533.0	3 185.8	4 780.7	5 732.2	6 792.6	9 257.3	12 208.7	15 679.2	21 925.9	29 510.5	35 357.4	41 868.7	52 938.9	100%
9	4.5	8.2	13.4	29.1	52.8	85.9	129.5	184.7	252.6	334.1	541.7	814.6	1 159.4	1 582.5	2 089.7	2 686.8	3 379.2	5 071.0	6 080.3	7 205.1	9 819.5	12 950.0	16 631.2	23 257.0	31 301.9	37 503.8	44 410.2	56 152.4	100%
10	4.7	8.7	14.2	30.6	55.7	90.5	136.5	194.7	266.3	352.2	571.0	858.7	1 222.2	1 668.2	2 202.9	2 832.3	3 562.3	5 345.6	6 409.6	7 595.3	10 351.1	13 651.1	17 531.5	24 516.0	32 996.4	39 533.8	46 814.1	59 191.7	100%
12	5.2	9.5	15.5	33.6	61.0	99.2	149.6	213.4	291.7	385.9	625.6	940.8	1 339.1	1 827.7	2 413.4	3 103.0	3 902.7	5 856.4	7 022.0	8 320.9	11 340.0	14 955.2	19 206.2	26 857.7	36 147.8	43 309.6	51 285.1	64 844.6	100%
14	5.6	10.3	16.8	36.3	65.9	107.2	161.6	230.5	315.2	416.8	675.8	1 016.3	1 446.5	1 974.3	2 607.0	3 351.9	4 215.7	6 326.0	7 585.1	8 988.2	12 249.3	16 154.4	20 746.1	29 011.0	39 045.9	46 781.8	55 396.6	70 043.0	100%
16	6.0	11.0	17.9	38.8	70.5	114.6	172.8	246.4	337.0	445.7	722.6	1 086.6	1 546.5	2 110.8	2 787.2	3 583.6	4 507.0	6 763.2	8 109.3	9 609.3	13 095.7	17 270.5	22 179.5	31 015.3	41 743.4	50 013.6	59 223.4	74 881.6	100%
18	6.4	11.6	19.0	41.2	74.7	121.6	183.3	261.4	357.4	472.8	766.5	1 152.5	1 640.4	2 238.9	2 956.5	3 801.2	4 780.7	7 173.8	8 601.6	10 192.6	13 890.7	18 318.9	23 525.8	32 897.8	44 277.0	53 049.0	62 817.7	79 426.0	100%
20	6.7	12.3	20.1	43.4	78.8	128.2	193.2	275.6	376.8	498.4	808.0	1 215.0	1 729.3	2 360.2	3 116.6	4 007.0	5 039.5	7 562.2	9 067.2	10 744.4	14 642.6	19 310.4	24 799.1	34 678.3	46 673.2	55 920.0	66 217.3	83 724.3	100%
22	7.1	12.9	21.0	45.5	82.6	134.4	202.7	289.1	395.2	522.7	847.5	1 274.3	1 813.7	2 475.5	3 268.8	4 202.7	5 285.7	7 931.5	9 510.1	11 269.1	15 357.7	20 253.5	26 010.2	36 371.8	48 952.4	58 650.7	69 450.7	87 812.5	100%
24	7.4	13.5	22.0	47.5	86.3	140.4	211.7	301.9	412.8	546.0	885.2	1 331.1	1 894.5	2 585.7	3 414.3	4 389.8	5 520.9	8 284.5	9 933.2	11 770.6	16 041.0	21 154.6	27 167.4	37 989.9	51 130.1	61 259.8	72 540.2	91 718.8	100%
26	7.7	14.0	22.9	49.5	89.9	146.2	220.3	314.3	429.7	568.3	921.4	1 385.5	1 971.9	2 691.3	3 553.8	4 569.1	5 746.5	8 623.0	10 339.1	12 251.5	16 696.4	22 018.8	28 277.3	39 541.9	53 218.8	63 762.3	75 503.5	95 465.3	100%
28	8.0	14.5	23.7	51.4	93.3	151.7	228.7	326.2	446.0	589.8	956.2	1 437.8	2 046.4	2 793.0	3 688.1	4 741.8	5 963.6	8 948.7	10 729.7	12 714.2	17 327.0	22 850.5	29 345.2	41 035.2	55 228.7	66 170.2	78 354.8	99 070.4	100%
30	8.2	15.0	24.6	53.2	96.5	157.0	236.7	337.6	461.6	610.5	989.8	1 488.3	2 118.3	2 891.1	3 817.7	4 908.3	6 173.1	9 263.0	11 106.5	13 160.7	17 935.5	23 652.9	30 375.7	42 476.1	57 167.9	68 493.6	81 105.9	102 548.9	100%
35	8.9	16.3	26.6	57.4	104.3	169.6	255.7	364.7	498.7	659.5	1 069.2	1 607.7	2 288.2	3 123.0	4 123.8	5 301.9	6 668.0	10 005.6	11 996.9	14 215.8	19 373.3	25 549.0	32 810.6	45 880.9	61 750.2	73 983.6	87 606.8	110 768.3	100%
40	9.5	17.4	28.4	61.4	111.5	181.3	273.4	389.9	533.1	705.1	1 143.1	1 718.8	2 446.3	3 338.7	4 408.7	5 668.2	7 128.7	10 696.8	12 825.7	15 197.9	20 711.6	27 313.8	35 077.0	49 050.0	66 015.3	79 093.6	93 657.6	118 418.7	100%
45	10.1	18.4	30.1	65.1	118.3	192.4	290.0	413.6	565.5	747.9	1 212.5	1 823.2	2 594.8	3 541.4	4 676.3	6 012.2	7 561.3	11 346.1	13 604.1	16 120.2	21 968.5	28 971.3	37 205.6	52 026.5	70 021.1	83 893.0	99 340.7	125 604.1	100%
50	10.6	19.4	31.7	68.7	124.7	202.8	305.7	436.0	596.1	788.4	1 278.1	1 921.8	2 735.3	3 733.1	4 929.4	6 337.6	7 970.6	11 960.1	14 340.3	16 992.6	23 157.3	30 539.1	39 218.9	54 841.7	73 810.0	88 432.4	104 715.9	132 400.3	100%
55	11.2	20.4	33.3	72.0	130.8	212.7	320.6	457.3	625.3	826.9	1 340.5	2 015.7	2 868.9	3 915.4	5 170.2	6 647.1	8 359.8	12 544.1	15 040.5	17 822.3	24 288.1	32 030.2	41 133.8	57 519.3	77 413.7	92 749.9	109 828.4	138 864.3	100%
60	11.7	21.3	34.8	75.2	136.6	222.2	334.9	477.7	653.1	863.7	1 400.2	2 105.4	2 996.5	4 089.6	5 400.2	6 942.8	8 731.7	13 102.2	15 709.6	18 615.2	25 368.5	33 455.0	42 963.5	60 077.8	80 857.0	96 875.3	114 713.4	145 040.6	100%
65	12.1	22.2	36.2	78.3	142.2	231.2	348.6	497.2	679.8	899.0	1 457.4	2 191.4	3 118.9	4 256.7	5 620.8	7 226.5	9 088.4	13 637.4	16 351.3	19 375.6	26 404.7	34 821.6	44 718.4	62 531.7	84 159.5	100 832.1	119 398.7	150 964.5	100%
70	12.6	23.0	37.6	81.3	147.6	240.0	361.8	516.0	705.5	933.0	1 512.5	2 274.2	3 236.7	4 417.5	5 833.1	7 499.4	9 431.7	14 152.4	16 968.8	20 107.3	27 401.8	36 136.5	46 407.0	64 892.9	87 337.3	104 639.3	123 907.0	156 664.6	100%
75	13.0	23.8	38.9	84.1	152.7	248.4	374.5	534.1	730.2	965.8	1 565.6	2 354.1	3 350.4	4 572.6	6 037.9	7 762.7	9 762.9	14 649.3	17 564.6	20 813.3	28 363.9	37 405.2	48 036.3	67 171.1	90 403.5	108 312.9	128 256.9	162 164.5	100%
80	13.5	24.6	40.2	86.9	157.8	256.6	386.8	551.6	754.2	997.4	1 617.0	2 431.3	3 460.3	4 722.7	6 236.0	8 017.4	10 083.2	15 130.0	18 140.9	21 496.1	29 294.4	38 632.3	49 612.1	69 374.6	93 369.1	111 866.0	132 464.1	167 483.9	100%
85	13.9	25.4	41.4	89.6	162.6	264.5	398.7	568.6	777.4	1 028.2	1 666.8	2 506.2	3 566.9	4 868.1	6 428.0	8 264.3	10 393.6	15 595.8	18 699.4	22 157.9	30 196.3	39 821.6	51 139.4	71 510.3	96 243.3	115 309.6	136 541.8	172 639.6	100%
90	14.3	26.1	42.6	92.2	167.3	272.1	410.3	585.1	800.0	1 058.0	1 715.1	2 578.9	3 670.4	5 009.3	6 614.5	8 504.0	10 695.1	16 048.1	19 241.7	22 800.5	31 072.0	40 976.4	52 622.5	73 584.0	99 034.2	118 653.3	140 501.2	177 645.7	100%
95	14.7	26.8	43.8	94.7	171.9	279.6	421.5	601.2	821.9	1 087.0	1 762.1	2 649.6	3 771.0	5 146.6	6 795.8	8 737.1	10 988.3	16 488.0	19 769.2	23 425.5	31 923.7	42 099.6	54 064.8	75 600.9	101 748.6	121 905.4	144 352.1	182 514.6	100%
100	15.1	27.5	44.9	97.2	176.4	286.9	432.5	616.8	843.3	1 115.3	1 807.9	2 718.5	3 869.0	5 280.4	6 972.4	8 964.2	11 273.8	16 916.5	20 282.9	24 034.2	32 753.3	43 193.6	55 469.7	77 565.3	104 392.5	125 073.0	148 102.9	187 256.9	100%

Autocurage Schütz

Autocurage Sanders

D50 entre 2mm et 5mm (Laplace)

D50 supérieur à 50mm (Laplace)

Vitesse pleine section 1m/s

Vitesse pleine section 4m/s

Froude=1 pour (h/D=0.5)

Ecoulement aéré

Tableau 25 : caractéristiques hydrauliques des conduits circulaires partiellement remplies

$\frac{Q_P}{Q_{PS}}$	$\frac{H_P}{D}$	$\frac{V_P}{V_{PS}}$	$\frac{S_P}{S_{PS}}$	$\frac{R_{hP}}{R_{hPS}}$	Θ (°)
0,001	0,024	0,16	0,006	0,063	36
0,002	0,033	0,20	0,010	0,087	42
0,003	0,040	0,22	0,013	0,105	46
0,004	0,046	0,24	0,016	0,120	49
0,005	0,051	0,26	0,019	0,132	52
0,006	0,056	0,27	0,022	0,144	55
0,007	0,060	0,29	0,024	0,154	57
0,008	0,064	0,30	0,027	0,164	58
0,009	0,067	0,31	0,029	0,173	60
0,010	0,071	0,32	0,031	0,182	62
0,011	0,074	0,33	0,033	0,190	63
0,012	0,077	0,34	0,035	0,198	64
0,013	0,080	0,35	0,037	0,205	66
0,014	0,083	0,36	0,039	0,212	67
0,015	0,085	0,36	0,041	0,219	68
0,016	0,088	0,37	0,043	0,225	69
0,017	0,091	0,38	0,045	0,231	70
0,018	0,093	0,38	0,047	0,237	71
0,019	0,096	0,39	0,049	0,243	72
0,020	0,098	0,40	0,050	0,249	73
0,022	0,103	0,41	0,054	0,260	75
0,024	0,107	0,42	0,057	0,270	76
0,026	0,111	0,43	0,061	0,280	78
0,028	0,115	0,44	0,064	0,290	79
0,030	0,119	0,45	0,067	0,299	81
0,032	0,123	0,46	0,070	0,308	82
0,034	0,126	0,46	0,073	0,316	83
0,036	0,130	0,47	0,076	0,325	84
0,038	0,133	0,48	0,079	0,333	86
0,040	0,137	0,49	0,082	0,340	87
0,045	0,145	0,51	0,089	0,359	89
0,050	0,152	0,52	0,096	0,376	92
0,055	0,159	0,54	0,103	0,392	94
0,060	0,166	0,55	0,109	0,408	96
0,065	0,173	0,56	0,115	0,423	98
0,070	0,179	0,58	0,122	0,437	100
0,075	0,185	0,59	0,128	0,450	102
0,080	0,191	0,60	0,133	0,463	104
0,085	0,197	0,61	0,139	0,476	105
0,090	0,203	0,62	0,145	0,488	107
0,095	0,208	0,63	0,151	0,500	109
0,100	0,214	0,64	0,156	0,511	110
0,105	0,219	0,65	0,162	0,522	112
0,110	0,224	0,66	0,167	0,533	113
0,115	0,229	0,67	0,173	0,543	114
0,120	0,234	0,67	0,178	0,554	116
0,125	0,239	0,68	0,183	0,564	117
0,130	0,243	0,69	0,188	0,573	118
0,135	0,248	0,70	0,193	0,583	119
0,140	0,253	0,70	0,198	0,592	121
0,145	0,257	0,71	0,203	0,601	122
0,150	0,262	0,72	0,209	0,610	123
0,155	0,266	0,73	0,213	0,619	124
0,160	0,270	0,73	0,218	0,627	125
0,165	0,275	0,74	0,223	0,635	126
0,170	0,279	0,75	0,228	0,644	128
0,175	0,283	0,75	0,233	0,652	129
0,180	0,287	0,76	0,237	0,660	130
0,190	0,295	0,77	0,247	0,675	132
0,200	0,303	0,78	0,256	0,690	134
0,210	0,311	0,79	0,265	0,704	136
0,220	0,319	0,80	0,274	0,718	137
0,230	0,326	0,81	0,283	0,732	139
0,240	0,334	0,82	0,292	0,745	141
0,250	0,341	0,83	0,301	0,758	143
0,260	0,348	0,84	0,309	0,770	145
0,270	0,355	0,85	0,318	0,782	146
0,280	0,362	0,86	0,326	0,794	148
0,290	0,369	0,87	0,335	0,806	150
0,300	0,376	0,87	0,343	0,817	151
0,310	0,382	0,88	0,351	0,828	153
0,320	0,389	0,89	0,360	0,839	154
0,330	0,395	0,90	0,368	0,850	156
0,340	0,402	0,90	0,376	0,860	157
0,350	0,408	0,91	0,384	0,870	159
0,360	0,415	0,92	0,392	0,880	160
0,370	0,421	0,93	0,400	0,890	162
0,380	0,427	0,93	0,408	0,899	163
0,390	0,434	0,94	0,416	0,908	165
0,400	0,440	0,94	0,424	0,918	166
0,410	0,446	0,95	0,431	0,926	168
0,420	0,452	0,96	0,439	0,935	169
0,430	0,458	0,96	0,447	0,944	170
0,440	0,464	0,97	0,454	0,952	172
0,450	0,470	0,97	0,462	0,961	173
0,460	0,476	0,98	0,470	0,969	175
0,470	0,482	0,98	0,477	0,977	176
0,480	0,488	0,99	0,485	0,985	177
0,490	0,494	0,99	0,492	0,992	179
0,500	0,500	1,00	0,500	1,000	180
0,510	0,506	1,00	0,508	1,006	181
0,520	0,512	1,01	0,516	1,013	183
0,530	0,518	1,01	0,523	1,019	184
0,540	0,525	1,02	0,531	1,025	186
0,550	0,531	1,02	0,539	1,031	187
0,560	0,537	1,02	0,547	1,037	188
0,570	0,543	1,03	0,554	1,042	190
0,580	0,549	1,03	0,562	1,048	191
0,590	0,555	1,04	0,570	1,053	193
0,600	0,561	1,04	0,578	1,058	194
0,610	0,567	1,04	0,586	1,063	195
0,620	0,574	1,04	0,593	1,068	197
0,630	0,580	1,05	0,601	1,073	198
0,640	0,586	1,05	0,609	1,077	200
0,650	0,592	1,05	0,617	1,082	201
0,660	0,599	1,06	0,625	1,086	203
0,670	0,605	1,06	0,633	1,090	204
0,680	0,611	1,06	0,641	1,093	206
0,690	0,618	1,06	0,649	1,097	207
0,700	0,624	1,07	0,657	1,100	209
0,710	0,631	1,07	0,665	1,104	210
0,720	0,638	1,07	0,673	1,107	212
0,730	0,644	1,07	0,681	1,109	214
0,740	0,651	1,07	0,689	1,112	215
0,750	0,658	1,07	0,698	1,114	217
0,760	0,665	1,08	0,706	1,116	219
0,770	0,672	1,08	0,715	1,118	220
0,780	0,679	1,08	0,723	1,120	222
0,790	0,687	1,08	0,732	1,121	224
0,800	0,694	1,08	0,741	1,122	226
0,805	0,698	1,08	0,745	1,122	227
0,810	0,702	1,08	0,750	1,123	228
0,815	0,706	1,08	0,754	1,123	229
0,820	0,710	1,08	0,759	1,123	230
0,825	0,714	1,08	0,763	1,123	231
0,830	0,718	1,08	0,768	1,123	232
0,835	0,722	1,08	0,773	1,123	233
0,840	0,726	1,08	0,778	1,123	234
0,845	0,730	1,08	0,782	1,123	235
0,850	0,734	1,08	0,787	1,122	236
0,855	0,739	1,08	0,792	1,122	237
0,860	0,743	1,08	0,797	1,121	238
0,865	0,748	1,08	0,802	1,120	239
0,870	0,752	1,08	0,807	1,120	241
0,875	0,757	1,08	0,812	1,119	242
0,880	0,762	1,08	0,817	1,117	243
0,885	0,766	1,08	0,822	1,116	244
0,890	0,771	1,08	0,828	1,115	246
0,895	0,776	1,07	0,833	1,113	247
0,900	0,782	1,07	0,839	1,112	249
0,905	0,787	1,07	0,844	1,110	250
0,910	0,792	1,07	0,850	1,108	252
0,915	0,798	1,07	0,856	1,106	253
0,920	0,804	1,07	0,862	1,103	255
0,925	0,810	1,07	0,868	1,101	257
0,930	0,816	1,06	0,874	1,098	258
0,935	0,823	1,06	0,880	1,095	260
0,940	0,829	1,06	0,887	1,092	262
0,945	0,836	1,06	0,893	1,088	265
0,950	0,844	1,06	0,900	1,084	267
0,955	0,852	1,05	0,907	1,080	269
0,960	0,860	1,05	0,915	1,075	272
0,965	0,869	1,05	0,922	1,070	275
0,970	0,878	1,04	0,931	1,064	278
0,975	0,889	1,04	0,939	1,058	282
0,980	0,900	1,03	0,948	1,051	286
0,985	0,914	1,03	0,958	1,042	292
0,990	0,930	1,02	0,969	1,032	299
0,995	0,951	1,01	0,982	1,020	309
1,000	1,000	1,00	1,000	1,000	360

PS = Plein Section
P = Projet

$$\frac{R_{hP}}{R_{hPS}} = \frac{\tau}{\tau_{PS}}$$

L'utilisation des Tableau 24 et Tableau 25 ci-dessus n'est possible que pour une rugosité Ks = 70.

Dans le cas où le projeteur doit adopter une valeur différente de Ks = 70, il y a lieu de corriger :

- dans un premier temps, le débit de projet, puis utiliser les Tableau 24 et Tableau 25, en utilisant la valeur corrigée du débit de projet
- dans un second temps, le débit à pleine section. La valeur lue correspondant à un Ks de 70, il convient de corriger dans l'autre sens pour obtenir le débit à pleine section réel, avant de poursuivre le calcul (V_{PS}, H_P, V_P).

La correction des débits prend en compte la linéarité entre la valeur de débit et la rugosité : le ratio Q_P / Ks est constant : soient alors :

$Q_{P,Ks}$: le débit de projet à la rugosité Ks
$Q_{P,70}$: le débit de projet corrigé pour la rugosité Ks = 70
$Q_{PS,Ks}$: le débit à pleine section à la rugosité Ks
$Q_{PS,70}$: le débit à pleine section corrigé pour la rugosité Ks = 70

Il vient :

$$Q_{P,70} = \frac{70 \times Q_{P,Ks}}{Ks} \qquad \textbf{(Équation 57)}$$

On peut alors lire le diamètre sur le Tableau 23, puis $Q_{PS,70}$ sur le Tableau 24. Ensuite :

$$Q_{PS,Ks} = \frac{Ks \times Q_{PS,70}}{70} \qquad \textbf{(Équation 58)}$$

On peut alors calculer le ratio $\frac{Q_{P,Ks}}{Q_{PS,Ks}}$ et poursuivre avec la lecture du Tableau 25.

VI.1.6 Dispositions spécifiques aux réseaux d'eaux usées

Les données de base pour le calcul des canalisations d'eaux usées sont essentiellement les valeurs extrêmes des débits. Ces valeurs ne se limitent pas aux débits de pointe futurs qui déterminent la capacité maximale d'évacuation ; elles comprennent également les débits moyens actuels (cf. §III.8.1.1) pour lesquels il faut vérifier les conditions d'auto curage.

Le diamètre minimum des canalisations imposé étant de 200 mm, c'est dans les portions amont que les conditions d'auto curage sont les plus délicates à atteindre compte tenu de la faiblesse et de la variabilité des débits en tête de réseau.

Note : à titre d'exemple, dans un DN 200, avec une pente de 5 ‰ la vitesse de 0.3m/s est atteinte pour un débit de pointe de 0.5 l/s (soit la desserte de 72 personnes sur la base d'un ratio de 150l/j par personne) correspondant à un remplissage à 1/10ième de la hauteur de la canalisation.

Les pentes minimales à l'aval des portions en têtes de réseau peuvent être celles découlant des calculs du paragraphe IV.3.2. Il est toutefois prudent, afin de ne pas aggraver les difficultés de pose de ne pas prévoir de pentes en dessous de 3 ‰.

Une attention particulière est à apporter au choix des pentes dans le cas d'agglomérations à population fortement variable avec les saisons ; il se peut, dans ces conditions, que les « débits moyens en basse saison» à considérer soient très faibles par rapport aux « débits maxima futurs en haute saison », calculés comme il a été indiqué au paragraphe 3.7.1.

VI.1.7 Dispositions spécifiques aux réseaux unitaires : régulation des flux

Les réseaux unitaires connaissent de très fortes variations de débit allant du débit de temps sec en heure creuse au débit de forte pluie (niveau 3). On y observe donc deux régimes d'écoulement :

- en temps sec, des débits d'eaux usées s'écoulent avec un faible tirant d'eau et des conditions critiques d'auto curage qui ne se limitent pas aux têtes de réseau,
- en temps de pluie de forts taux de remplissage des collecteurs, jusqu'à la mise en charge.

Dans les rares cas où le projeteur est amené à concevoir de tels réseaux, il doit donc respecter scrupuleusement les conditions d'auto curage sur tout le linéaire de réseau, en particulier la vitesse de 0,30 mètre par seconde pour le débit moyen de temps sec quel que soit le taux de remplissage (cf. § IV.3), et il doit effectuer les raccordements au-dessus du niveau de temps sec de l'ouvrage principal.

Comme pour les réseaux pluviaux, la continuité des génératrices supérieures doit être assurée. Comme pour les réseaux d'eaux usées, il est prudent de ne pas prévoir de pentes en dessous de 3 ‰.

En outre, les stations de traitement des eaux usées ne peuvent ordinairement recevoir comme débit de pointe qu'un multiple limité du débit moyen de temps sec. Au-delà de cette limite, l'importance des installations nécessaires deviendrait prohibitive et la conduite de l'épuration aléatoire.

Pour cette raison, certaines stations sont équipées d'un bassin d'orage en tête, destinés à écrêter puis à laminer les débits à traiter par temps de pluie. Mais il peut être inutile et coûteux de faire transiter jusqu'en aval de l'agglomération des débits d'orage destinés à être finalement déversés dans le milieu naturel aquatique sans épuration préalable. Il faut donc gérer et réguler ces débits par diverses techniques et association d'ouvrages, à répartir aux points judicieux du système de collecte, tout en préservant les divers milieux naturels aquatiques potentiellement concernés par les rejets :

- déversoir d'orage (cf. § VI.4.1 et annexe D) ;
- bassin d'orage (cf. § III.6 et annexe D - VII.4.3.2);
- Limiteurs et régulateurs de débit (cf. § VI.2.6 et annexe F).

Dans les systèmes unitaires on peut être amené à prévoir des ouvrages de stockage des eaux pluviales et usées mélangées destinées à être renvoyée de manière différée vers le système de traitement. Ce type d'ouvrage est destiné à stocker les eaux produites par des précipitations de niveau 1 (cf. § II.1.3). Le débit de vidange de ces ouvrages est conditionné par le réseau aval et la capacité du système de traitement.

On peut être amené, en plus, à laminer les eaux de déversement correspondant à des précipitations supérieures au niveau 1 (bassin de stockage). Le débit de vidange de ces ouvrages est conditionné par la sensibilité du milieu récepteur.

Ces deux dispositions sont résumées dans la Figure 69 ci-dessous.

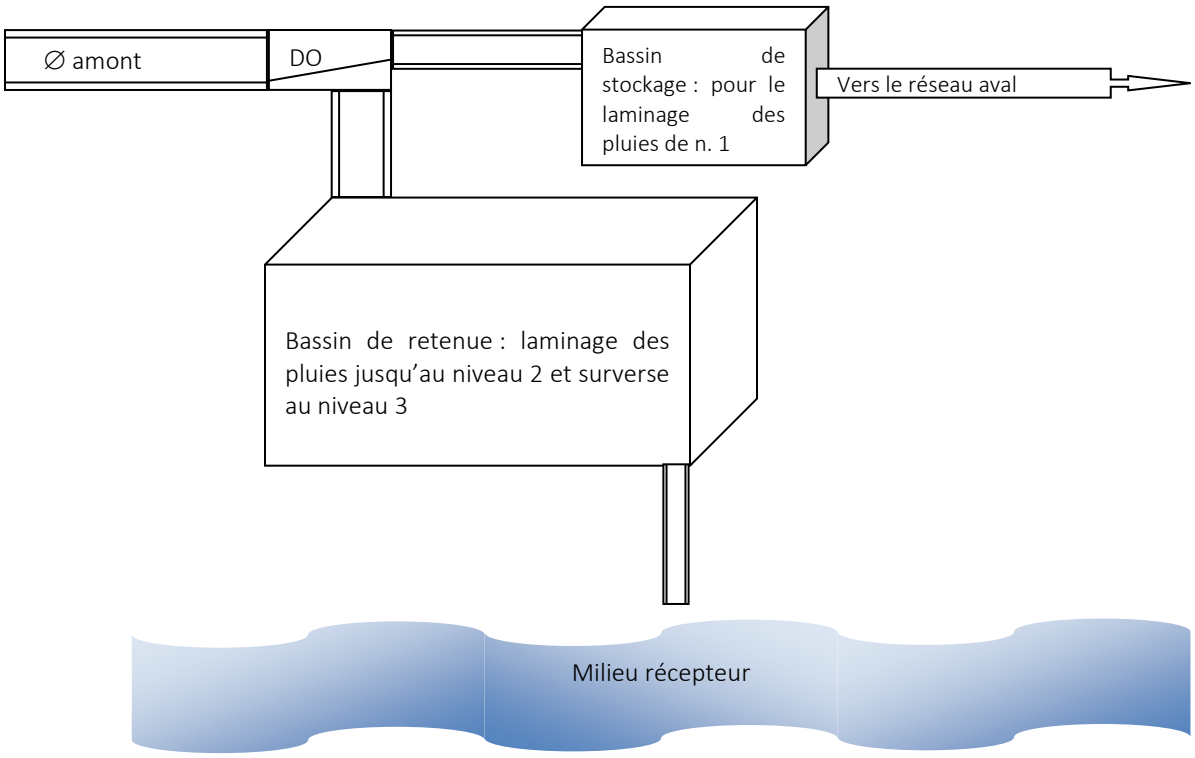


Figure 69 : Exemple d'ouvrages de régulation des flux en réseau unitaire

En pratique, les deux bassins peuvent être associés dans un même ouvrage, pour des raisons d'économie d'espace et d'investissement et moyennant une partition et des circulations hydrauliques adaptées. Il reste en effet que leurs fonctionnements sont très différents :

- Pour le bassin de stockage : débit d'alimentation limité par le déversoir au débit de pluie de niveau 1 ; remplissage (plus ou moins partiel) pour toute petite pluie, et vidange correspondant au débit admissible à l'aval, par exemple à la station de traitement des eaux usées. Le trop plein peut être dirigé vers l'autre bassin ou être indépendant, selon la disposition des ouvrages ;
- Pour le bassin de retenue, remplissage par surverse du déversoir, donc dès que l'on dépasse la pluie de niveau 1 et complet pour la pluie de niveau 2 ; vidange correspondant au débit admissible par le milieu récepteur, fixé par la police de l'eau, en prenant en compte l'ensemble des débits rejetés et du taux de dilution.

VI.2 OUVRAGES COURANTS

VI.2.1 Dispositions particulières concernant les mesures de protection en amont des branchements

Il s'agit d'équipements destinés à protéger le système d'assainissement de l'introduction de substances ou de matières indésirables, tant dans les parties constitutives des réseaux que dans les branchements qui y aboutissent. Certains équipements sont destinés à protéger les installations amont d'un dysfonctionnement du réseau.

L'installation de ces équipements est régie par les prescriptions du règlement du service de l'assainissement de l'autorité organisatrice.

Ces équipements sont rappelés dans ce document qui n'aborde pas leur dimensionnement.

VI.2.1.1 Broyeurs d'évier

Il convient de proscrire, sauf justifications spéciales, la mise en service de broyeurs d'éviers qui, outre la surcharge qu'ils apportent aux stations de traitement des eaux usées, aggravent les risques de dépôts dans les réseaux.

VI.2.1.2 Boîtes à graisses, déshuileurs

La mise en service de boites à graisses et de bacs déshuileurs s'impose pour les branchements d'immeubles où sont exercées certaines activités (restaurants, industries alimentaires, garages, ateliers de mécanique, etc..).

Ces appareils n'assurent toutefois un service satisfaisant que dans la mesure où ils sont bien conçus et correctement exploités. Compte tenu de l'importance que présente leur bon fonctionnement pour l'exploitation des réseaux et des stations de traitement des eaux usées, la collectivité doit porter une attention toute particulière à leur établissement et à leur contrôle.

Notons toutefois que les bacs déshuileurs ne peuvent assurer une sécurité totale en ce qui concerne les risques de pénétration des hydrocarbures et autres matières inflammables dans les réseaux.

VI.2.1.3 Protection contre les refoulements

Le règlement sanitaire départemental type prescrit dans son article 44 les dispositions à prendre pour éviter le reflux des eaux des réseaux d'assainissement lors de leur exceptionnelle mise en charge dans les parties des immeubles situées en dessous du niveau de la voie publique :

- étanchéité des canalisations, joints et regards en domaine privé avec résistance à une pression correspondant à une élévation des eaux jusqu'au niveau de la chaussée ;
- mise en place de clapets anti-retour entre les parties inférieures de l'immeuble et la voie publique ;
- disconnection totale avec évacuation des effluents par station de pompage.

VI.2.2 Ouvrages d'accès aux canalisations

Ces ouvrages sont destinés à permettre l'accès aux canalisations d'eaux usées d'eaux pluviales ou unitaires afin d'assurer :

- les essais préalables à leur réception ;
- leur surveillance ;
- leur maintenance ;
- leur entretien (dont le curage) ;
- leur réhabilitation éventuelle.

L'ensemble de ces opérations doit pouvoir être mené en toute sécurité pour le personnel d'exploitation.

Les ouvrages d'accès peuvent être utilisés pour le raccordement des branchements particuliers (cf. § VI.2.3.1.3) ou des branchements de dispositifs d'engouffrement. Dans ce cas ils facilitent les opérations de maintenance (accès direct), de diagnostic (mesures de débit, prélèvements, inspection visuelle, …) et de réhabilitation du branchement.

Il est recommandé que la forme et les dimensions des ouvrages correspondant à une même fonction soient identiques dans une même agglomération.

Les ouvrages d'accès doivent résister aux charges qui les sollicitent et doivent être étanches à une pression correspondant à une mise en charge jusqu'au niveau de la chaussée et ce, jusqu'au bord supérieur du dispositif de réduction ou de l'élément droit supérieur. Pour les ouvrages profonds cette étanchéité doit être garantie jusqu'à une mise en charge correspondant à 5m de hauteur d'eau comptés à partir du fil d'eau de la canalisation sortante.

VI.2.2.1 Types d'ouvrages et conditions d'accès aux canalisations

On rencontre 2 familles d'ouvrages d'accès :

- **les regards** qui permettent l'accès du personnel à la canalisation d'assainissement ;
- **les boîtes** qui sont destinées à assurer la maintenance, la réhabilitation et le contrôle de la canalisation d'assainissement mais dans lesquelles le personnel d'exploitation ne peut pénétrer.

Chacune de ces deux familles d'ouvrages d'accès peut comporter plusieurs types d'ouvrages :

1. **Les regards** sont destinés à l'accès du personnel par une ouverture dont la dimension minimum est de 0.60m. Le collecteur doit être équipé d'un regard à chaque confluence de collecteurs, changement de direction, changement de pente, changement d'altitude localisé (chute) ou changement de section de la canalisation. On distingue :

- **les regards de visite :** dont **la cheminée est d'une dimension intérieure supérieure ou égale à 1m**. Ces ouvrages sont équipés d'un système de descente et d'un dispositif de réduction de dimension entre la cheminée et le trou d'homme permettant l'accès à la cheminée ;
- **les regards occasionnellement visitables :** dont **la cheminée est d'une dimension intérieure supérieure à 0.80m et inférieure à 1m**. Ils ne sont généralement pas équipés d'un système de descente.

Tableau 26 : Types d'ouvrages d'accès

Dimension intérieure de cheminée	Ouvrage	Introduction de matériel	Accès du personnel	Profondeur maximale	Dimension maximum du collecteur
≥ 1000	Regards de visite (visitables)	Oui	Oui		
800 ≤ D < 1000	Regards occasionnellement visitables	Oui	Oui occasionnellement	3,00 m	600 mm
< 800	Boîte d'inspection ou boîte de branchement	Oui	Non	2,50 m	500 mm

2. Les boîtes sont des ouvrages dont la cheminée est d'une dimension intérieure inférieure à 0.80m, on distingue :

- les boîtes d'inspections sont situées sur un collecteur. Elles sont implantées dans les parties droites des réseaux (à l'exclusion des changements de direction ou de pente, d'altitude localisés (chutes) ou de sections du collecteur, de confluences de collecteurs, qui nécessitent l'emploi de regards) ;
- les boîtes de branchement sont situées sur les branchements particuliers et le sont généralement le plus près possible de l'alignement, de préférence en domaine public. Elles délimitent la partie privée et la partie publique du branchement.

VI.2.2.2 Fonctions des ouvrages

Le choix des ouvrages d'accès dépend des fonctions qu'ils sont destinés à remplir :

Les boites ne peuvent en aucun cas être utilisées pour l'accès, même occasionnel du personnel. Leur hauteur maximale ne doit pas excéder 2.50m. Au-delà de cette hauteur, on doit recourir à des regards visitables

Les ouvrages d'accès destinés à la descente du personnel sont pourvus d'un dispositif de descente constitué par des échelons ou une échelle (amovible ou non) scellés dans la cheminée. Ce dispositif de descente ne doit pas entraver le bon écoulement des effluents y compris quand le collecteur fonctionne à pleine charge ; il doit permettre au personnel d'exploitation de descendre en toute sécurité jusqu'au fond de la cheminée ou de la chambre. Un dispositif de descente est à installer dès que la profondeur de la cheminée est supérieure à 1.50m. La partie supérieure, du dispositif de descente comporte une crosse ou une barre d'appui mobile facilitant l'engagement du personnel d'exploitation dans la cheminée en toute sécurité.

Quand la profondeur de la cheminée est supérieure à 5m il y a lieu d'installer un palier pour limiter la hauteur de chute du personnel.

Le raccordement des branchements particuliers ou des branchements de dispositifs d'engouffrement avaloirs, peut être autorisé dans les regards, mais les eaux doivent être amenées à une hauteur variant entre 0.10m et 0.30m par rapport au radier de la cunette.

VI.2.2.3 Constitution des ouvrages d'accès

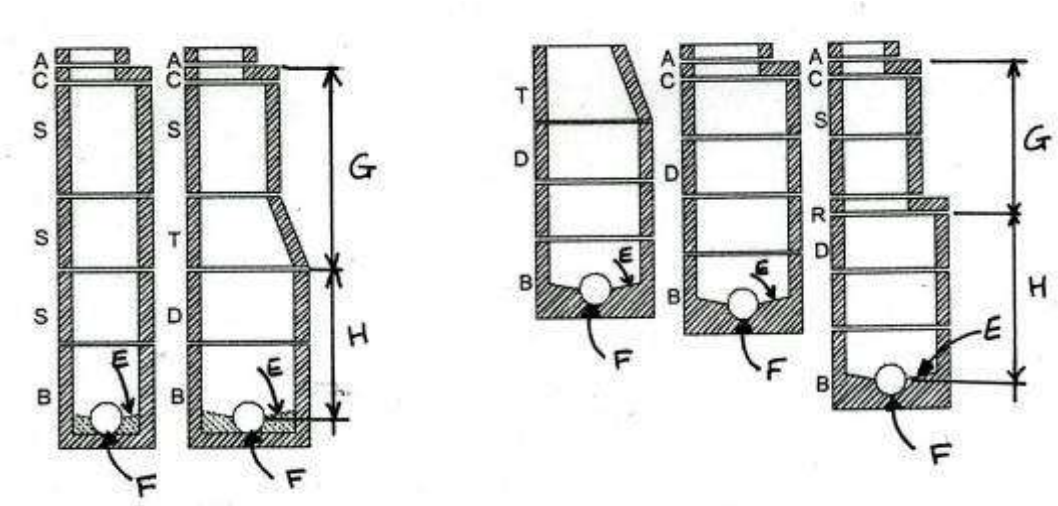
Les ouvrages d'accès sont généralement préfabriqués. Les regards en maçonnerie de blocs sont interdits et les regards coulés en place ne doivent être utilisés que lorsqu'il n'y a pas d'autre alternative car leur qualité n'atteint jamais celles des ouvrages préfabriqués.

Les ouvrages d'accès comportent, de haut en bas :

- un dispositif de recouvrement généralement constitué par un cadre métallique pourvu d'un tampon amovible devant résister aux charges le sollicitant, il est de la classe 400 kN sous chaussée circulée, 125 kN sous trottoir et 250 kN sous voiries à circulation réduite. La dimension minimum de son ouverture est de 600 mm pour les regards.
  Note : les tampons ventilés favorisent le bon fonctionnement hydraulique en régime transitoire et limitent l'accumulation d'hydrogène sulfuré, leur utilisation nécessite néanmoins la prise en compte des risques d'inondation, d'intrusion d'objets,… ;
- une (ou plusieurs) rehausse sous cadre qui permet, si nécessaire, la mise à l'altitude exacte du tampon et sur laquelle le dispositif de recouvrement est scellé. La dimension intérieure de cette partie correspond généralement à la dimension du tampon d'accès ;
- un dispositif de réduction de section (pour les regards) constitué par un élément tronconique (généralement décentré pour permettre l'alignement des échelons) ou une dalle réductrice de couronnement ;
- en cas d'utilisation d'ouvrages préfabriqués ne pouvant supporter les charges roulantes (regards ou boîtes en matière plastique par exemple) les rehausses sous cadre et la dalle de couronnement doivent être remplacer par une dalle de désolidarisation ne reposant pas sur les éléments inférieurs du regard ou de la boite mais sur une dalle de répartition noyée dans la structure de voirie ;
- des éléments droits assemblés ensemble et sur le dispositif de réduction de manière étanche ;

Note: lorsque le diamètre des regards n'est pas constant sur toute la hauteur, une dalle réductrice intermédiaire ou un élément tronconique d'accès à la chambre sont utilisés. La chambre doit être d'une hauteur suffisante pour ménager un espace de travail accessible au personnel d'exploitation (au moins 1.80 m).

- un élément de fond raccordé de manière étanche sur l'élément droit inférieur. Cet élément permet le raccordement des canalisations entrantes ou sortantes qui se fait à l'aide d'un joint souple et étanche. L'élément de fond comporte :
- une cunette dont la largeur ne peut excéder la largeur de la canalisation sortante et doit être adaptée aux diamètres des canalisations entrantes et sortantes. Sa hauteur est au moins égale au diamètre de la canalisation raccordée si celle-ci est de diamètre inférieur ou égal à 400mm et au moins égale à 400mm si le diamètre de la canalisation raccordée est supérieur à 400mm.
  Note : les regards à fond plats et à décantation sont à éviter car ils génèrent des pertes de charge ponctuelles. Pour retenir les dépôts il est préférable d'utiliser les décantations des dispositifs d'engouffrement complétées éventuellement par des pièges à charriage.
- une ou des banquettes dont la pente est de 13% +/- 5% ;
- un raccordement des canalisations entrantes ou sortantes qui se fait à l'aide d'un joint souple et étanche.
  Note : Quand la partie basse du regard est coulée en place il y a lieu d'insérer des manchons de scellement pourvus de joints souples lors de la coulée de l'ouvrage.



Légende : A = Rehausse sous cadre, B = Elément de fond, C = Dalle réductrice de couronnement
D = Eléments droits (bas), E = Banquette, F = Cunette, G = Cheminée, H = Chambre,
R = Dalle réductrice intermédiaire, S = Eléments droits (haut), T = Tête tronconique

Figure 70 : Constitution d'un regard

VI.2.2.4 Implantation des ouvrages d'accès

Le collecteur doit être équipé d'un regard à chaque changement de direction, changement de pente, changement d'altitude localisé (chute) ou changement de section de la canalisation.

La distance maximale entre deux regards visitables consécutifs ne doit pas dépasser 80 mètres. Si nécessaire, des ouvrages intermédiaires complémentaires sont placés sur le collecteur pour assurer sa ventilation.

Sur les canalisations de diamètre nominal supérieur ou égal à 800, les regards doivent être visitables.

Pour les canalisations de diamètre > 400 mm, il y a lieu de réduire la distance entre les ouvrages d'accès pour faciliter le curage du réseau avec les équipements d'hydro curage courants, par exemple :

- 60 mètres pour les diamètres 500 et 600 mm,
- 50 mètres pour les diamètres 800 et 1000 mm.

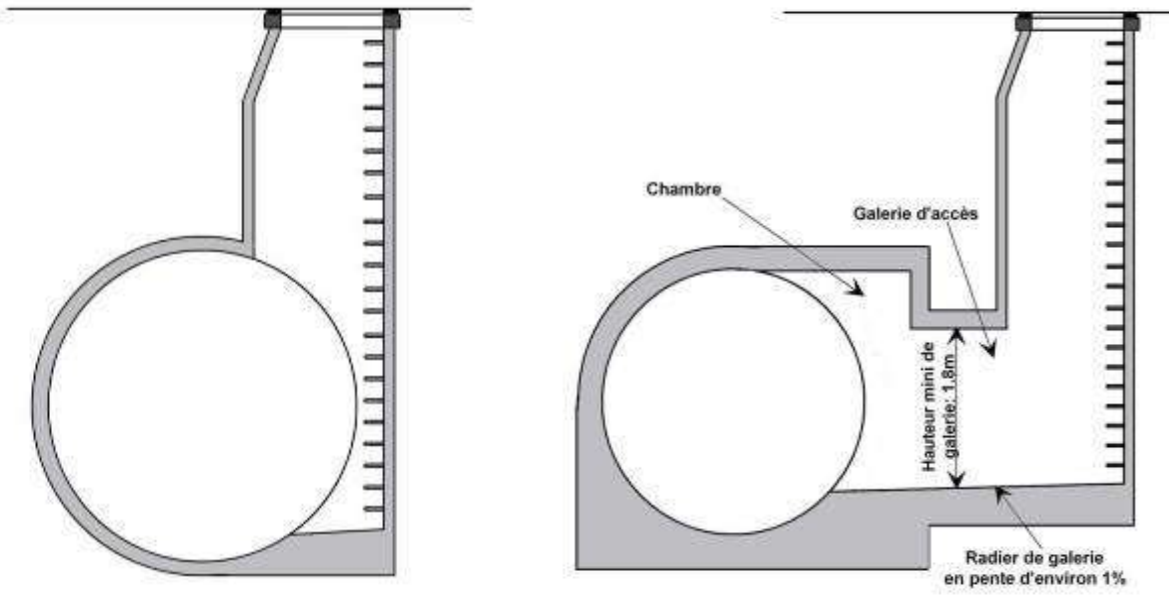
Ces distances doivent également être réduites lorsque l'aval d'un tronçon est inaccessible aux engins de curage et qu'il est nécessaire de procéder au nettoyage du collecteur à partir de son amont.

VI.2.2.5 Accès aux collecteurs visitables (hauteur supérieure à 1.6m) ou occasionnellement visitables (hauteur comprise entre 1m et 1.6m)

Dans ce cas, les cheminées de descente peuvent aboutir sur la partie latérale du collecteur ou dans une galerie d'accès sensiblement horizontale de dimensions suffisantes pour permettre, outre l'accès du personnel, l'introduction du matériel d'exploitation et conduisant à une chambre borgne à banquette. Le radier de la galerie doit être surélevé par rapport au radier du collecteur de façon que, par temps sec ou au moins aux faibles débits de temps de pluie, le radier ne soit pas recouvert par les eaux usées. Il doit être légèrement incliné (environ 10‰) en direction du collecteur afin que les eaux, qui occasionnellement le submergeraient, puissent s'écouler lorsque le niveau aura baissé.

En collecteurs visitables, pour des raisons de sécurité, l'espacement entre deux ouvrages d'accès ne dépasse pas 80 mètres. Si nécessaire, les ouvrages intermédiaires (cheminées de visite par exemple) assurent la ventilation du collecteur.

Une distance supérieure peut être admise entre les regards dans le cas où le collecteur est construit en souterrain ou par tubes poussés. Dans ce cas, une étude spéciale est nécessaire pour assurer la sécurité de l'exploitation (ventilation forcée, refuge à la partie supérieure des ouvrages, etc…). Aucun branchement d'eaux pluviales ou d'eaux usées ne doit être toléré dans une cheminée d'accès ou la galerie qui lui fait suite.



Regard avec accès latéral au collecteur — Regard avec accès au collecteur par galerie

Figure 71 : Ouvrages d'accès sur réseaux visitables

VI.2.3 Branchements

Voir article (GT "Réhabilitation des réseaux d'assainissement", 2009)

Le branchement particulier sous domaine public permet l'acheminement des eaux usées domestiques, des eaux pluviales ou des eaux industrielles provenant d'une source privée vers un collecteur public. Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte en respectant les règles du règlement sanitaire départemental et du règlement du service de l'assainissement de la collectivité.

C’est le service de l’assainissement qui fixe :

- le nombre de branchements à installer par immeuble à raccorder ;
- le tracé, le diamètre, la pente de la canalisation ainsi que l’emplacement de la boîte de branchement ou d’autres dispositifs notamment de pré traitement des rejets.

Un branchement en domaine public comporte obligatoirement trois parties distinctes :

- le dispositif de raccordement sur le collecteur principal (ou un regard) qui doit être pourvu d’au moins un joint souple et étanche ;
- la canalisation de branchement qui doit être rectiligne (sauf impossibilité) ;
- la boîte de branchement qui se situe à l’alignement, de préférence, en domaine public et sur laquelle la canalisation de branchement se raccorde à l’aide d’un joint d’étanchéité souple. Cette boîte de branchement sépare la partie publique de la partie privée du branchement.

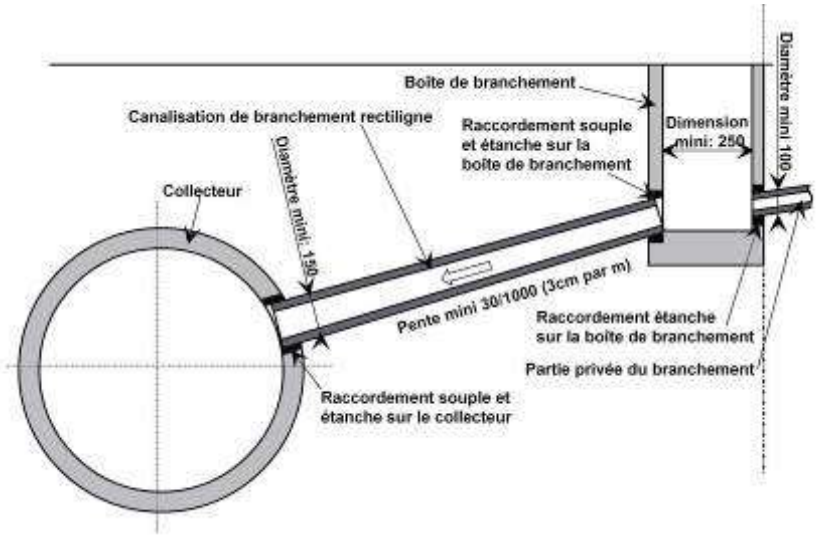


Figure 72 : Constitution d’un branchement en domaine public

Tous les branchements et parties de branchements doivent être rigoureusement étanches de façon à éviter toute intrusion d'eau de nappe dans l'égout et inversement toute infiltration d'eaux usées dans le terrain.

VI.2.3.1 Raccordement de la canalisation de branchement

VI.2.3.1.1 Raccordement dans un collecteur non visitable

VI.2.3.1.1.1 Géométrie des raccordements sur un collecteur non visitable

Dans un collecteur de diamètre ≤ 1000) ou un regard, le raccordement s’effectue avec un angle ≤ 67°30 (en « Y ») orienté dans le sens de l’écoulement. L’angle de raccordement peut être de 90° quand le diamètre de la canalisation principale est au moins supérieur à deux fois le diamètre de la canalisation de branchement. Cet angle de raccordement permet d’éviter des dysfonctionnements hydrauliques au droit du raccordement.

L’axe de raccordement du branchement est orienté vers le centre du collecteur pour permettre, notamment, le traitement du raccordement en cas de réhabilitation. Le raccordement se fait de préférence sur la moitié supérieure du tuyau, entre 45° et le plan médian de la canalisation principale afin de faciliter le compactage de la zone d’enrobage.

VI.2.3.1.1.2 Dispositifs de raccordement (d'après (GT "Réhabilitation des réseaux d'assainissement", 2009))

Trois types de dispositifs sont utilisés :

1. les culottes sont généralement mises en place lors de la pose d'un collecteur de diamètre ≤ à 400 mm. Elles sont généralement constituées du même matériau que le collecteur ;

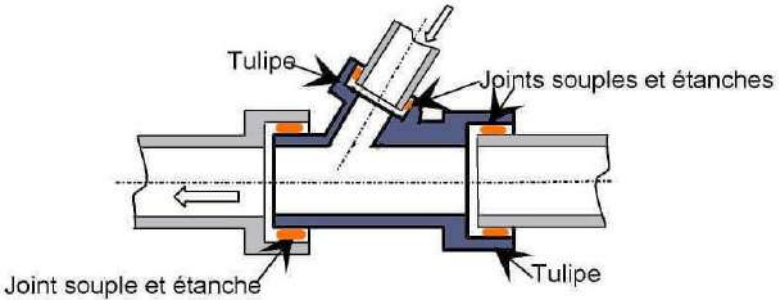


Figure 73 : Exemple de culotte en "Y" Male/Femelle/Femelle à 67°30

2. les selles sont généralement mises en place sur un collecteur déjà existant. Elles viennent se poser « à cheval » sur le collecteur dans un trou carotté ou découpé par sciage. Les selles s'utilisent essentiellement sur les collecteurs d'un diamètre ≤ à 400 mm ;

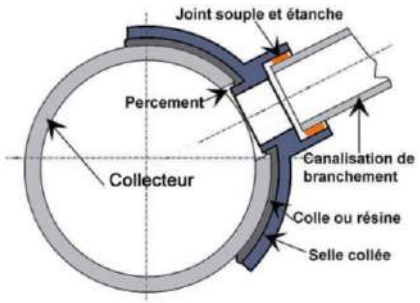


Figure 74: Exemple de selle collée

Les culottes et les selles de raccordement permettent de maintenir la résistance structurelle du collecteur.

3. les raccords de piquage réduisent généralement la résistance mécanique du collecteur au droit du percement. Ils s'utilisent sur des collecteurs d'un diamètre ≥ à 500mm et ce, à condition que le diamètre de la canalisation principale soit supérieur à 2 fois le diamètre de la canalisation de branchement (de préférence 3 fois).

   Lorsque des percements du collecteur doivent être réalisés, le découpage est réalisé avec une carotteuse ou une scie cloche, en fonction du matériau, pour obtenir un trou circulaire, en prenant soin qu'il n'entre aucun matériau indésirable dans le tuyau.

   Deux types de raccords de piquage efficaces existent :

   - les tulipes scellées (et raccords à taquets) qui viennent se sceller à l'extérieur de la canalisation principale ;
   - les joints en élastomère (avec possibilité d'association de tulipe) qui s'utilisent essentiellement avec des collecteurs en béton et viennent s'insérer dans un trou carotté, dont l'étanchéité avec le collecteur est assurée par la compression de la canalisation de branchement sur les lèvres du joint. Avec ce dispositif le diamètre du carottage doit être parfaitement adapté aux tolérances prescrites par le fabricant du joint et l'épaisseur du tuyau doit être d'au moins 50mm.

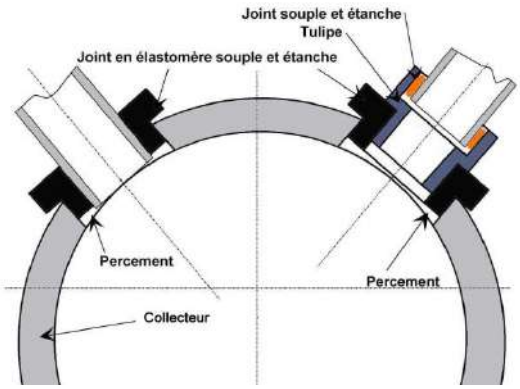


Figure 75 : Exemples de raccordement par joint en élastomère avec et sans tulipe

Un troisième type de raccord, moins efficace, peut parfois être utilisé dans certaines conditions particulières :

- Les clips qui viennent s'accrocher à l'intérieur du collecteur (sur les bords du carottage), et dont le joint est comprimé à l'extérieur du collecteur par un système de serrage mécanique. Ils sont plutôt adaptés à des collecteurs d'un diamètre supérieur à 500 mm à paroi mince. Avec une canalisation de petit diamètre (< 500 mm) ils constituent une solution de secours ultime à réserver au raccordement sur une canalisation existante lorsque la présence d'eau rend un scellement ou un collage difficile.

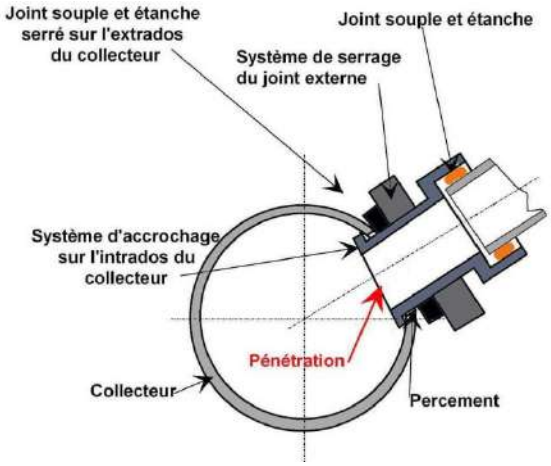


Figure 76 : Exemples de raccordement par clips

Le Tableau 27 définit les recommandations d'utilisation des différents dispositifs de raccordement sur un collecteur non visitable:

Tableau 27 : Recommandations d'utilisation des différents dispositifs de raccordement sur un collecteur non visitable

Domaine d'utilisation		Culotte	Selle		Piquage			Raccordement sur regard
			Collée	Serrée	Tulipe ou taquet scellés	Elastomère	Clip	
Contexte de pose	Avec collecteur	R	°	°	R	R	X	°
	A postériori	°	R	R	R	R	°	°
Taille collecteur	200-500	R	R	R	X	X	° !	°
	500-1000	°	-	-	R	R	°	°
	>1000	-	-	-	R	R	X	°
Matériau du collecteur	PVC	R	R	R	°	°	°	°
	PEHD	R	X	R	°	°	°	°
	FC	R	R	°	°	°	°	°
	Grès	R	X	R	°	°	X	°
	Béton	R	R	-	R	R	X	°
	Fonte	R	-	R	-	-	R	-
	PRV	R	R	-	R	R	°	°
Profondeur	< 3m	R	R	R	R	R	R	°
	> 3m	R	°	°	°	°	°	R
Présence d'eau		R	X	R	X	R	R	R

(X) à proscrire, (°) possible, (R) recommandé, (!) sous conditions

VI.2.3.1.2 Raccordement dans un collecteur visitable

Dans un collecteur visitable, comme dans un regard ou dans une boîte, le raccordement s'effectue à l'aide d'un raccord de piquage comportant un dispositif d'étanchéité souple installé dans un percement carotté ou une pré-réservation pour les regards et les boîtes.

Dans les collecteurs d'une hauteur > 1000, le raccordement s'effectue généralement de manière orthogonale par rapport à l'axe longitudinal de la canalisation. On s'efforce de limiter la hauteur de chute à 0.30m par rapport au radier chaque fois que possible et en cas d'impossibilité en se raccordant, par exemple, juste au-dessus du niveau maximum de temps sec dans un collecteur unitaire.

Dans les collecteurs à banquettes, les branchements sont raccordés dans la cunette. Lorsque la canalisation doit être encastrée, la continuité de la banquette est assurée par une grille ou par une dalle. Si le raccordement

s'effectue dans le pied droit au-dessus de la banquette il est canalisé par une chute accompagnée de manière à être encastré dans cette banquette.

VI.2.3.1.3 Raccordement dans un regard ou une boîte d'inspection

Le raccordement dans un regard ou une boîte facilite les opérations de maintenance (accès direct au branchement), de diagnostic (mesures de débit, prélèvements, inspection visuelle, …) et de réhabilitation. Il ne doit pas s'effectuer dans la cheminée du regard en raison des contraintes d'exploitation posées par les raccordements mal réalisés, en chute, dans les échelons,...

Les dispositions suivantes doivent être respectées :

- en cas de raccordement dans les banquettes, les cunettes sont modelées en pointe de cœur avec arêtes arrondies ;
- le niveau de la génératrice inférieure du branchement est supérieur de 0,10 m au moins à celui de la génératrice inférieure de la canalisation principale ;
- lorsque le raccordement comporte une chute de plus de 0,30 m, il est équipé d'une canalisation verticale ou d'un dispositif de chute accompagnée équivalent pourvu d'une ouverture permettant l'accès :
- la chute accompagnée verticale interne est le dispositif à privilégier sous réserve de ne pas encombrer exagérément le regard par des chutes multiples. Dans ce cas, la chute verticale externe constitue une solution ;
- la chute accompagnée inclinée externe présente des atouts au plan hydraulique mais davantage de difficultés de réalisation.

VI.2.3.2 Canalisation de branchement

La canalisation de branchement en domaine public va de la boîte de branchement au dispositif de raccordement, elle est établie en respectant les prescriptions suivantes :

- le diamètre de la canalisation de branchement, d'une dimension minimum de 150 mm (300mm en pluvial), doit toujours être inférieur à celui du collecteur. Dans le cas exceptionnel où le diamètre du collecteur est de 150 mm, le diamètre du branchement doit être de 125 mm ;
- la pente de la canalisation de branchement doit être au minimum de 3 cm par mètre (30‰) pour assurer les conditions d'auto curage même dans des conditions de débit faible et intermittent. Des dérogations sont cependant possibles après étude ;
- la canalisation de branchement doit être rectiligne sauf à créer des regards ou boîtes intermédiaires aux changements de direction. L'utilisation de coude pour régler l'orientation de la canalisation de branchement est interdite sauf prescriptions particulières du C.C.T.P. ou quand la présence d'obstacles entraîne l'impossibilité de garder la ligne droite. Dans ce cas, les coudes à utiliser sont des coudes ouverts à 22°30 ou à 11°15, de préférence, à grand rayon ;
- si une canalisation de branchement est d'une longueur supérieure à 35 mètres, il y a lieu de créer des regards (ou boîtes d'inspection) intermédiaires.

VI.2.3.3 Boîte de branchement

La boîte de branchement

- matérialise la limite entre réseau public et réseau privatif ;
- localise l'implantation des canalisations de branchement ;
- ménage un accès aux canalisations de branchement qui permet l'introduction de matériel pour curer, inspecter, voire réhabiliter ces canalisations ; elle facilite en outre les contrôles de qualité et de quantité des effluents raccordés ;
- assure la protection du réseau public des obstructions en retenant les gros objets qui auraient pu être introduits dans les canalisations du domaine privatif.

Les dimensions des boîtes de branchement doivent toujours être supérieures au diamètre des canalisations de branchement et dépendent de la profondeur et de la fonction attribuée à ces ouvrages :

1. repérage de l'emplacement du branchement ;
2. contrôle visuel de l'écoulement dans la boîte ;
3. contrôle visuel des canalisations de branchement ;
4. obturation des canalisations de branchement ;
5. nettoyage des canalisations de branchement ;
6. réhabilitation des canalisations de branchement.

Le tableau ci-après résume les fonctions applicables suivant les différentes configurations :

Tableau 28 : Fonctions d'une boîte de branchement

Profondeur de la cheminée Dimensions de la cheminée	P < 0,5 m	0,5 m < P < 1,5 m	P > 1,5 m
250 mm	3 – 4	3	-
300 mm	3 – 4	3 – 4	3
400 mm	3 – 4 – 6	3 – 4 – 6	3 – 4
≥ 600 mm	3 – 4 – 6	3 – 4 – 6	3 – 4 – 6

P = distance entre le fil d'eau et la surface du sol

Note : On réserve la dimension minimale de 250mm aux cas où l'encombrement du sous- sol ne permet pas la mise en place de cheminées plus importantes.

Les dispositifs de fermeture des boîtes de branchement doivent pouvoir rester accessibles en permanence. En domaine public, les ouvrages doivent être recouverts de tampons (étanches aux odeurs) pour les réseaux unitaires et eaux usées ou à batée simple pour les réseaux pluviaux. Sur trottoirs, les dispositifs de fermeture de regards doivent être de classe de résistance B 125 ou C 250 kN suivant implantation.

VI.2.3.4 Conditions d'établissement des branchements

Les conditions d'établissement des branchements d'assainissement sont décrites généralement dans les règlements du service de l'assainissement, dans le règlement sanitaire départemental, dans le code de la santé publique,...

Lorsqu'on procède à la construction d'un réseau de collecte, il est fortement recommandé de réaliser les branchements au cours de la même opération, y compris la pose des boîtes de branchement.

Les établissements rejetant des eaux non domestiques doivent, à la demande du service de l'assainissement, être pourvus d'au moins deux branchements distincts pour les eaux usées :

- un branchement pour les eaux usées domestiques ;
- un branchement pour les eaux usées non domestiques.

Le branchement destiné à recevoir les eaux usées domestiques correspond aux critères généraux de réalisation des branchements particuliers dans la collectivité.

Le branchement destiné à recevoir les eaux usées non domestiques doit être pourvu d'un regard permettant d'effectuer tout prélèvement ou mesure. Cet ouvrage est placé en limite de propriété, de préférence sous domaine public, afin d'être aisément accessible à tout moment. Un dispositif d'obturation permettant de séparer l'établissement industriel du réseau public doit pouvoir être mis en place sur les différents

branchements, pour permettre la protection du réseau public contre des rejets non conformes à la convention de déversement ou en cas d'incendie (rétention des eaux d'extinction).

A la sortie de ce regard l'effluent industriel peut rejoindre le réseau public dans les conditions prescrites par la convention spéciale de déversement (cf. annexe I). L'autorisation de raccordement peut imposer tout dispositif de prétraitement qui est nécessaire (dégrillage, neutralisation, déshuilage, etc…). Les installations de prétraitement nécessaires doivent être dimensionnées sur la base des résultats d'une étude préalable pour rendre le rejet conforme aux exigences de la collectivité gestionnaire du réseau public.

Même en cas d'absence de convention spéciale de déversement, les stations-service, parcs de stationnement, teintureries,… doivent être équipés d'installations de prétraitement telles que dégrilleurs, décanteurs ou débourbeurs, séparateurs de graisses ou d'hydrocarbures, de même, les restaurants, cantines, boucheries, charcuteries, blanchisseries,…doivent être équipés de séparateurs de graisses et fécules.

VI.2.4 Dispositifs d'engouffrement (bouches d'égouts)

Les dispositifs d'engouffrement sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Elles permettent, par l'intermédiaire d'une canalisation de branchement, d'acheminer ces eaux jusqu'au collecteur pluvial ou unitaire.

Il est indispensable que l'absorption des eaux de ruissellement se fasse dans un ouvrage séparé du réseau en vue d'assurer une bonne sélection des déchets, ceci exclut les « regards bouche » (regards sur collecteur recouverts d'un dispositif d'absorption). Ce type d'ouvrage, plus encore que les dispositifs d'engouffrement à passage direct, favorise l'engorgement rapide du réseau et, surtout sur un réseau unitaire, est à l'origine de dégagements d'odeurs que les dispositifs palliatifs (type clapet) ne peuvent supprimer.

VI.2.4.1 Constitution (avec prise en compte d'un prétraitement éventuel)

Un dispositif d'engouffrement comporte une cheminée de dimensions variables, dans laquelle l'eau collectée sur les chaussées et trottoirs pénètre par l'intermédiaire du dispositif d'engouffrement (avaloir). En plus de la cheminée, un dispositif d'engouffrement comporte dans la plupart des cas un dispositif sélectif qui permet d'assurer une séparation grossière entre les éléments les plus lourds et les eaux de ruissellement proprement dites, et, dans certains cas, un dispositif de rétention des éléments flottants. Lorsque les dispositifs d'engouffrement collectent des eaux destinées à être envoyées dans des systèmes de gestion alternatives des eaux pluviales le dispositif sélectif doit être d'une efficacité maximale.

Les dispositifs d'engouffrement sélectifs comprennent un dispositif de sélection des déchets entraînés par le ruissellement (sables, graviers, feuilles,..) très utile à la protection du réseau qui permet de réduire la fréquence des curages de collecteur qui sont l'élément d'exploitation le plus coûteux dans la vie d'un réseau. La retenue des déchets peut se faire de 2 manières en fonction de la méthode d'entretien des ouvrages :

1. Sans décantation (à passage direct) mais **comportant un panier amovible**, si le dispositif d'engouffrement est entretenu manuellement. Le volume de rétention des paniers est faible (environ 10 litres) pour permettre leur relevage manuel. Vu leur faible capacité, les paniers doivent être relevés régulièrement pour éviter leur colmatage, ils ne peuvent résister de manière durable aux chocs produits par le nettoyage à l'aide d'un aspirateur vidangeur.

2. Avec décantation si les dispositifs d'engouffrement sont entretenus à l'aide d'un camion aspirateur vidangeur ; la décantation doit être d'un volume suffisant pour assurer une véritable sélectivité (240 litres de décantation est le minimum recommandé).

Dans certains cas, notamment si le dispositif d'engouffrement se raccorde sur un réseau unitaire, la décantation est équipée d'une cloison siphoïde qui permet de piéger les flottants et évite les remontées d'odeurs, cependant la capacité d'absorption peut être limitée par le siphon si celui-ci n'est pas entretenu. Par ailleurs, la bouche d'égout siphonnée isole l'atmosphère du réseau : elle ne permet plus la ventilation du réseau.

Si le dispositif d'engouffrement est siphoïde il est recommandé de maintenir la ventilation qui, dans le cas de raccordement sur un réseau unitaire, débouche en hauteur (par exemple par un poteau d'éclairage public).

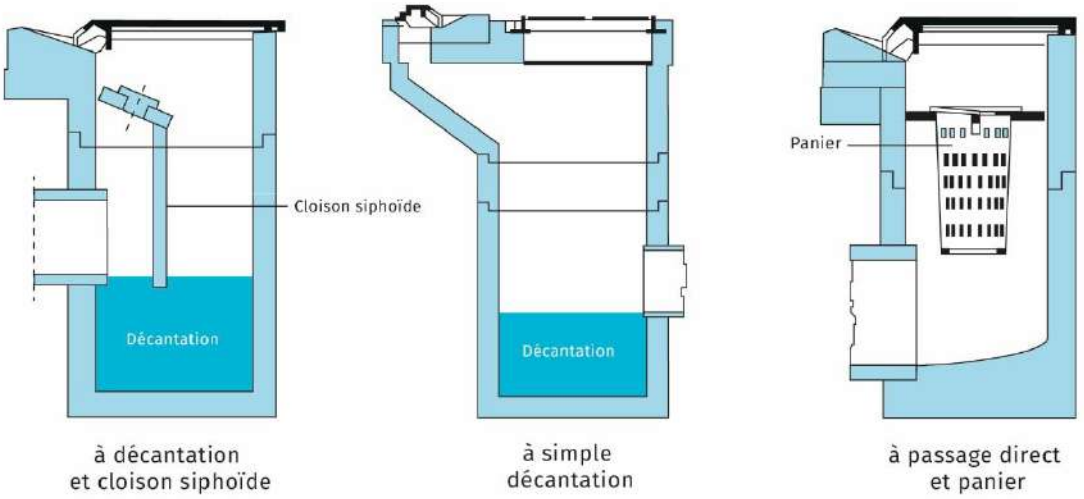


Figure 77 : Exemples de dispositifs d'engouffrement sélectifs

3. Dispositifs d'engouffrement et systèmes à filtres avec prétraitement dès la collecte destinés aux techniques alternatives. cf. § VI.3.4.1

- **Les dispositifs d'engouffrement non sélectifs à passage direct** accordent la priorité à l'absorption des eaux pluviales, mais permettent aussi l'entrée dans le réseau de sables et de déchets divers qui nécessitent un entretien régulier et coûteux des collecteurs. Par ailleurs, les dispositifs à entrée libre, en permettant la ventilation des réseaux, laissent exhaler vers la rue les odeurs parfois nauséabondes. à moins d'être équipées d'un clapet anti-odeurs.

Note : On trouve sur le marché des clapets anti odeurs. Pour le bon fonctionnement de ce dispositif, il est impératif que l'avaloir soit grillé ou barreaudé afin que le clapet ne soit pas encombré par les déchets. Le clapet ne permet plus la ventilation du réseau. Il limite également la capacité d'absorption de par sa présence ainsi que celle de la grille ou des barreaux nécessaires pour le protéger. Ces dispositifs à clapet s'avèrent souvent peu efficaces contre les odeurs car lorsqu'ils sont légèrement ensablés ils restent entrouverts.

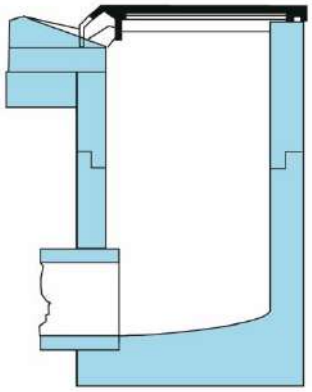


Figure 78 : Dispositif d'engouffrement non sélectif à passage direct

VI.2.4.2 Dispositifs d'engouffrement (avaloirs)

Les avaloirs peuvent être classés selon 3 types :

a) Les avaloirs à entrée latérale,

à entrée libre à barreaudage vertical

Figure 79 : Avaloirs à entrée latérale

b) Les grilles de caniveau,

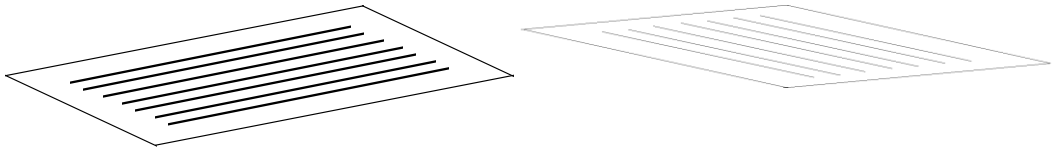


Figure 80 : Grilles de caniveau

c) Les dispositifs mixtes comprenant une entrée latérale grillée ou non, et une grille de caniveau, de conception séparée ou monobloc.

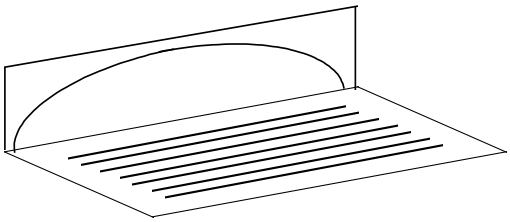


Figure 81 : Avaloir mixte à entrée latérale et grille de caniveau

Que le dispositif d'engouffrement soit sélectif ou à passage direct, l'avaloir peut être barreaudé ou grillé. Dans ce cas, les déchets entraînés par le ruissellement ne rentrent plus, ce qui réduit l'entretien à un nettoyage de voirie en surface ; en contrepartie, les performances d'absorption sont réduites, surtout en cas de colmatage. Les avaloirs barreaudés ou grillés laissent cependant passer les sables, ce qui ne permet pas de se dispenser des curages périodiques.

Le long d'une voirie équipée de bordures et de caniveaux, la cheminée de dispositif d'engouffrement peut se trouver sous trottoir, et, en cas d'encombrement du sous-sol, sous l'ensemble bordure/caniveau ou sous chaussée. Dans ce cas, les eaux sont recueillies soit :

- par un avaloir à entrée latérale inséré dans la bordure (profil A ou T) comportant un tampon amovible ;
- par un avaloir à entrée sur le dessus (grille de caniveau amovible) inséré dans le caniveau ;
- par un avaloir mixte qui permet un engouffrement par une entrée latérale complétée par une entrée sur le dessus.

Sous un double caniveau (profil CC), dans des parcs de stationnement, des zones piétonnières,…les eaux sont recueillies par le dessus de la cheminée à l'aide de grilles amovibles plates ou concaves suivant le cas.

D'autres configurations peuvent exister en fonction des particularités des sites desservis, comme par exemple : des caniveaux à grille longeant ou traversant la voirie à desservir, des caniveaux à fente,…

Les dispositifs d'engouffrement situés en bord de voirie doivent être de la classe 250 kN.

VI.2.4.3 Canalisation de branchement des dispositifs d'engouffrement

La canalisation de branchement est dimensionnée en fonction des débits maximum d'engouffrement.

Il est recommandé de prévoir une dimension minimum de 150mm avec une pente minimum de 10‰ (1cm par mètre).

VI.2.4.4 Implantation

Le nombre de dispositifs d'engouffrement dépendra de la surface collectée, du choix du dispositif d'engouffrement et de la configuration (notamment la topographie) de la surface collectée.

Il va de soi que l'emplacement normal des dispositifs d'engouffrement se situe aux points bas des zones collectées.

Toutefois dans les voies à déclivité importante, il convient très souvent d'en prévoir en cours de pente afin d'éviter l'érosion mécanique des caniveaux et des rigoles et l'accumulation rapide des eaux chargées dans les points bas pouvant entraîner le colmatage rapide des avaloirs. Dans ce cas, il y a lieu de prendre toutes dispositions utiles pour faciliter l'entrée des eaux dans les dispositifs d'engouffrement (doublement de l'avaloir, adjonction d'une grille de caniveau, retrait du bordurage,..) et en augmenter l'efficacité.

Note : on remarque en effet que, si aucune disposition particulière n'est prévue dans les rues à forte déclivité les eaux des caniveaux, en raison de leur vitesse, passent en majeure partie devant le dispositif d'engouffrement sans y pénétrer.

VI.2.4.5 Méthode d'évaluation du nombre d'avaloirs

VI.2.4.5.1 Débit à absorber

La première étape du dimensionnement consiste à déterminer le débit total à absorber Q_{ruis}.

Le débit maximal à absorber est calculé selon les méthodes décrites au chapitre III :

1) L'intensité des pluies est déterminée par la formule de Montana (cf. § III.2.3) avec une durée critique de pluie courte de 6 minutes. Comme pour le dimensionnement du réseau, les coefficients de Montana a et b peuvent être obtenus auprès de Météo France.

2) Le débit à absorber Q_{voirie} est déterminé par la méthode rationnelle (cf. § III.7.1.3.1) avec :

- Période de retour :

Comme pour les réseaux, la période de retour à retenir est celle correspondant au minimum au niveau de service 2.

- Coefficient de ruissellement :

Les avaloirs sont implantés généralement pour reprendre les pluies des chaussées et des parkings qu'ils drainent. Le coefficient de ruissellement de surface imperméable sur des temps courts est donc égal au taux d'imperméabilisation.

Ce débit peut être augmenté d'apports extérieurs ($Q_{apports\ ext.}$) à la voirie prise en compte dans le calcul : gargouilles alimentées par des toitures voisines, surfaces perméables saturées adjacentes, voiries non captées à l'amont, etc.

Il vient alors :

$$Q_{ruis} = Q_{voirie} + Q_{apports\ ext.} \quad \textbf{(Équation 59)}$$

VI.2.4.5.2 Nombre et disposition

Le nombre d'avaloirs nécessaire pour absorber le débit Q_{ruis} peut être évalué par :

$$N = \frac{Q_{ruis}}{Q_{abs}} \quad \textbf{(Équation 60)}$$

avec Q_{abs}, le débit absorbé par grille.

Pour assurer la sécurité et le confort des usagers, il est nécessaire de limiter la hauteur d'eau dans le caniveau (quelques centimètres). Un moyen pour y parvenir est de choisir le nombre d'avaloirs tel que le débit absorbé par ouvrage d'engouffrement soit limité à 10 l/s par ouvrage d'engouffrement, pour les surfaces à faibles pente. Il convient alors de vérifier que les dispositifs d'engouffrement envisagés conviennent (voir capacité d'absorption d'un avaloir § VI.2.4.5.3).

Dans le cas de forte pente, étant donné les vitesses d'écoulement importante et l'entrainement de particules solides à l'origine de colmatage, il convient d'augmenter la densité ou la capacité d'absorption des avaloirs.

S'il existe des disparités (par exemple, de pente, de type de chaussée, de type d'avaloirs…), le projet peut être divisé en zones homogènes. Le dimensionnement s'effectue alors sur chaque zone.

Les avaloirs doivent être disposés judicieusement de façon à intercepter les écoulements de surface :

- en point bas des aires revêtues ;
- aux jonctions des rues ;
- en position intermédiaire selon une répartition homogène.

En cas de forte pente, on peut être amené à prendre en compte le fait que l'eau ne reste pas dans le caniveau, mais peut traverser la chaussée à l'occasion d'un virage de la voirie.

VI.2.4.5.3 Capacité d'absorption d'un avaloir

La capacité d'absorption réelle est cependant dépendante de nombreux facteurs dont les principaux sont :

- les caractéristiques intrinsèques de l'avaloir (type, géométrie, forme et disposition de chaque barreau, surface d'absorption, ...) ;
- le contexte d'installation (géométrie du caniveau, présence de bavette, pente transversale et pente longitudinale, positionnement par rapport à l'écoulement, ...) : il est nécessaire de respecter les recommandations d'installation fournies par les constructeurs.

Des études ont montré que le calcul de la capacité d'absorption, lorsqu'il est basé uniquement sur la différence entre la surface libre et la surface totale de l'avaloir, pouvait conduire à des erreurs importantes sur l'estimation du débit réel absorbé. Ce mode de calcul de capacité d'absorption est cependant souvent l'indication unique donnée par les constructeurs.

Les paramètres d'influence sur le débit absorbé par une grille sont potentiellement :

- Q_{amont}, le débit amont ;
- W, la largeur de la grille ;
- L, la longueur de la grille ;
- h, la hauteur d'eau ;
- β, un paramètre adimensionnel supposé décrire la géométrie de la grille ;
- Sl, la pente longitudinale et
- St, la pente transversale.

Une analyse de l'influence de ces paramètres montre que les paramètres prépondérants pour une grille donnée sont Q_{amont}, h et S_t.[23]

Le projeteur doit donc s'assurer de la nature du calcul conduisant le fabricant à annoncer sa capacité d'absorption. En fonction de la réponse, il peut appliquer un coefficient de réduction de la capacité d'absorption annoncée.

VI.2.5 Gargouilles et Caniveaux

Les gargouilles sont des conduits encastrés dans le sol du trottoir, faisant partie intégrante de la voirie. Il s'agit d'un cas particulier de caniveaux, destinés à conduire les eaux pluviales provenant d'un immeuble vers le système superficiel de collecte. Ce type d'équipement permet également de contrôler visuellement la conformité des eaux rejetées en domaine public, en effet, en aucun cas les eaux ménagères ne peuvent transiter par les gargouilles.

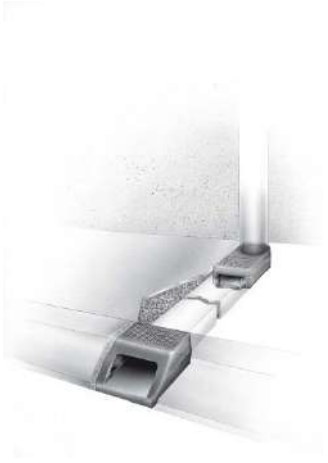


Figure 82 : Gargouille (Saint-Gobain PAM)

Historiquement, les gargouilles étaient utilisées lorsqu'il n'existait pas de réseau de collecte à proximité immédiate ou lorsque l'on ne souhaitait pas raccorder les immeubles à ce réseau. Lorsqu'un collecteur pluvial ou unitaire a été construit, on a souvent privilégié le branchement particulier au détriment des gargouilles. Aujourd'hui les méthodes modernes de gestion des eaux pluviales conduisent à privilégier les dispositifs superficiels. Les gargouilles permettent des transferts d'eau à très faible profondeur tout en conservant le confort du cheminement piétonnier.

Les caniveaux sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un, voire des immeubles avoisinant quand des gargouilles sont utilisées.

Il s'agit d'un moyen de transport superficiel des eaux pluviales qui, dans le cas où les débits à transporter sont importants, peut se calculer à l'aide de la formule de Manning Strickler en considérant la section transversale de l'écoulement.

Ceci nécessite la connaissance précise du profil en travers de la voirie considérée.

[23] Les paramètres W, L et β peuvent être mis de côté dans le cadre de la recherche d'une expression pour une grille donnée et non une formulation générique.

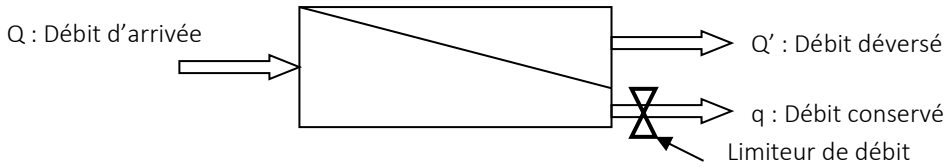
La pente longitudinale n'a aucune influence entre 0% et 8%.

VI.2.6 Limiteur, régulateur de débit

VI.2.6.1 Utilité de ces ouvrages

Les ouvrages de régulation et de limitation de débit sont destinés à maîtriser un débit à une valeur fixe prédéterminée la plus constante possible. Ils sont nécessaires notamment en cas de débit maximal imposé vers l'aval :

- lors du passage d'un égout unitaire à un réseau séparatif : le débit de temps sec ou de petites pluies « q » est conservé vers la conduite EU, le surplus de débit par temps de pluie « Q' » est déversé dans un réseau pluvial, un bassin de stockage, le milieu naturel, au-dessus d'une lame déversante ou par un trop-plein ;



Avec : Q= Q'+q

Figure 83 : Limiteur en sortie EU d'un déversoir d'orage

- à la vidange des bassins de stockage ou de décantation.

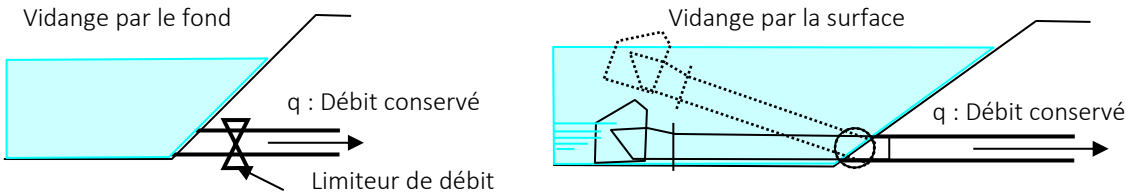


Figure 84 : Limiteurs en sortie de bassin

Il existe des dispositifs plus ou moins sophistiqués pour contrôler le débit à l'aval d'un ouvrage. Ils diffèrent suivant le niveau de performance attendu. Le débit maximal conservé ne doit pas dépasser la capacité de l'ouvrage de traitement situé à l'aval immédiat. En revanche, on peut admettre une moindre précision si le débit conservé est dirigé vers un réseau séparatif ou un bassin tampon.

Le débit peut être limité par une canalisation (cf. § VI.4.1) équipée ou non d'une vanne murale. Une station de pompage constitue également un bon limiteur de débit. Dans le cas où le débit risque de varier beaucoup sur la tranche de marnage des pompes, une régulation par variateur de vitesse est nécessaire.

VI.2.6.2 Définitions

Le limiteur de débit est un orifice calibré, une vanne dans une position fixe, une plaque diminuant la section d'une conduite, une conduite. Lorsque la hauteur d'eau augmente dans la chambre, le débit conservé augmente.

Le régulateur de débit ajuste la section de passage de l'obturateur en fonction d'un niveau d'eau variable, de sorte que le débit restitué ne dépasse pas le débit de consigne sur la plage de fonctionnement.

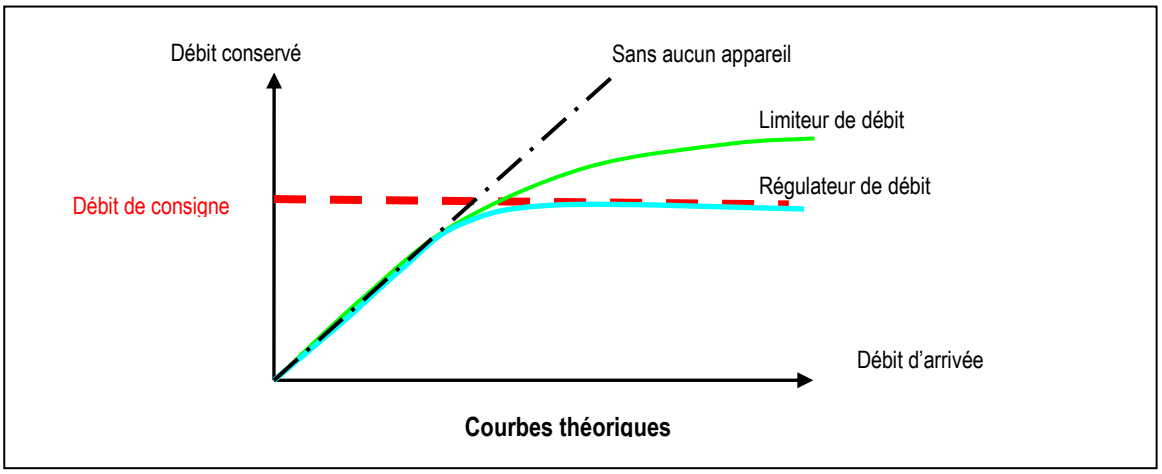


Figure 85 : Fonction des limiteurs et régulateurs de débit

VI.2.6.3 Principe des dispositifs couramment utilisés

Le débit peut être limité par un orifice, une vanne, une canalisation, un déversoir flottant, une station de pompage. Il est prudent de ménager une section de passage de 150 mm (à la rigueur 100 mm pour un réseau pluvial strict) pour éviter l'accumulation locale de déchets et le colmatage. Cette contrainte fixe une limite inférieure au débit régulé de l'ordre de 10 à 15 l/s. Dans certains cas, on peut prévoir une grille à l'amont immédiat du limiteur de débit, afin de le protéger de la projection directe d'un objet lourd entraîné par un fort débit, et du bouchage par un déchet solide ou une accumulation de détritus mous.

La plupart des appareils que l'on trouve sur le marché comporte une partie mobile qui permet d'ajuster la section de passage (orifice), ou permet de suivre le niveau d'eau (seuil flottant). Certains appareils comme le régulateur à effet Vortex ou le FILIPPI, ont une forme spéciale déterminée et testée en laboratoire pour conserver le débit de consigne voulu.

VI.2.6.3.1 Orifice

En position fixe, les orifices, vannes, plaques diminuant la section d'une conduite donnent un débit limité mais non constant puisque fonction de la charge. En pratique ils sont néanmoins suffisants dans la grande majorité des cas pour assurer le service souhaité. Ils nécessitent toutefois une protection (grille,…), une surveillance et un entretien réguliers.

La valeur approchée du débit écoulé à travers un orifice (placé dans le fond ou les parois d'un réservoir) est donné par la formule générale (loi de Toricelli) :

$$Q = mS\sqrt{2gh} \qquad \textbf{(Équation 61)}$$

Avec :

m = coefficient de débit dépendant de la forme de l'orifice
S = l'aire en m² de l'orifice
h = la charge en m sur le centre de l'orifice
g = accélération de la pesanteur (m/s²)

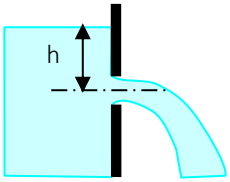
Valeurs expérimentales de m :

Orifice circulaire

$$Q = mS\sqrt{2gh}$$ **(Équation 62)**

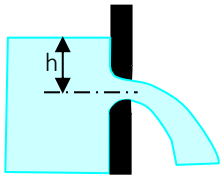
Orifice circulaire mince paroi

m=0,6



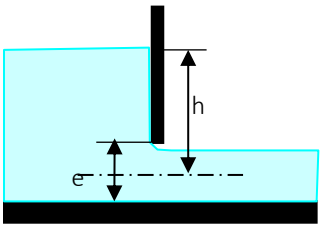
Orifice circulaire à bords arrondis

m=0,98 ≈ 1



Vanne rectangulaire

$$Q = mLe\sqrt{2gh}$$ **(Équation 63)**



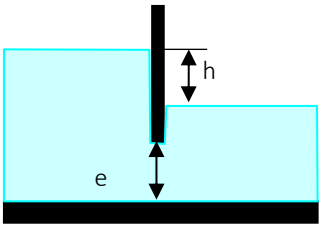


Figure 86: Valeurs expérimentales du coefficient de débit des orifices

Un calcul plus détaillé du cas des orifices est consultable en VII.6 – Annexe G.

VI.2.6.3.2 Lame déversante

Les seuils flottants (à ne pas confondre avec les régulateurs à flotteur), les écrémeurs de surface permettent d'évacuer les eaux issues d'un bassin d'orage, en privilégiant les eaux de surface. Ces appareils sont constitués d'une lame déversante, maintenue à une profondeur constante de la surface par des flotteurs, ainsi le débit d'évacuation est invariable.

- Formule générale du débit d'un seuil rectangulaire :

$$Q = mLh\sqrt{2gh}$$ **(Équation 64)**

Pour un seuil fonctionnant en écoulement dénoyé, le débit est donné par la formule classique :

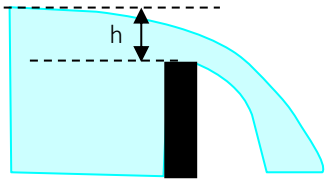
Avec :

Q : Débit déversé par le seuil en m3/s
m : Coefficient caractéristique du seuil. Les valeurs usuelles de m sont les suivantes : m=0,43 sans contraction latérale, m= 0,40 avec contraction latérale.
L : Longueur du seuil en m
h : hauteur d'eau au-dessus du seuil, mesurée en amont du seuil à une distance d'au moins 4h, exprimée en mètres.
g : Accélération de la pesanteur

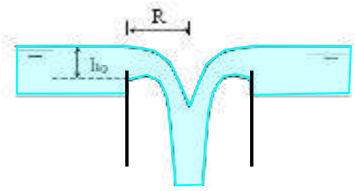
- Formule du déversoir à seuil circulaire

Les déversoirs circulaires (tulipes ou puits) peuvent être assimilés à des seuils linéaires de même type, tant que leur rayon R reste suffisamment grand par rapport à la charge h pour qu'ils fonctionnent en écoulement dénoyé. Ainsi, sachant que la longueur déversante est égale à 2πR, le débit est donné par la relation :

$$Q = m \times 2\pi R\sqrt{2g}h^{3/2} \; avec \; 0,39 < m < 0,44 \qquad \textbf{(Équation 65)}$$



Déversoir à nappe libre



Seuil circulaire normal ou tulipe (déversoir en puits)

Figure 87 : Déversoirs

VI.2.6.4 Appareils préfabriqués permettant de limiter un débit :

Cf. **Annexe F : Limiteur, Régulateur de débit - Appareils préfabriqués permettant de limiter le débit**

VI.2.6.5 Pertes de charge singulières dans les canalisations, raccords et vannes

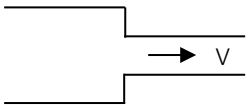
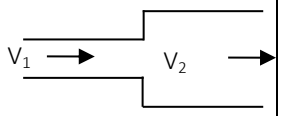
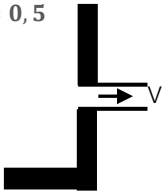
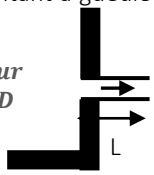
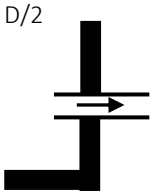
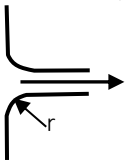
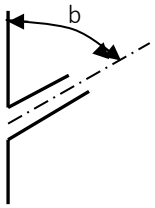
Une perte de charge singulière crée en elle-même une limitation du débit. Nous rappelons dans le tableau ci-dessous les pertes de charge usuelles que l'on trouve couramment dans la littérature.

Le passage du l'eau à un point singulier occasionne une perte de charge donnée par la formule :

$$Dh = K\frac{V^2}{2g} \qquad \textbf{(Équation 66)}$$

Avec :

Dh = Perte de charge en mètres d'eau
K = coefficient de perte de charge sans dimension déterminé expérimentalement pour chaque type de point singulier
V = Vitesse moyenne de l'eau dans la section considérée en m/s
g = accélération de la pesanteur (m/s²)

<table>
<tr>
<td>Rétrécissement brusque</td>
<td> 
</td>
<td>$\Delta h = 0,5\left(1-\frac{D_2^2}{D_1^2}\right)\frac{V^2}{2g}$ (Équation 67)
D_1 : diamètre avant rétrécissement en m
D_2 : diamètre après rétrécissement en m
V = Vitesse moyenne après rétrécissement en m/s</td>
</tr>
<tr>
<td>Elargissement brusque</td>
<td> 
</td>
<td>$\Delta h = \left(1-\frac{D_1^2}{D_2^2}\right)\frac{V_1^2}{2g}$ (Équation 68)
D_1 : diamètre avant rétrécissement en m
D_2 : diamètre après rétrécissement en m
V_1 =Vitesse moyenne après rétrécissement en m/s
V_2 =Vitesse moyenne après rétrécissement en m/s</td>
</tr>
<tr>
<td>Départ d’une conduite à partir d’un grand réservoir
$Dh = K\frac{V^2}{2g}$
(Équation 69)</td>
<td>$K = 0,5$
 
</td>
<td>Ajutage débitant à gueule bée
$K = 1,5\ pour\ 2D < L < 5D$
 
</td>
<td>Saillie > D/2
$K = 1$
  </td>
</tr>
<tr>
<td>Avec raccord à bords arrondis
Si $r/D > 0,18\ \ K = 0,005$
 
</td>
<td colspan="3">Raccord cylindrique oblique
$K = 0,5 + 0,3\cos(b) + 0,2cos^2(b)$
 

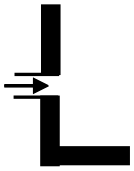
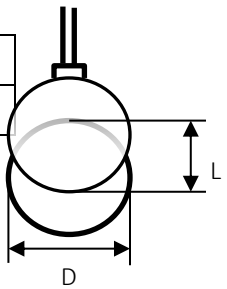
<table>
<tr><td>b</td><td>20°</td><td>30°</td><td>45°</td><td>60°</td><td>70°</td><td>80°</td><td>90°</td></tr>
<tr><td>K</td><td>0,96</td><td>0,91</td><td>0,81</td><td>0,70</td><td>0,63</td><td>0,56</td><td>0,50</td></tr>
</table></td>
</tr>
<tr>
<td>Arrivée d’une conduite dans un grand réservoir
$K = 1$
  </td>
<td colspan="3">Robinet-vanne - Valeurs de K en fonction del’abaissement de l’opercule
<table>
<tr><td>L/D</td><td>0</td><td>1/8</td><td>2/8</td><td>3/8</td><td>4/8</td><td>5/8</td><td>6/8</td><td>7/8</td></tr>
<tr><td>K</td><td>0,12</td><td>0,15</td><td>0,26</td><td>0,81</td><td>2,06</td><td>5,52</td><td>17</td><td>98</td></tr>
</table>

</td>
</tr>
</table>

Figure 88 : Pertes de charge singulières

VI.2.7 Stations de pompage

(Cf. article (Bauer, 2013))

Les stations de pompage en assainissement sont de différente nature en fonction :

- de la composition des effluents à pomper (eaux claires, ou à l'inverse, eaux chargées, présence de corps solides, de filasses, de manières minérales, …) ;
- du débit à évacuer (du pompage en réseau séparatif d'eaux usées jusqu'aux stations de crues) ;
- de la dénivelée à vaincre (vis d'Archimède, pompe, refoulement pneumatique) ;
- de l'éloignement de la station par rapport au point de rejet (relevage ou refoulement).

Ces différentes caractéristiques vont conditionner la conception et le dimensionnement d'une installation tant au niveau de son génie civil que de son équipement électromécanique.

VI.2.7.1 Définition des besoins

Il est primordial de définir avec précision :

- le débit nominal de l'installation : il s'agit du débit maximum Qp à pomper par l'installation. C'est le débit d'alimentation continu maximum susceptible d'arriver sur l'installation ;
- la hauteur géométrique et les pertes de charges dans les canalisations liées à un déplacement horizontal éventuel :
- si le point de rejet se fait sur place, on parle de poste de relevage. On néglige généralement les pertes de charge linéaires (on peut être amené à prendre en compte les pertes de charge singulières) par rapport à la hauteur géométrique ;
- s'il y a un déplacement horizontal on parle de poste et de conduite de refoulement. Il conviendra alors de mettre en place les équipements de protection : notamment des clapets, et, si nécessaire dispositif anti-bélier, ventouses, vidanges,….
- la nature de l'effluent à pomper : les effluents à pomper peuvent être soit des eaux usées issues d'un réseau séparatif EU, des eaux pluviales issues d'un réseau séparatif EP, des effluents unitaires, des eaux de drainage (dans réseau autorisé uniquement). Ces distinctions sont primordiales pour le choix de l'hydraulique des pompes (Vortex, canal, hélicoïde, hélices, …) et pour la définition des pré-traitements éventuels à prévoir ;
- le degré de fiabilité recherché : une station de pompage en assainissement doit assurer un service permanent, toute défaillance est dommageable au système d'assainissement, à la salubrité publique et au milieu récepteur. Il convient de ce fait de prendre un maximum de dispositions pour pallier les possibles dysfonctionnements des équipements.

VI.2.7.2 Conception

VI.2.7.2.1 Types d'installation

En fonction des souhaits du maître d'ouvrage ou de son exploitant, différents types d'installation peuvent être prévues :

- pompes centrifuges en :
  - fosse humide ;
  - fosse sèche ;
- pompe en tube ;
- vis d'Archimède ;
- aéro-éjecteur (refoulement pneumatique) :
- pompage en ligne.

VI.2.7.2.2 Les prétraitements

Des prétraitements peuvent être nécessaires pour fiabiliser le pompage des effluents, cependant, une bonne conception de l'hydraulique de la pompe peut permettre d'éviter ou de limiter les prétraitements. Les prétraitements peuvent être

- un dessableur (cf. § VI.3.1.2) ;
- un panier de dégrillage ;
- un dégrilleur automatique (cf. § VI.3.2) ;
- des broyeurs en ligne.

VI.2.7.2.3 L'ergonomie

L'ergonomie est primordiale, au regard des contraintes d'exploitation que représente une telle installation, de ce fait, les opérations de maintenance doivent être facilitées. On veille particulièrement à :

- l'aménagement d'un accès pour les véhicules de service ;
- préserver la possibilité de consignation hydraulique de l'installation ;
- prévoir des ouvertures suffisantes pour permettre l'extraction en toute sécurité des équipements ;
- prévoir l'installation de dispositifs de levage ;
- mettre en place un accès sécurisé permanent pour les installations dans lesquelles le personnel d'entretien peut être appelé à descendre.
- étudier la ventilation des fosses.

VI.2.7.2.4 Pompes centrifuges : type d'hydrauliques (roues)

La section de passage d'une pompe représente schématiquement le diamètre du plus grand corps sphérique pouvant passer au travers de la pompe sans déformation. Cette notion est très importante en assainissement. L'expérience montre qu'il ne faut pas la diminuer à moins de 80 mm dans le cas de présences de corps solides

La section de passage doit être d'un diamètre inférieur à celui de la conduite de refoulement (relèvement) excepté dans les cas où des pompes broyeuses ou dilacératrices sont installées.

Le choix d'une pompe centrifuge porte, indépendamment du point de fonctionnement souhaité, sur :

- les extrêmes possibles et les réserves souhaitables en débit et en charge ;
- le type de roue, la contribution complémentaire III propose 7 types de roues différentes ;
- la section de passage ;
- les limites du moteur ;
- le rendement ;
- l'encombrement de la pompe.
- d'autres critères sont également importants :
  - matériaux en fonction de la qualité de l'effluent pompé ;
  - type de garniture d'étanchéité en fonction de la qualité de l'effluent pompé ;
  - besoin de détecteurs de température et de sondes de contrôle d'étanchéité.

VI.2.7.2.5 Instrumentation

On rencontre 2 types de capteurs :

- les détecteurs qui sont des capteurs « tout ou rien » ;
- les capteurs analogiques.

Pour la détermination du niveau d'eau dans les bâches les principaux capteurs sont :

- détection de niveau par interrupteur à flotteur ;
- détection de niveau par tiges conductives ;
- mesure de niveau par sonde de pression immergée :

  - capteurs à jauge de contrainte dits « piézorésistifs » ;
  - capteurs à effet capacitif ;
- mesure de niveau par sondes ultrasoniques ;
- mesure de niveau par sonde radar.

Le débit des conduites de refoulement en charge se mesure essentiellement à l'aide de débitmètres électromagnétiques.

VI.2.7.2.6 Automatisme et télésurveillance

Les fonctionnalités minimales suivantes doivent être garanties :

- automatisme de pompage en fonction du niveau ;
- relais de sous-charge (manque d'eau) et relais de surcharge pour conduites de refoulement ;
- mode dégradé (si automate ou télé-transmetteur en panne) de préférence en logique câblée pour les petites et moyennes installations ;
- télétransmission vers un poste superviseur des informations de fonctionnement sur support adapté ;
- télésurveillance (report des alarmes vers l'astreinte).

VI.2.7.3 Dimensionnement

VI.2.7.3.1 Calculs de dimensionnement des pompes

(Cf. (Bauer, 2013))

VI.2.7.3.2 Volume utile de la bâche de reprise

Le volume utile d'une fosse de pompage correspond au volume compris entre le niveau de démarrage et le niveau d'arrêt. Le niveau de marnage bas est à définir en fonction des préconisations du constructeur afin d'éviter la cavitation, et à garantir le refroidissement du moteur. Le volume réel de la fosse de pompage est donc égal au volume utile "Vu", plus le volume correspondant à la distance entre le radier et le niveau d'arrêt des pompes.

Avec un effluent « eaux usées », en niveau haut, l'arrivée se fait en chute dans la bâche et la conduite ne sert en aucun cas de stockage.

Le temps "t" qui sépare deux fonctionnements successifs de la pompe donne la durée d'un cycle : il est égal au temps de remplissage et de vidange du volume "Vu".

Le nombre horaire de cycle "F" doit être limité à 15.

En fonction de l'évolution technique des pompes, la valeur habituelle de 6 démarrages/heure est devenue caduque. Il est conseillé de respecter les valeurs suivantes :

- F = 15 démarrages/heure pour des puissances < 4 kW
- F = 12 démarrages/heure pour des puissances de 4 à 12 kW
- F = 10 démarrages/heure pour des puissances de 12 à 30 kW
- F = 6 démarrages/heure pour des puissances > 30 kW

Le volume utile d'une fosse de pompage dépend du débit et du nombre de démarrages souhaité pour les pompes. La durée minimale d'un cycle de pompage est obtenue pour :

$$Vu = \frac{3{,}6 \cdot Qp}{4 \cdot F} \qquad \textbf{(Équation 70)}$$

Avec :

Vu : volume utile en m^3
Qp : débit de pompage en L/s
F : nombre de démarrages par heure.

La programmation alternée des démarrages sur deux pompes permet de diviser par deux le volume de la fosse de pompage, car F est alors doublé. En contrepartie, la sécurisation de l'installation peut demander la mise en place d'une troisième pompe.

La différence entre les hauteurs de marnage haut et bas doit être suffisante pour permettre le bon fonctionnement des capteurs de niveau. Une hauteur inférieure à 50 cm n'est pas envisageable.

VI.2.7.3.3 Conduite de refoulement

VI.2.7.3.3.1 Dimensionnement hydraulique

Le diamètre de la canalisation de refoulement peut être calculé à l'aide de la relation :

$$D = \frac{1}{1000}\sqrt{\frac{4000 \cdot Qp}{\pi \cdot V}} \qquad \textbf{(Équation 71)}$$

Avec :

D : diamètre en m
Qp : débit pompé en L/s
V : vitesse de l'effluent dans la canalisation de refoulement en m/s

Afin d'éviter la formation d'hydrogène sulfuré dans la canalisation de refoulement, il est conseillé de minimiser la section d'écoulement pour limiter les temps de séjour. Pour cela, il est conseillé de respecter une vitesse V comprise entre 1,5 et 2 m/s qui permet également d'empêcher la formation de biofilms par arrachement mécanique.

Il faut noter que cette situation souhaitable n'est pas toujours applicable en raison des contraintes qu'elle génère :

- pertes de charge élevées incompatible avec les pompes à section de passage important ;
- dispositif anti bélier surdimensionné ;
- …

VI.2.7.3.3.2 Prise en compte des phénomènes transitoires

Le régime d'écoulement cesse d'être permanent dans une conduite dès que la manœuvre d'un appareil (pompe, vanne, clapet...) modifie les caractéristiques initiales de l'écoulement. L'écoulement varie alors au cours du temps jusqu'à ce qu'un nouveau régime permanent s'établisse.

Il est important de vérifier le comportement du réseau en régime variable même s'il ne concerne que des périodes relativement courtes.

Les variations des caractéristiques hydrauliques (pressions, vitesses...) peuvent être en effet brutales et atteindre des valeurs élevées susceptibles d'endommager gravement le réseau. Le phénomène du "coup de bélier" se produit dans une conduite lorsqu'un régime variable se substitue au régime permanent initial.

Le coup de bélier se résume à la formation d'une onde de pressions (surpression et dépression) provoquée par une modification brutale du régime d'écoulement. Cette onde se propage à une vitesse a encore appelée célérité qui peut être définie selon le tableau suivant en fonction du matériau constituant la canalisation.

Tableau 29 : Célérité de l'onde de pression en fonction du matériau

Matériau de la conduite	a en m/s
Fonte	900 à 1300
Acier	1000 à 1250
PVC (normal)	300 à 500
Polyéthylène haute densité	230 à 430

Les formules ci-après permettant d'estimer dans des cas simples les maximas en valeur absolue de variation en plus ou en moins de la pression par rapport au régime normal.

On distingue deux cas :

1) Variation instantanée de la vitesse d'écoulement

Formule d'Allievi :

$$\delta P = a\frac{\delta U}{g} \qquad \textbf{(Équation 72)}$$

Où : δU est la variation de vitesse en régime permanent avant et après le coup de bélier.

2) Variation linéaire de la vitesse d'écoulement en fonction du temps

La formule de Michaud donne :

$$\delta P = 2L\frac{\delta U}{gT} \qquad \textbf{(Équation 73)}$$

où : L est la longueur de la conduite en m

T est la durée de la variation de vitesse en s

Remarque : les coups de bélier se calculent de façon complète par la méthode graphique due à Louis Bergeron.

Lorsque l'installation projetée ne permet pas de pallier le coup de bélier il est indispensable de prévoir la mise en place de dispositifs de protection contre les coups de bélier :

- aspiration auxiliaire : elle est constituée par un tube, d'un diamètre au moins égal à celui de la conduite de refoulement, plongeant dans la bâche de pompage et munie d'un clapet s'ouvrant lors de la dépression ;
- réservoir anti-bélier à régulation d'air automatique (ARAA) : cet appareil renferme une chambre de compression bien délimitée par un tube central. Au sommet de ce tube, une boite à clapet équipée d'un clapet spécial met l'appareil en communication avec l'atmosphère lorsque la pression dans la chambre de compression atteint sensiblement la pression atmosphérique ;
- réservoir anti- bélier à vessie.

VI.2.7.3.3.3 Cas où la conduite de refoulement comporte un point haut

Il y aura lieu d'installer une ventouse au (ou aux) point haut.

Afin de garder la conduite en eau il peut être nécessaire de prévoir une extrémité remontée à la cote du point haut en remontée ou en lyre au niveau du regard de raccordement sur la conduite gravitaire exutoire.

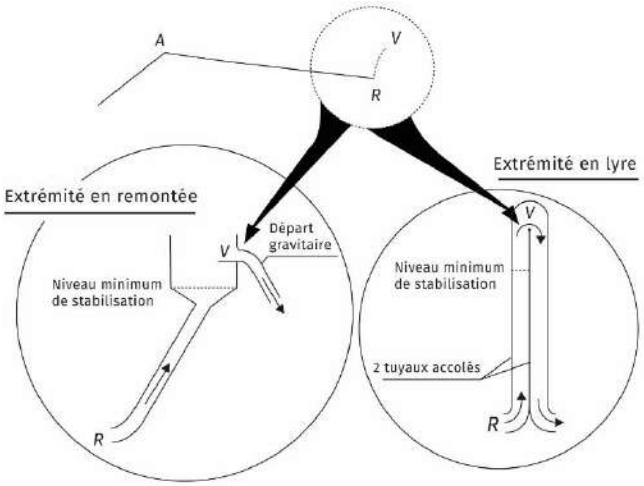


Figure 89 : Raccordements d'une conduite de refoulement comportant un point haut sur une conduite gravitaire

VI.2.7.3.3.4 Evaluation du risque H_2S

L'évaluation des risques de formation de l'hydrogène sulfuré dans une conduite sous pression se fait à partir de la méthode « de Fayoux »(Cf. (Sadowski 2012)).

Le tableau d'évaluation des risques de Fayoux permet d'estimer les risques de formation de sulfures dans les réseaux sous pression. Il ne constitue donc qu'un pré-diagnostic. Il nécessite de connaître la température de l'effluent, le temps de séjour moyen 24h, la vitesse moyenne de l'effluent ainsi que la vitesse instantanée, ainsi que la valeur de son potentiel Redox.

Les temps de séjour moyen et vitesse moyenne du flux sont définis comme suit :

$$T_{Séjour\ Moyen} = \frac{Volume_conduite \times 24}{Volume_rejet_journalier} \qquad \textbf{(Équation 74)}$$

$$U_{moyen} = \frac{Volume_rejet_journalier}{Section_conduite \times 86400} \qquad \textbf{(Équation 75)}$$

et ensuite les risques sont évalués grâce au tableau de Fayoux.

Tableau 30 : évaluation des risques de formation d'H_2S (Fayoux)

Température* (°C)	5	10	15	20	>20
Note	0	2	4	10	20
Temps de séjour moyen journalier*	1h	3h	6h	12h	24h
Note	0	1	4	6	15
Vitesse moyenne du flux** (m/s)	1	0,8	0,6	0,4	0,2
Note :					
Vitesse instantanée<1m/s	0	1	2	6	10
Vitesse instantanée>1,5m/s	0	0	0	2	6
Potentiel Redox de l'effluent (mV)	+200	+100	0	-100	-200
Note	0	3	15	30	30

* : Valeur maximum
** : Valeur minimum

Sommes des notes	Risque
0 – 5	Nul
5 – 10	Faible
10 – 20	Important
20 – 30	Certain

Si le risque hydrogène sulfuré est avéré, un traitement de l'effluent doit être mis en place (par exemple, nitrates de calcium, chlorure ferrique, eau oxygénée, injection d'air…) au niveau de la station de pompage (cf. (Bauer, 2013)).

VI.2.7.3.3.5 Raccordement de la conduite de refoulement dans un réseau gravitaire

On distingue deux cas de raccordement :

- en tête de réseau gravitaire : le réseau gravitaire, au point de raccordement, n'évacue que le débit refoulé. Il n'y a pas de difficultés en matière hydraulique, mais on peut être confronté au problème de dégazage de l'hydrogène sulfuré ;
- dans un réseau dans lequel transitent d'autres débits (raccordement en té) : on se trouve à une jonction entre un réseau gravitaire et le refoulement. Outre le risque d'hydrogène sulfuré éventuel, il peut être nécessaire d'optimiser les conditions hydrauliques de raccordement.

Prise en compte de l'hydrogène sulfuré :

Le dégagement d'hydrogène sulfuré au point de décharge de la conduite de refoulement dans la conduite gravitaire est un phénomène fréquent. Il convient donc de le prendre en compte dès la conception de l'ouvrage.

Dans le cas ci-dessous, où le débit refoulé arrive en chute (cf. Figure 90), le déversement de l'effluent provoque des turbulences dans l'écoulement ce qui favorise le dégagement d'hydrogène sulfuré et provoque odeurs et corrosion dans et à l'aval du regard.

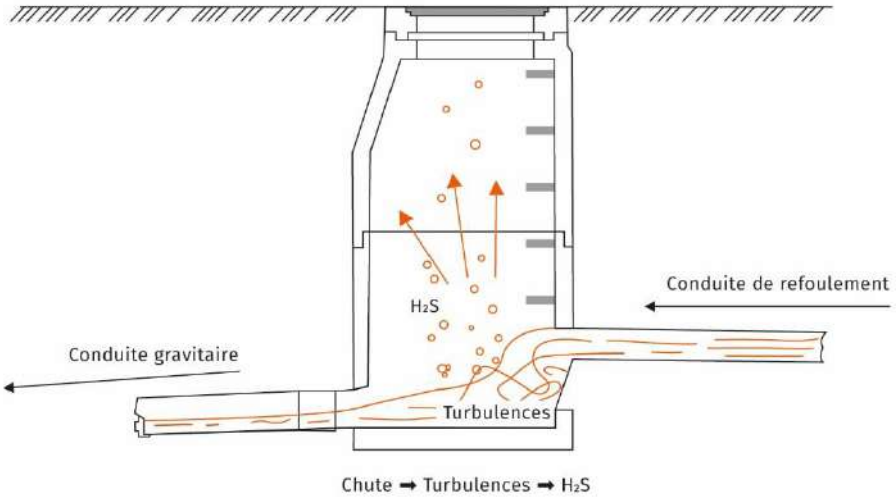


Figure 90 : raccordement incorrect engendrant nuisances olfactives et corrosion du réseau aval

La Figure 92, montre un regard dont le radier est aménagé de manière à éviter toute turbulence, le dégagement d'hydrogène sulfuré est alors bien moindre.

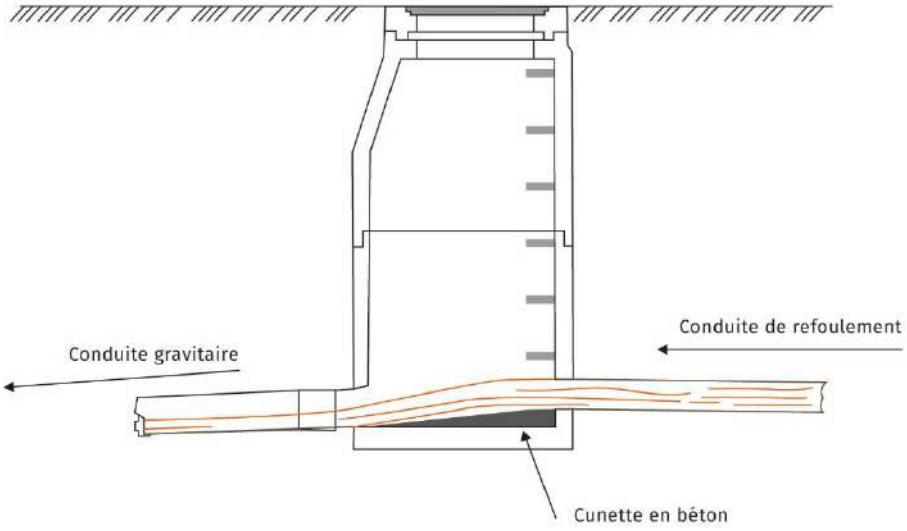


Figure 91 : raccordement correct diminuant nuisances olfactives et corrosion du réseau

Si les dispositions du § VI.2.7.3.3.4 ne peuvent être prises, d'autres solutions possibles consistent à utiliser des matériaux insensibles à la corrosion aussi bien au niveau du regard de décharge qu'au niveau de la conduite gravitaire sur toute la longueur où il y a un risque de corrosion (en général, à minima sur les 20 premiers mètres en aval du débouché).

Une ventilation de l'ouvrage de décharge avec un évent est également conseillée pour diluer ou évacuer les gaz formés, en outre, elle est indispensable pour prendre en compte les variations de pression liées au fonctionnement intermittent du pompage.

Hydraulique des raccordements en té

Lorsque le débit dans la canalisation gravitaire est en régime fluvial (cf. § IV.7) le débit refoulé instantané peut engendrer des perturbations hydrauliques alors que le calcul au débit moyen ne fait pas apparaître ces perturbations.

A cet effet le débouché de la canalisation sous pression se fait dans un regard de réception intermédiaire (Figure 92), aménagé de sorte que ce débouché reste en eau (brise vitesse). Une canalisation gravitaire de liaison doit être raccordée dans la canalisation principale avec un angle permettant un bon écoulement hydraulique de l'effluent pompé (cf. Figure 93 et § VI.2.3.1.1.1).

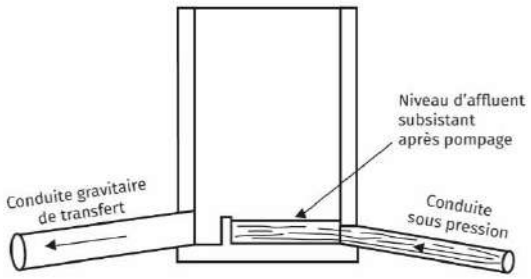


Figure 92 : Aménagement du regard intermédiaire de réception

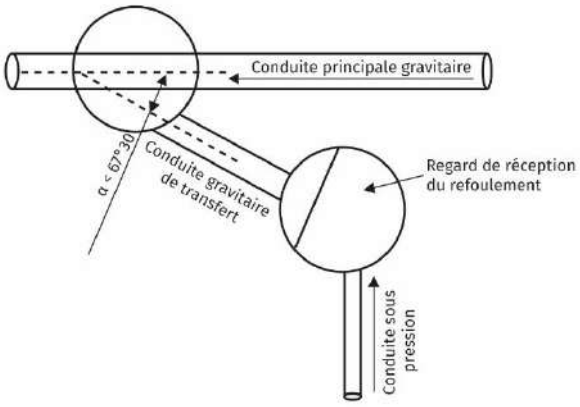


Figure 93 : Raccordement de la canalisation sous pression par regard intermédiaire de réception

VI.3 OUVRAGES D'INTERCEPTION

Il s'agit, d'une part, d'ouvrages relativement rustiques permettant d'intercepter des solides grossiers ou des sables pour protéger des ouvrages aval : réseau, bassin, ouvrage de traitement, ouvrage d'infiltration, techniques alternatives, etc. Il s'agit d'autre part d'ouvrages de rétention de la pollution chronique ou accidentelle pour protéger les milieux aquatiques superficiels ou les nappes. Dans les deux cas, ces ouvrages accumulent des déchets qu'il fait évacuer vers un centre de traitement adapté à leur teneur en polluants et leur granulométrie.

VI.3.1 Interception des solides grossiers denses

La présence de solides grossiers denses (granulométrie supérieure à 200 microns : sables, graviers, etc.) entraîne des difficultés d'exploitation des réseaux aval notamment dans les secteurs où l'auto curage est insuffisamment

assuré et un colmatage des ouvrages d'infiltration. Il est donc judicieux d'extraire ces solides au moyen d'ouvrages spécifiques.

La fonction des pièges à charriage est de capter les éléments les plus grossiers trop lourds pour être mis en suspension.

La fonction des dessableurs et débourbeurs est d'arrêter les solides plus denses que l'eau afin de protéger les équipements aval.

Les sédiments captés par les ouvrages ne doivent pas être remobilisés par de forts débits. Les ouvrages doivent donc être dimensionnés en conséquence.

Les ouvrages doivent être curés une à deux fois par an. Le volume de stockage des solides captés doit donc être dimensionné en conséquence. Ils doivent faire l'objet d'aménagements les rendant accessibles au personnel : ventilation forcée, banquette, ligne de vie, signalisation, parking en surface sans risque pour la circulation.

VI.3.1.1 Pièges à charriage

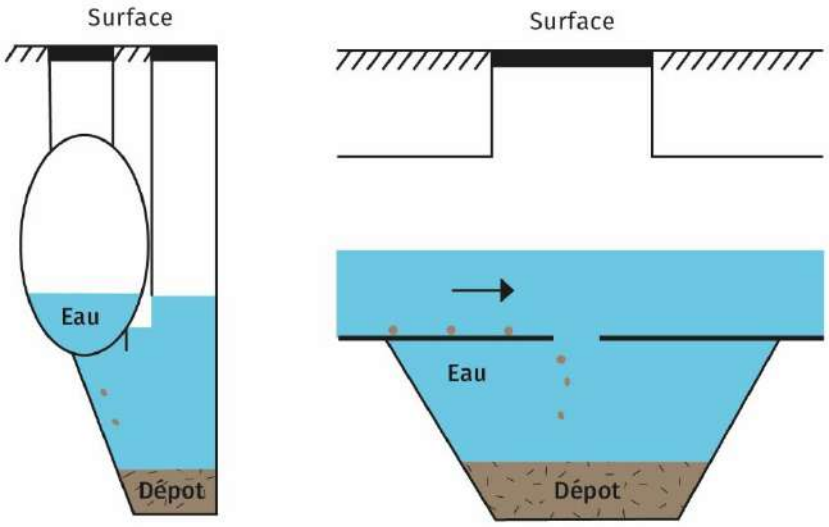
Les pièges à charriage doivent :

- permettre l'interception des solides charriés par l'espace ménagé dans le radier ;
- empêcher la décantation des matières en suspension et permettre le maintien du régime de l'écoulement dans le collecteur ;
- retenir les solides interceptés tant que leur niveau de remplissage maximum n'est pas atteint ;
- être faciles à entretenir et ne pas être générateurs de nuisances dans les zones urbaines.

Le piège à charriage est constitué par une ouverture transversale en radier, permettant aux solides charriés de chuter et d'alimenter une fosse décalée avec accès latéral pour permettre le curage sans passer par l'ouverture du piège. La dimension de l'ouverture du piège (de l'ordre d'une trentaine de centimètres) est déterminée en fonction de la vitesse de l'écoulement.

En système unitaire, l'ouverture transversale peut être fermée depuis la surface pour isoler la fosse de l'écoulement principal par un système de trappe, pour permettre le curage hors d'eau avec une aspiratrice, tout en maintenant les conditions normales d'écoulement.

La fosse de réception des solides est constituée par un décaissement du radier dont le volume est calculé en fonction de la production estimée des matériaux charriés dans le bassin versant drainé et des fréquences d'entretien envisagées. Sa forme permet de rassembler les matériaux capturés au droit du regard d'extraction pour faciliter cette opération. En général, ce volume est de l'ordre de 4 à 5 m^3, volume habituel des aspiratrices chargées de vider le piège.



VI.3.1.1.1

Figure 94 : Schémas d'un piège à charriage

Le piège à charriage se positionne en amont des zones sujettes à l'ensablement, en choisissant une section où les conditions d'écoulement permettent le charriage des particules. Il faut pour cela des conditions de pente supérieures à 5‰ (5mm par mètre) sans influence aval.

Figure 95 : Photo d'un piège à charriage à Marseille

VI.3.1.2 Débourbeurs

Les débourbeurs ont le même objectif que les dessableurs, mais ils permettent la rétention des particules de granulométrie plus importante (de 250 microns à 1000 microns). L'abattement des MES reste néanmoins « non significatif » pour des applications en assainissement pluvial. Ils intègrent parfois une fonction de déshuilage.

Ce sont des ouvrages compacts caractérisés par leurs fournisseurs à l'aide des débits traversiers. Ce type d'ouvrage est à utiliser sur des sites où l'on trouve de la terre ou d'autres particules susceptibles de se déposer dans les ouvrages aval (collecteur, déshuileur, etc.).

VI.3.1.3 Dessableurs (chambres à sables)

Les dessableurs sont dimensionnés pour retenir des sables (et des débris). Cette séparation gravitaire s'effectue par limitation de la vitesse horizontale des fluides.

L'implantation d'un dessableur est recommandée dans les collecteurs de grandes dimensions (visitables) :

- en réseau séparatif, eaux pluviales :
  - en amont sur un réseau à faible pente (prévention de la sédimentation et de l'obturation) ;
  - en amont d'une structure d'infiltration ;
  - en amont d'un siphon (cf. § VI.4.3) ;
  - en amont de certains ouvrages de traitement.
- en réseau unitaire :
  - dans les réseaux à faible pente ;
  - avant rejet dans un collecteur plus important dans lequel la vitesse d'écoulement est généralement plus lente.

Ces ouvrages sont caractérisés par leur charge hydraulique superficielle obtenue en rapportant le débit maximal à traiter à la surface (longueur x (largeur au miroir)). Un ordre de grandeur de charge hydraulique superficielle pour un dessablage à 200 microns est de 50 à 60 m/h ce qui correspond à une surface minimale de 0,06 m^2 par l/s traité.

Pour éviter le réentrainement des sédiments piégés, le dessableur doit être conçu pour que la vitesse horizontale de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage soit comprise entre 0,2 et 0,4 m/s dans la gamme des débits prévus pour son utilisation, en général le débit de pluie niveau 1. La conception du dessableur se fait en fonction du choix de la taille des particules à éliminer. Pour éviter le relargage des particules piégées un by-pass peut être installé pour faire transiter les débits excédents la capacité fonctionnelle de l'ouvrage.

L'installation de 2 canaux en parallèle permet une rotation pour l'entretien.

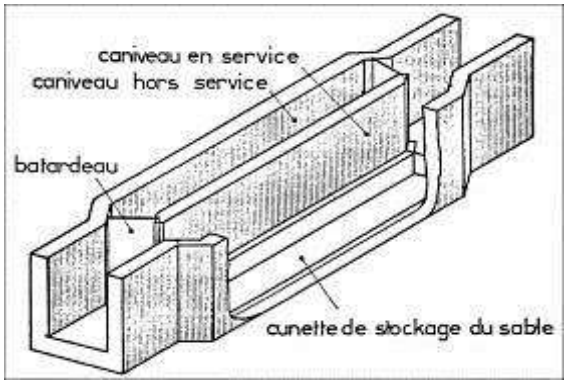


Figure 96 : Dessableur rectangulaire à couloirs

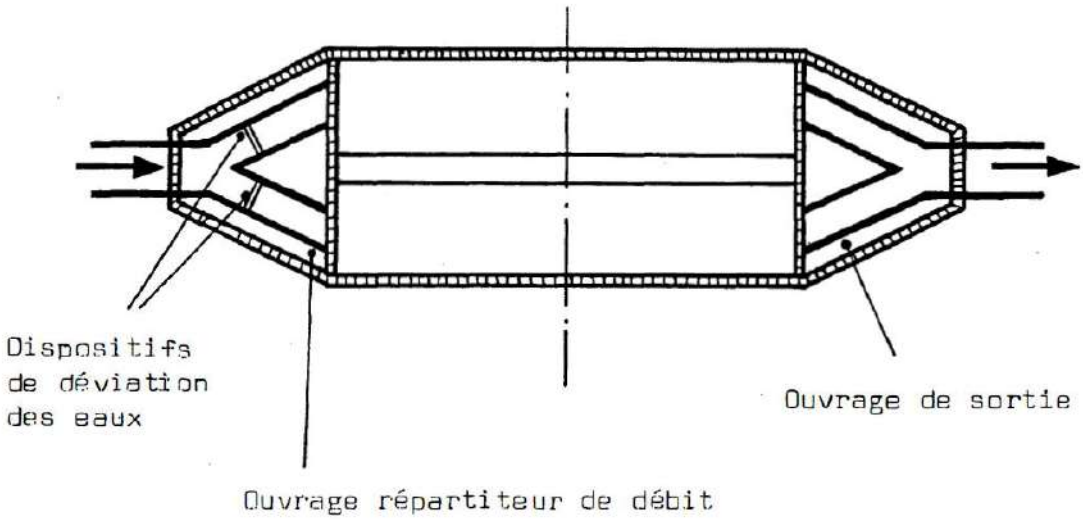


Figure 97 : Chambre de dessablement à deux compartiments (fonctionnement alterné pour l'entretien)

VI.3.2 Dégrilleurs

La fonction d'un dégrilleur est d'arrêter les solides légers et grossiers pour protéger les équipements situés à l'aval, assurer le bon fonctionnement des ouvrages et réduire les pollutions visuelles.

La fonction de dégrillage peut être assurée par des grilles simples ou des grilles mécanisées équipées de système de collecte des déchets interceptés.

On distingue 3 grandes familles de dégrilleurs :

VI.3.2.1 Dégrilleur statique

Les dégrilleurs statiques sont des équipements

- dont la fonction est de protéger l'aval du colmatage et de la pollution visuelle.
- lourds à entretenir
- à réserver aux ouvrages strictement pluviaux.

Ils sont caractérisés par un espacement des barreaux qui dépend de la qualité du dégrillage souhaité, et usuellement compris entre 60 à 100 mm.

Il est nécessaire de prévoir un by-pass amont. Il est également conseillé d'effectuer un contrôle régulier et après chaque événement pluvieux important.

VI.3.2.2 Dégrilleur automatique à extraction de déchets

Un dégrilleur automatique à extraction de déchets comporte : une commande automatique destinée à racler la grille et à extraire les déchets et flottants qui sont stockés dans des conteneurs pour évacuation à la décharge. Ces équipements nécessitent, entre autres, une alimentation électrique, et la mise à disposition d'un container à déchets adapté au volume collecté entre deux visites.

Ils sont caractérisés par un espacement des barreaux qui dépend de la qualité du dégrillage souhaité :

- pré-dégrillage, ou dégrillage grossier, espacement entre 30 et 40 mm ;
- dégrillage, espacement compris entre 10 et 20 mm ;
- dégrillage fin, espacement d'environ 10 mm ;
- « tamisage », maille < 10 mm.

La grille est de préférence inclinée vers l'amont pour laisser les déchets en bas de grille et réduire ainsi les risques de colmatage.

Outre la qualité du dégrillage, le choix de la grille se fait en fonction du débit de pointe, et de la fréquence d'entretien envisagée.

Il est nécessaire de prévoir un by-pass amont (équipé d'une grille manuelle) et il est possible de réaliser une combinaison de deux grilles de l'entrefer le plus important au plus faible pour limiter les colmatages. Il est également conseillé d'effectuer un contrôle régulier et après chaque événement pluvieux important.

VI.3.2.3 Dimensionnement d'un dégrilleur

La formule suivante fournit une première approximation de la surface d'une « grille » :

$$S = \frac{Q}{V \cdot O \cdot C} \qquad \textbf{(Équation 76)}$$

Avec :

Q = débit d'entrée en m^3/s
S = surface mini de la grille traversée par l'écoulement en m^2
V = vitesse de l'effluent au travers de la grille comprise entre 0,3 et 1,2 m/s
C = coefficient de colmatage : de 0,10 à 0,30 pour les dégrilleurs statiques et de 0,40 à 0,50 pour les dégrilleurs automatiques
O = rapport entre le surface de passage et la surface totale (m^2/m^2)

$$O = \frac{espace\ libre\ entre\ barreaux}{espace\ libre + épaissuer\ barreaux} \qquad \textbf{(Équation 77)}$$

On rapproche la surface ainsi déterminée de la largeur du canal et du tirant d'eau maximum admissible à l'amont de la grille.

Pour un dimensionnement plus précis, les fournisseurs ont chacun leurs règles en fonction de leur conception (step-screen, dégrilleurs verticaux, etc.).

VI.3.3 Tamis

Sur les sites particulièrement sensibles, comme les zones de baignade, il peut être intéressant d'équiper les exutoires d'eaux pluviales de tamis (mailles de quelques mm) afin de préserver le milieu naturel non seulement du rejet de solides grossiers, à l'origine d'une pollution visuelles désagréable, mais encore de solides plus fins. Certains déversoirs d'orage peuvent également être concernés.

L'inconvénient majeur de ces équipements est alors le colmatage du tamis, et les constructeurs d'équipement proposent des dispositifs automatiques variés, comme des brosses par exemple, permettant de prévenir le colmatage tout en espaçant les interventions nécessaires de maintenance. Mais il s'agit de pièces en mouvement, et donc sujettes à des pannes mécaniques.

Il est apparu sur le marché des tamis statiques conçus pour éviter le colmatage sans l'aide d'aucune pièce en mouvement (cf. (Schmitt, et al., 2015)).

VI.3.4 Interception de la pollution

Outre les ouvrages génériques décrits ci-dessous, des dispositifs apparaissent régulièrement sur le marché, qui peuvent être implantés à la source ou à l'exutoire, et dont il convient de tester l'efficacité sur le long terme ainsi que les conditions et les coûts d'exploitation correspondants.

VI.3.4.1 Traitement à la source des eaux de voirie

On s'intéresse ici aux ouvrages préfabriqués desservant des surfaces de quelques centaines à quelques milliers de m^2 et spécifiquement conçus pour retenir la pollution. Rappelons que des ouvrages extensifs de types noues ont également des capacités de rétention de la pollution (voir § V.3).

VI.3.4.1.1 Traitement au niveau de l'engouffrement

Ces équipements peuvent comporter une décantation complétée par un filtre, en général du type « nid d'abeille recouvert de géotextile » ou simplement un ensemble de filtres. Le branchement de ces ouvrages est souvent un drain aboutissant à un dispositif de stockage ou d'infiltration. Il est évident que l'entretien et la surveillance de ce type d'ouvrages doivent être particulièrement suivis.

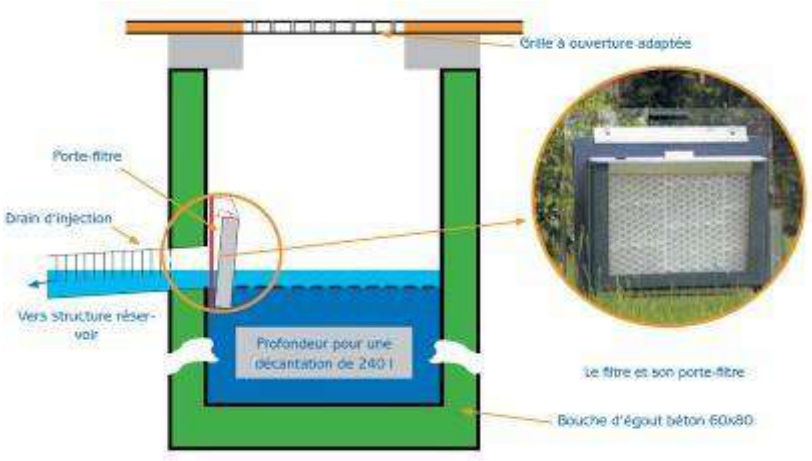


Figure 98 : Exemple de dispositif d'engouffrement sélectif à filtre (ADOPTA)

VI.3.4.1.2 Caniveaux filtrants

(Cf. fiche des techniques alternatives « Les caniveaux filtrant Infiltrant / Filtrant étanches (§ V.3))

Il s'agit d'ouvrages linéaires combinant la collecte des eaux pluviales et leur traitement par filtration à travers un matériau poreux artificiel (substrat). Ils permettent de traiter et, au besoin de stocker temporairement, les eaux de ruissellement avant évacuation dans le sol, soit directement sur place (caniveau filtrant infiltrant) soit déportée à l'aval (caniveau filtrant étanche).

VI.3.4.1.3 Déshuileur

Il s'agit de piéger les hydrocarbures par flottation de la fraction libre concentrée et débourbage de la fraction adsorbée sur les particules. Les déshuileurs-débourbeurs n'ont pas pour fonction d'arrêter la pollution diffuse chronique (irisation).

Ce type d'ouvrage est réservé à l'équipement des surfaces présentant des risques avérés de pollution accidentelle aux hydrocarbures : station-service, dépôt de poids lourds, station de lavage de véhicules…

VI.3.4.2 Traitement par décantation

VI.3.4.2.1 Principe de la décantation

Le principe de la décantation est d'arriver à une séparation liquide / solide. L'action ciblée est la rétention des particules minérales ou organiques les plus fines, les Matières En Suspension avec une granulométrie moyenne D50 de 150 µm (plages de 50 à 250 µm). La captation de ces MES permet d'agir sur les polluants associés à ces fines particules. Les MES sont le principal vecteur de pollution des rejets urbains par temps de pluie, en particulier les polluants type HAP et métaux lourds.

En réseau pluvial, les équipements de traitement de la pollution par décantation doivent permettre d'effectuer un traitement efficace de la pollution chronique (pour le niveau 1 : pluies faibles). Cela permet en outre la rétention d'hydrocarbure en cas d'accident. Ces équipements de pré traitement peuvent utilement être associés à des bassins de rétention et/ou d'infiltration.

Pour faciliter leur maintenance ces systèmes doivent être facilement inspectables/visitables et compatibles avec un entretien à l'aide du matériel standard (cureuse). Une inspection visuelle tous les 6 mois ou après chaque évènement exceptionnel permet de contrôler le volume de boue décantée et de lancer l'opération de curage si nécessaire.

VI.3.4.2.2 Calcul d'un décanteur

Le paramètre clé de dimensionnement d'un décanteur est sa charge surfacique, ou vitesse ascensionnelle. C'est le rapport du débit à la surface de l'ouvrage projetée sur un plan horizontal, et ce quelle que soit la direction principale de l'écoulement.

$$V_a(m/h) = \frac{Q(m^3/h)}{S(m^2)} \qquad \textbf{(Équation 78)}$$

Ce paramètre est à comparer avec la vitesse de chute V_c (ou vitesse de Hazen) des particules à piéger. Pour les particules véhiculées par les eaux pluviales cette vitesse de chute est comprise entre 0,3 à 3 m/h. Les particules dont la vitesse de chute est supérieure à la vitesse ascensionnelle sont pour la plupart piégées (*moyennant une conception hydraulique soignée*). Le rendement de l'ouvrage est théoriquement nul pour les particules dont la vitesse de chute est inférieure à la vitesse ascensionnelle. La vitesse ascensionnelle définit donc un seuil de coupure vis à vis des vitesses de chute des particules. Le rendement global de l'ouvrage dépend donc de la distribution des vitesses de chute des particules admises, qui est fonction de leur taille, de leur densité, de leur forme…Celles-ci sont très variables d'un événement à l'autre, voire au court d'un même événement. Le rendement est donc impossible à prévoir avec précision. En revanche on peut se fixer des objectifs de rendement moyen en fonction du seuil de coupure retenu. Ces objectifs peuvent être : 65 % sur les MES et les éléments traces métalliques, et 50 % sur la DCO, les hydrocarbures et les HAP.

La profondeur de l'ouvrage doit fournir un volume de stockage suffisant pour les particules décantées sur une période de plusieurs mois, sans que les conditions hydrauliques d'écoulement de la tranche supérieure ne soient perturbées.

L'efficacité d'un décanteur n'est garantie que si on limite les débits admis pour éviter de ré-entrainer les sédiments accumulés. Cela conduit à installer des déversoirs à l'amont de ces ouvrages : les débits déversés ne bénéficient d'aucun traitement. Le rendement global résulte donc de deux facteurs :

1) le rendement intrinsèque de l'ouvrage, fonction du seuil de coupure ;

2) le taux d'interception, égal au rapport du volume traité sur le volume total (traité + déversé) qui dépend du débit nominal de l'ouvrage (égal au produit de la vitesse ascensionnelle par la surface horizontale utile).

VI.3.4.2.3 Décanteur compact lamellaire

Parmi les procédés on peut citer, les décanteurs compact à dispositif siphoïde avec grille anti remobilisation, les "modules lamellaires" constituées de plaques ou d'alvéoles inclinées superposées. Les systèmes peuvent être conçus à "courants croisés", à "co-courants", ou à "contre-courants".

La technique de décantation lamellaire revient à fractionner le débit entre un certain nombre de décanteurs de faible épaisseur empilés les uns sur les autres. Elle permet ainsi de démultiplier la surface projetée et de réduire l'encombrement par un facteur de l'ordre de 5 à 10.

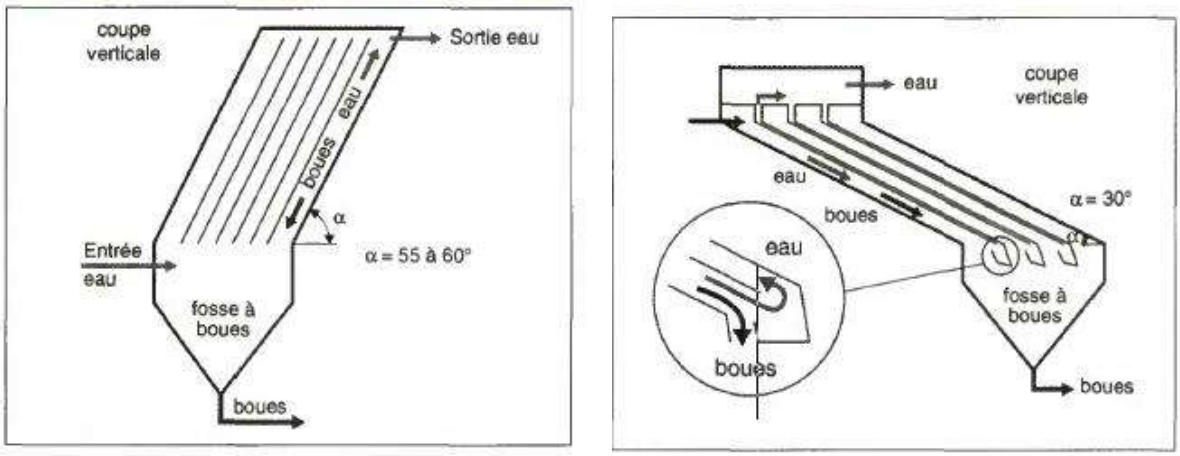


Figure 99 : schémas de principe d'une décantation à contre-courant (g) et à co-courant (d) (Sétra, 1997)

Le décanteur lamellaire est surtout adapté au traitement des eaux pluviales strictes et aucune connexion des eaux usées n'est tolérable en temps sec.

Il doit être alimenté par un débit traversier limité à sa capacité nominale, ce qui peut nécessiter un stockage amont (qui lui-même aura une fonction de décantation, réservant ainsi l'ouvrage compact à la décantation des particules les plus fines), et par la mise en place d'un by-pass.

Ce type de décanteur particulaire est destiné à traiter les effluents contenant des particules grossières (cailloux, flottants), des fines particules et de faibles concentrations d'hydrocarbures.

En position de prétraitement, par exemple pour protéger un bassin paysager, ces ouvrages s'avèrent peu économiques (car il faut alors les dimensionner pour le débit maximum entrant) et il est souvent préférable de prévoir une zone de décantation intégrée au bassin au niveau des entrées (par exemple isolée par un gabion ou une paroi immergés).

VI.3.4.2.4 Décanteur tubulaire contre-courant

Ce procédé est conçu pour permettre la décantation des MES et le stockage des boues produites sous une grille anti-remobilisation.

Ce type de décanteur est destiné à traiter les effluents contenant des particules grossières (cailloux, graviers…), des particules fines (supérieures à 20 µm). Il permet également de piéger les liquides légers en cas de pollution accidentelle. Il est uniquement adapté au traitement des eaux pluviales. Il peut atteindre jusqu'à 80 % d'abattement en MES pour des débits de 2 l/s à 20 l/s par appareil. Pour des débits supérieurs, plusieurs appareils peuvent être installés en parallèle.

L'entretien est réalisé par pompage de l'eau puis hydrocurage des boues.

VI.3.4.2.5 Séparateurs vortex hydrodynamique

Les séparateurs vortex sont des systèmes de prétraitement des eaux pluviales qui utilisent la gravité et la force centrifuge pour séparer et capter les MES, flottants et autres déchets. Les ouvrages sont composés d'une chambre préfabriquée dans laquelle un mouvement de rotation se crée par le simple fait de l'introduction tangentielle de l'effluent.

Des dispositifs optimisant l'efficacité du traitement (bypass interne, zone de stockage des flottants et des matières décantées isolées) peuvent être intégrés à l'ouvrage.

Le pourcentage d'abattement s'exprime pour une granulométrie et un débit. Il peut atteindre jusqu'à 80 % d'abattement pour des particules à partir de 50 µm et des débits de 40 l/s à 350 l/s selon la taille du système.

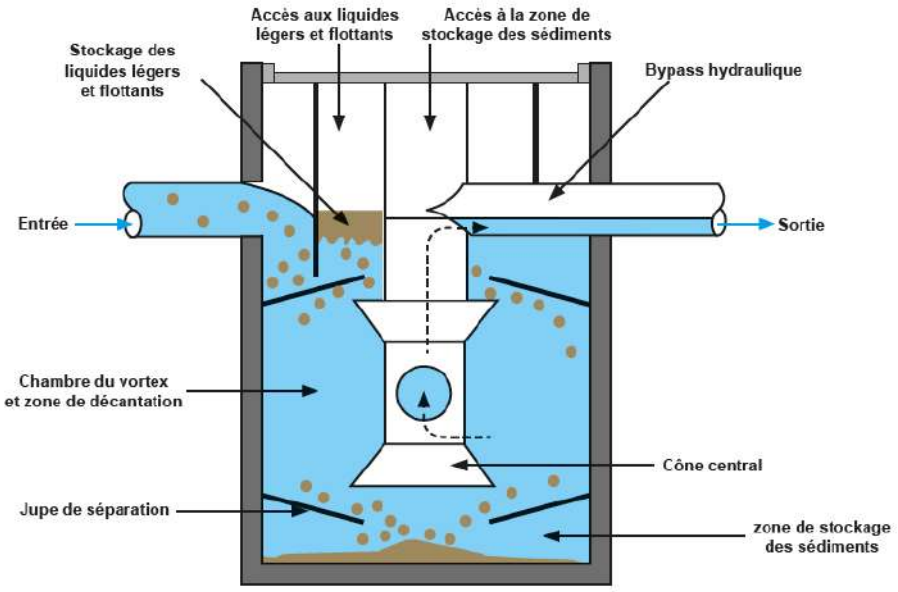


Figure 100 : Principe de séparateur vortex

VI.3.4.3 Traitement par filtres plantés

Les filtres plantés représentent un procédé extensif de traitement, que l'on peut adapter aux eaux de ruissellement.

Les éléments constitutifs d'un filtre planté à flux vertical sont généralement les suivants :

- un substrat constitué d'une couche filtrante, de 40 à 60 cm de sables fins, et d'une couche drainante de graviers (20-40) d'environ 20-25 cm d'épaisseur, au travers desquelles l'eau percole ;
- Des drains agricoles de diamètres compris entre 100 et 200 mm, situés en fond de filtre, permettent de collecter l'eau traitée pour l'acheminer vers un exutoire ;
- Un regard de collecte assurant deux fonctions:
    - la limitation du débit traversier par un orifice calibré, pour maîtriser le temps de séjour et assurer un rôle de tampon hydraulique. L'installation d'un véritable ouvrage de contrôle des débits (même simple) est nécessaire. En effet, la simple conductivité hydraulique du substrat est de l'ordre de 50 fois supérieure au débit que l'on souhaite contrôler ;
    - La mise en charge du filtre de façon à préserver des zones différenciées (aérobies – anaérobies) et à maintenir entre deux pluies une réserve hydrique pour les roseaux ; il est nécessaire de conserver une partie du filtre émergée (non saturée), afin d'éviter le colmatage biologique qui touche les filtres entièrement saturés. Les retours d'expérience montrent qu'une épaisseur saturée d'environ 30 cm permet de préserver le système contre des périodes sèches de plus de 5 semaines.
    - Le regard de collecte peut également être équipé d'une vanne d'isolement permettant de confiner les éventuelles pollutions accidentelles. Le débit de transit à travers le filtre étant limité, une rétention temporaire de l'eau peut s'effectuer au-dessus du filtre. Pour le bon fonctionnement du filtre, la lame d'eau temporaire admise au-dessus du filtre (avant surverse) peut aller jusqu'à 2 m. La durée de stockage ne doit pas excéder 24 heures, exceptionnellement 30 heures.
- En cas de forte pluie dépassant la capacité du filtre, les surplus sont évacués vers l'aval sans traitement, par un déversoir situé soit à l'amont du système (by-pass) soit à l'aval. La période de retour admise de ces déversements relève du choix du maître d'ouvrage ; elle est généralement comprise entre quelques mois et quelques années.
- Un dispositif équipé de cheminées permet l'aération du filtre au-dessus de la zone saturée.

Les plantes, souvent des roseaux, sont principalement choisis pour leur adaptabilité au milieu : substrat pauvre, conditions hydriques contrastées et mises en charge périodiques. Le rôle principal des plantes est lié à

l'amélioration des conditions de décantation et de non réentraînement des dépôts, mais aussi au maintien de la perméabilité de la couche de dépôts et de l'aération du substrat. Des micro-organismes dégradent les hydrocarbures grâce aux périodes de repos entre les pluies. D'autres micro-organismes agissent sur les métaux (précipitation sous forme oxydée). Par ailleurs, les plantes contribuent à la valeur écologique et paysagère de l'ouvrage.

La superficie du filtre doit être suffisante pour que la quantité d'eau à traiter en moyenne par an et par m^2 de filtre ne dépasse pas 50 m^3/m^2 (soit une lame d'eau cumulée annuelle de 50 000 mm). Cette limite est nécessaire pour assurer un repos minimal du filtre et éviter son colmatage biologique (bactéries). Cela conduit à des superficies de lits plantés d'environ 1 à 2% de la surface active traitée. En raison des talus de bordure et des besoins d'accès autour de l'ouvrage, l'emprise foncière totale de l'installation est équivalente au double de la surface du filtre lui-même.

Afin de limiter l'encrassement, un débourbeur amont est recommandé en cas d'effluents chargés.

L'entretien courant consiste en l'enlèvement des flottants qui peuvent s'accumuler aux abords du lit planté. Le faucardage n'est pas indispensable. Un entretien plus lourd est à prévoir tous les 10 à 20 ans, pour l'élimination de la couche qui se forme sur la surface du lit (quelques mm d'accumulation par an).

D'après les différents retours d'expérience, l'abattement moyen réalisé par un système constitue d'un ouvrage de prétraitement par décantation et d'un filtre planté est généralement supérieur à 90% pour les MES. En conséquence directe, un bon abattement des MES engendre un bon abattement des hydrocarbures et des métaux, pour l'essentiel fixés aux MES.

Malgré leur simplicité apparente, les projets de filtre planté doivent faire appel à des concepteurs spécialisés.

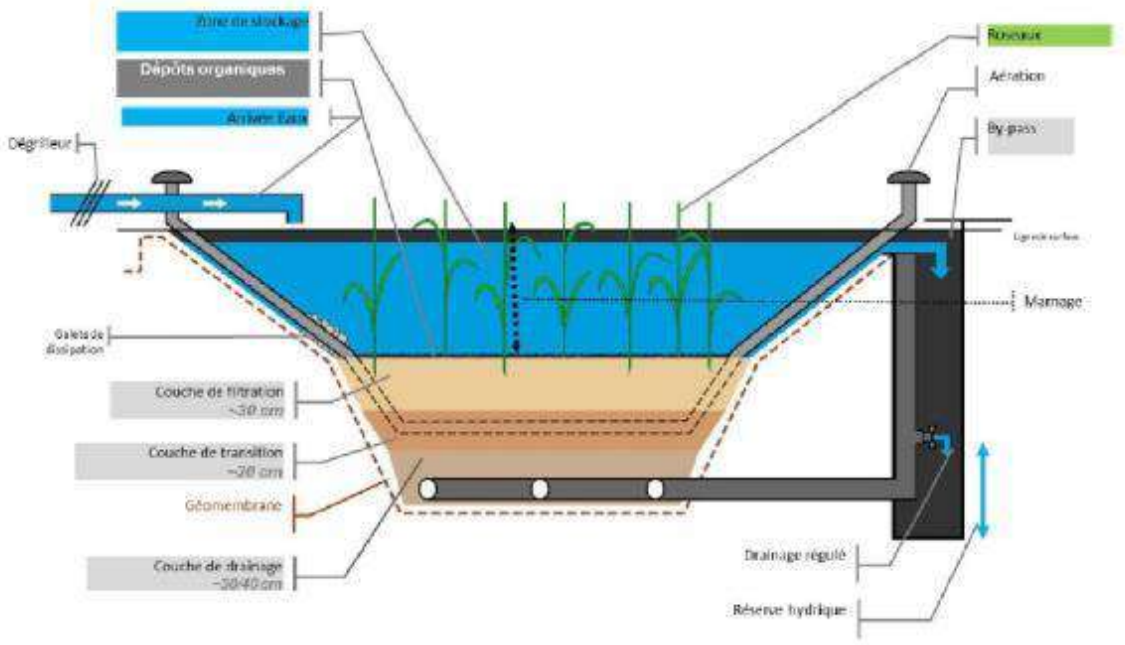


Figure 101 : Schéma de principe d'un filtre planté de roseaux (SEGTEUP)

VI.4 OUVRAGES SPECIAUX DE REGULATION HYDRAULIQUE ET DE PROTECTION

VI.4.1 Déversoirs d'orage

VI.4.1.1 Définition et fonctions

VI.4.1.1.1 Définition

L'arrêté du 21 juillet 2015 (Article 2 – définition 7) définit le déversoir d'orage comme "tout ouvrage équipant un système de collecte en tout ou partie unitaire et permettant, en cas de fortes pluies, le rejet direct vers le milieu récepteur d'une partie des eaux usées circulant dans le système de collecte."

Par extension, on appelle déversoir tout ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement (cf. Figure 102) : il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle « débit seuil » ou « débit de consigne » c'est-à-dire le débit amont de début de déversement. Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans un bassin.

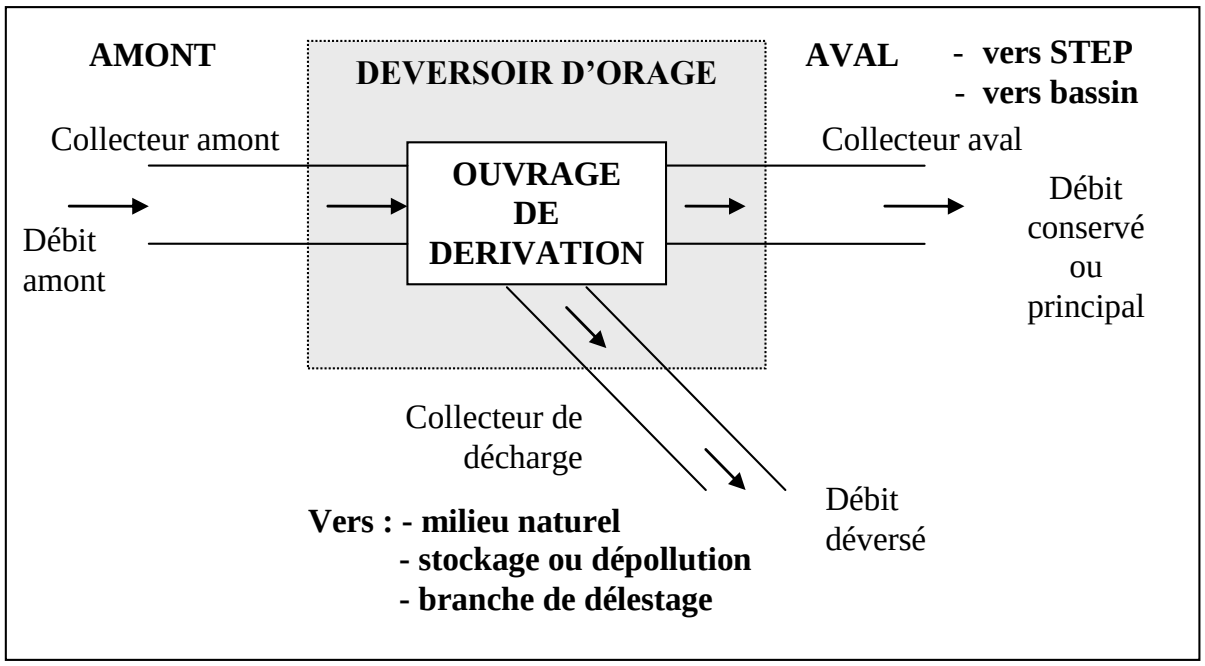


Figure 102 : Schéma de principe d'un déversoir

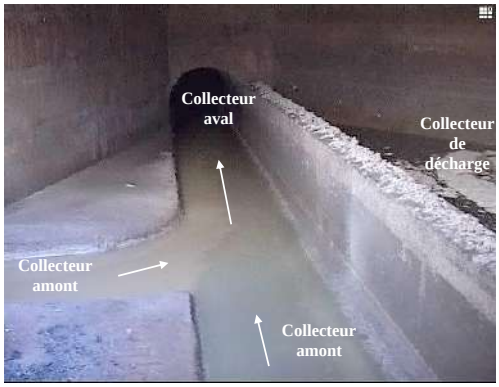
On distingue généralement les déversoirs avec crête tels que les déversoirs latéraux et frontaux et les déversoirs sans crête tels que les leaping weir ou les orifices.

Les figures suivantes permettent de représenter les différences entre chaque ouvrage.

Déversoir latéral

Déversoir à trou dans le radier ou « leaping weir »

Déversoir frontal



Déversoir complexe

Figure 103 : Exemples de déversoir (Vazquez, Zug, Phan, & Zobrist, 2006)

VI.4.1.1.2 Fonctions

Les fonctions principales d'un déversoir sur le plan hydraulique sont de réguler les débits conservés vers l'aval pour les maintenir en deçà d'une valeur de consigne (ou valeur seuil) et d'évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur. Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" peut s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage. Quant aux applications, elles vont de la situation la plus classique comme la protection d'une STEP à l'aval d'un réseau unitaire contre les surcharges occasionnées par des événements pluvieux à des configurations aussi diverses que les trop-pleins de poste de pompage sur réseau séparatif d'eaux usées, ou l'alimentation de bassin de stockage-dépollution.

Un déversoir d'orage doit donc assurer trois fonctions principales :

- laisser transiter les eaux usées et celles de petites pluies (niveau 1 au sens de la Ville et son Assainissement (CERTU, 2003)) sans surverse jusqu'au débit maximal admis à l'aval en limitant la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent. L'article 5 de l'arrêté du 21 juillet 2015 précise que les déversoirs d'orage doivent être conçus de manière à :
    - "Eviter tout rejet direct ou déversement d'eaux usées en temps sec, hors situations inhabituelles […]"
    - "Ne pas provoquer, dans le cas d'une collecte en tout ou partie unitaire, de rejets d'eaux usées au milieu récepteur, hors situation inhabituelle de forte pluie" ;
- déverser le débit excédentaire de pluie sans mise en charge et décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval ;
- empêcher l'entrée d'eau en provenance du milieu récepteur.

En outre, certains ouvrages peuvent combiner leurs fonctions principales de régulation avec des fonctions de stockage voire de dépollution.

VI.4.1.1.3 Courbe de fonctionnement

Le comportement hydraulique d'un déversoir peut être caractérisé par la courbe de fonctionnement représentée à la Figure 103.

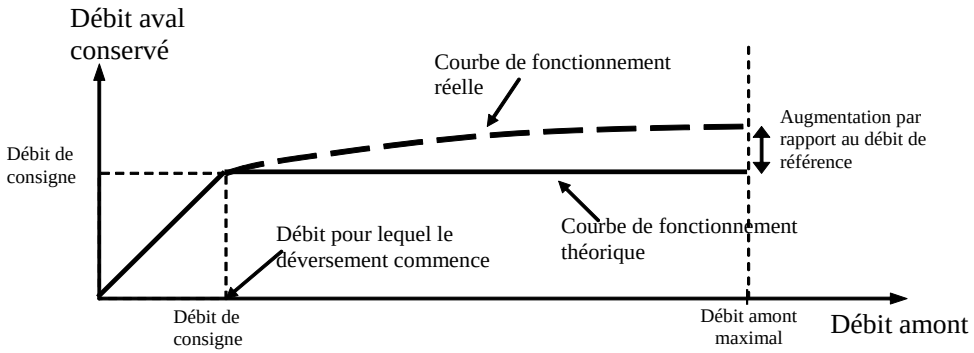


Figure 104 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage

Le débit de consigne est le débit à partir duquel l'ouvrage commence à déverser. Il peut donc représenter, par exemple :

- le débit maximum admissible à l'aval ;
- le débit d'alimentation d'une station de traitement des eaux usées (équipée ou pas d'un bassin d'orage) ;
- le débit des petites pluies (faible période de retour) représentant le débit de protection du milieu naturel correspondant au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques mois (niveau 1).

La courbe de **fonctionnement théorique** représente le cas de régulation idéale dans lequel quel que soit le débit amont supérieur au débit de consigne, le débit conservé est égal au débit de consigne. La création d'un tel déversoir nécessite une régulation dynamique représentée par exemple par une vanne autorégulée ou par une pompe.

Dans le cas des déversoirs statiques, la courbe de **fonctionnement réelle,** représentée à la

Figure 104**,** nous montre qu'à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de consigne, le débit aval va continuer à augmenter.

La caractérisation hydraulique d'un déversoir va donc se faire en calculant :

- le débit de consigne ;
- l'augmentation du débit aval par rapport au débit de consigne et ce pour un débit amont maximal. Ce débit maximal est le plus souvent le débit de projet pour des pluies de niveau 2. Il peut, par exemple, correspondre au débit d'un événement pluvieux ayant une période de retour de quelques années (débit décennal par exemple).

Cette augmentation de débit peut plus facilement être caractérisée par le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé par rapport au débit de consigne, c'est-à-dire :

$$\%\ \boldsymbol{d'augmentation du débit\ aval} = \frac{\boldsymbol{Débit\ aval\ conservé - Débit\ de\ consigne}}{\boldsymbol{Débit\ de\ consigne}}\% \quad \textbf{(Équation 79)}$$

Plus ce pourcentage est important et moins le déversoir est performant. En effet, on rappelle que l'objectif d'un déversoir est de contrôler le débit aval et donc de limiter au maximum le dépassement du débit de consigne.

On peut admettre, au débit amont maximal, 20 à 40% d'augmentation du débit aval par rapport au débit de consigne (Hager, 1999).

Plus on est exigeant sur le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé (par exemple 10% d'augmentation par rapport au débit de consigne), plus il est difficile de dimensionner un déversoir répondant aux critères de fonctionnement. Dans certains cas, il faut même prévoir une automatisation coûteuse (exemple : vanne mobile asservie à une mesure de hauteur d'eau), alors qu'en acceptant un pourcentage légèrement plus important (20 à 30%), le choix du déversoir peut être sans automatisme et donc plus économique.

VI.4.1.1.4 Principes de dimensionnement

Cf. VII.4 – Annexe D. On n'oubliera pas de prendre en compte, dans la conception de ces ouvrages, la mise en place d'équipements métrologiques destinés à surveiller leur fonctionnement.

VI.4.2 Ouvrages de dissipation, regards et puits de chute

Les chutes sont utilisées dans trois situations principales soit :

- pour éviter d'avoir une pente de radier trop forte dans le cas d'un terrain très pentu ;
- pour raccorder une canalisation sur une autre canalisation à grande profondeur ;
- pour éviter d'avoir une influence aval dans le cas du raccordement d'une canalisation sur une autre.

Dans les deux premiers cas, il arrive de devoir implanter des ouvrages présentant des dénivelées importantes. Dans ces circonstances, il importe de vérifier les conditions des écoulements hydrauliques afin d'éviter des perturbations ou des dégradations dans les ouvrages du fait de l'énergie du flot.

Les ouvrages de chute doivent être implantés dans des regards visitables.

Différentes dispositions peuvent être envisagées :

- réalisation d'un ouvrage comportant une masse absorbante ;
- réalisation de puits à paliers, voire hélicoïdaux ;
- adaptation de l'ouvrage au profil hydraulique.

VI.4.2.1 Regards de chute

VI.4.2.1.1 Conduite Amont

La conduite amont est la conduite d'arrivée dans la chute. Il est conseillé de prévoir un ouvrage dont la conduite amont est régulière sur une distance suffisamment longue (environ 20 fois le diamètre pour une canalisation à section circulaire).

VI.4.2.1.2 Conduite Aval

La conduite aval est la conduite de départ du flot conservé. L'engouffrement du flot dans la canalisation peut être favorisé par un dispositif de contraction.

VI.4.2.1.3 Chambre de chute

Cette solution est applicable pour des chutes d'une hauteur inférieure à 4 mètres.

A partir de la dénivelée des radiers, du diamètre des conduites amont et aval et de la trajectoire de l'eau, il convient de déterminer une longueur minimale de l'ouvrage de façon à ce que le jet ne vienne pas percuter le mur.

On calcule donc la trajectoire supérieure du jet afin de positionner la paroi opposée de l'ouvrage suffisamment loin pour éviter son érosion.

Lorsqu'il n'est pas possible d'augmenter la dimension de la chambre on calcule la position du point d'impact du jet sur la paroi opposée et on prévoit un renforcement ou une protection éventuellement interchangeable ou l'on choisit un ouvrage à paliers.

Pour éviter l'érosion du fond, quand le tirant d'eau dans la conduite aval est insuffisant, il faut utiliser l'effluent pour constituer une masse d'eau permettant la dissipation de l'énergie cinétique du jet. Diverses solutions sont possibles comme, par exemple, dans le regard brise charge ci-après :

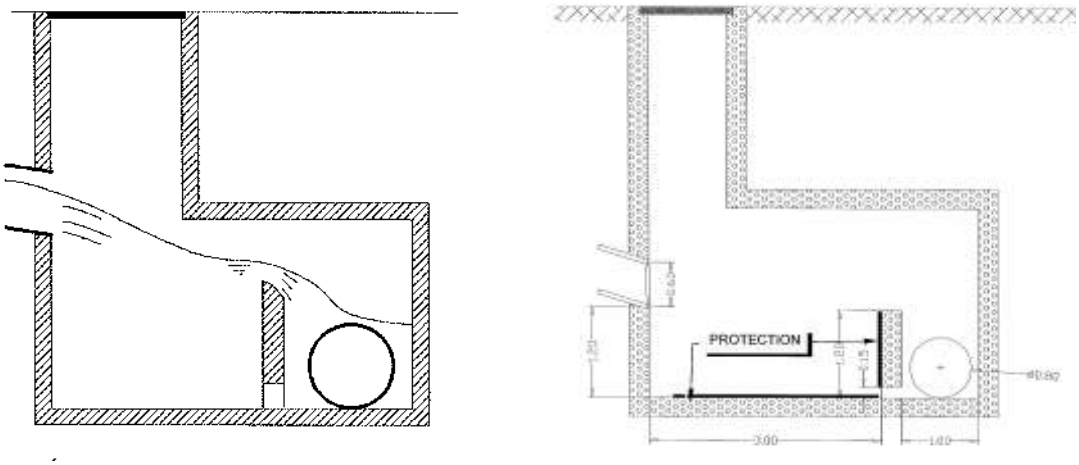


Figure 105 : Exemple de regard brise-charge

Dans cet exemple, pour se protéger contre l'érosion, il doit être prévu un système de protection du radier et de la lame du déversoir ; cette protection peut être réalisée par la pose de plaques en fonte ou par tout autre système

VI.4.2.1.4 Calcul de la longueur de jet

Deux méthodes sont proposées en annexe G

VI.4.2.2 Autres types d'ouvrages de dissipation

Un schéma de principe est fourni ci-après pour les ouvrages de dissipation suivants

- Chutes accompagnées
- Gradins
- Puits de chute à paliers
- Puits de chute hélicoïdal

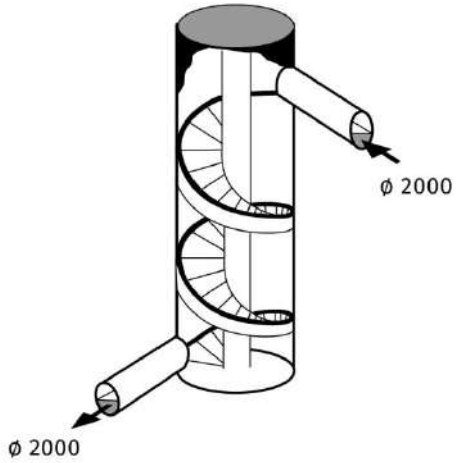


Figure 106 : Exemple de puits de chute hélicoïdal

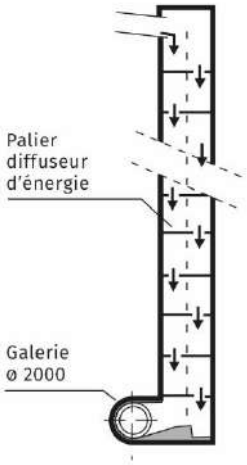


Figure 107 : Exemple de chute à paliers

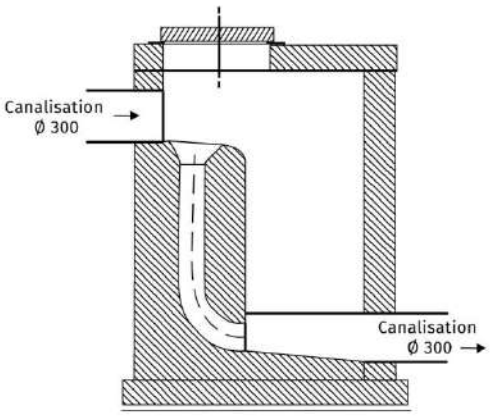


Figure 108 : Exemple de chute accompagnée

VI.4.3 Siphons

Le siphon désigne un tronçon plus ou moins long d'un collecteur dans lequel l'écoulement est mis en charge quelle que soit la valeur du débit. Le profil en long comporte une discontinuité constituée de l'amont vers l'aval d'une partie descendante, d'une partie horizontale ou à faible pente et enfin d'une remontée.

Les siphons sont principalement utilisés en assainissement pour franchir des obstacles (rivières, voie ferrée en déblai, etc…), lorsqu'il n'est pas possible de maintenir le fonctionnement à surface libre du réseau.

Tout siphon se compose de :

- une canalisation ou plusieurs lorsque les variations de débit le nécessite;
- deux dispositifs de raccordement à l'amont et l'aval appelés têtes de siphons qui sont destinés à faire la transition entre le réseau en écoulement à surface libre et celui en écoulement en charge;
- au moins en partie aval du siphon une fosse destinée à piéger les sédiments ;
- éventuellement un déversoir d'orage placé en amont du siphon ;
- éventuellement, également en amont, un système de prétraitement (dessablage) et/ou de curage (boule).

La conception du siphon doit toujours tenir compte des moyens et des méthodes d'exploitation envisagés. On se reportera à l'annexe E pour plus de détails.

VI.4.4 Réservoirs de chasse

En tête de réseaux les conditions d'auto curage définies au § IV.3 ne sont pas respectées en raison de l'insuffisance et de l'intermittence des débits. Il est possible d'installer des dispositifs de chasse pour pallier cette déficience inévitable d'auto curage. Il y a lieu de noter que l'action dynamique de ces systèmes ne s'exerce que sur de faibles distances (moins de 100 mètres).

Des réservoirs de chasse peuvent être installés dans les cas suivants :

- réseaux séparatifs eaux usées, en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 10 ‰;
- réseaux unitaires ;
- en tête des antennes lorsque la pente est inférieure à 5 ‰ ;
- lorsqu'il n'y a pas de dispositif d'engouffrement avant le premier déversement d'eaux usées ;
- dans les régions connaissant des périodes de temps sec de plusieurs mois.

Leur fonctionnement doit être de préférence automatique. Toutefois, en cas d'insuffisance de l'alimentation en eau, on peut prévoir la possibilité d'une manœuvre manuelle.

On peut adopter un volume de réservoir égal au dixième du volume de la canalisation à curer, la longueur prise en compte ne devant pas dépasser 100 mètres. Par exemple, pour une canalisation de 300 mm de diamètre le volume est égal à 700 litres. Leur capacité est au minimum de 500 litres et le fonctionnement doit être assuré deux à trois fois par jour.

Il est à noter que l'eau des chasses constitue une charge pour les collectivités et que la gestion de leur alimentation en eau doit être particulièrement soignée. Chaque fois que possible il est astucieux d'utiliser de l'eau non potable (stockages eaux de pluie ou autres). Lorsqu'elles sont nombreuses, leur débit doit être pris en compte dans le dimensionnement des petites stations de traitement des eaux usées.

Dans l'hypothèse où un dispositif de chasse s'avère nécessaire il y a lieu de prendre en compte les contraintes nécessaires au maintien en fonctionnement de l'équipement (vérifications préventives trimestrielles) ; on doit privilégier les systèmes rustiques à siphon (sans pièce en mouvement ni électronique).

VI.4.5 Dispositifs de ventilation

Ces dispositifs sont destinés à assurer en toute circonstance et en tous lieux une aération suffisante des canalisations et ouvrages afin d'éviter le développement des fermentations anaérobies pouvant conduire à des dégagements, par exemple de méthane ou d'hydrogène sulfuré (cf. § IV.6).

Ces ouvrages permettent de ménager des communications supplémentaires avec l'atmosphère et d'assurer un bon écoulement de l'air. On prend en compte la ventilation obligatoire des installations intérieures aux immeubles et on doit privilégier l'usage systématique de tampons aérés. A défaut de tampons aérés on doit installer des tuyaux d'évent déportés ou non, des cheminées d'aération, etc.

Une ventilation particulièrement soignée doit être assurée au voisinage des stations de relèvement, de refoulement, bassins de décantation, débouché de conduites de refoulement, sur les réseaux de longueur importante sans communications suffisantes avec l'extérieur, etc., et toutes les fois qu'un risque de stagnation des eaux est identifié.

VI.5 STATIONS DE MESURE FIXES

La nécessité de connaître le fonctionnement d'un système d'assainissement dans les différentes conditions de son utilisation rend indispensables différentes mesures pour permettre :

- le diagnostic fonctionnel permanent du système (y compris pour les eaux pluviales) exigé par l'article 12 de l'arrêté du 21 juillet 2015 ;
- la satisfaction des obligations règlementaires de l'auto surveillance ; D'après l'article 17 de l'arrêté du 21 juillet 2015, "les déversoirs d'orage situés à l'aval d'un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec supérieure ou égale à 120 kg/j de DBO5 [sont soumis à auto surveillance]. Cette surveillance consiste à mesurer le temps de déversement journalier et estimer les débits déversés par les déversoirs d'orage surveillés."
- l'utilisation des informations recueillies pour le calage des modèles et la définition des stratégies d'évolution et d'optimisation des systèmes à mettre en œuvre.

Lors de l'étude d'un projet, il est donc indispensable de tenir compte de la nécessité qu'il y aura de procéder à des mesures et à prévoir la création de points particuliers dédiés à cette activité. Il est évident que la création de stations de mesure dès la construction des ouvrages de transport et de collecte génère un surcoût, mais ce surcoût est sans commune mesure avec le coût de la création de ce type d'ouvrage sur des installations déjà existantes.

VI.5.1 Implantation des stations de mesure

L'intégration de la station de mesure au moment des travaux permet de maîtriser l'environnement hydraulique de manière à ce que l'équipement métrologique soit simple, bon marché, robuste, fiable et facile d'entretien. L'implantation doit se faire dans un secteur représentatif du flux à mesurer et analyser.

La démarche métrologique nécessite obligatoirement des aménagements pour installer et maintenir en état de fonctionnement les instruments nécessaires et permettre de recueillir les données collectées dans de bonnes conditions pour le personnel.

Il est recommandé que ces dispositifs soient implantés en des points judicieusement choisis afin d'en limiter le nombre. A minima ils doivent être implantés aux points de rejet au milieu naturel :

- déversoirs d'orage soumis aux obligations de l'arrêté du 21 juillet 2015
- sortie des stations de traitement des eaux usées (également au droit du déversoir en tête de station et des by-pass en cours de traitement)

De plus, un suivi approprié du milieu récepteur avec un point de mesure à l'amont et à l'aval de l'agglomération d'assainissement est à réaliser.

En outre, il est recommandé de prévoir des équipements de mesure qui soient intégrés dans le dispositif de diagnostic permanent ou dans la chaîne de gestion en temps réel :

- à l'entrée des stations de traitement (selon importance de la station cette mesure peut être prévue réglementairement) ;
- aux postes de relèvement et de refoulement ;
- à l'aval des zones industrielles ;
- sur les collecteurs, notamment ceux implantés dans la nappe phréatique ;

- sur les ouvrages de stockage ;
- les exutoires des principales zones de collecte ;
- etc.

On peut envisager de les compléter par des mesures qualitatives (cf. § VI.5.2.2).

Il est indispensable lors de la conception de s'assurer que ces mesures peuvent être réalisées dans de bonnes conditions pour l'ensemble des contextes hydrauliques auxquels est soumis l'ouvrage.

VI.5.1.1 Déversoir d'orage

L'article 17-II de l'arrêté du 21 juillet 2015 précise les dispositions d'auto surveillance suivantes :

- Pour les déversoirs d'orage situés à l'aval d'un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec supérieure ou égale à 120 kg/j de DBO5, la surveillance consiste à mesurer le temps de déversement journalier et estimer les débits déversés par les déversoirs d'orage surveillés.
- Pour les déversoirs d'orage situés à l'aval d'un tronçon destiné à collecter une charge brute de pollution organique par temps sec supérieure ou égale à 600 kg/j de DBO5, et qui déversent plus de dix jours par an en moyenne quinquennale, la surveillance consiste à mesurer et enregistrer en continu les débits et d'estimer la charge polluante (DBO5, DCO, MES, NTK, Ptot) rejetée par ces déversoirs.

VI.5.1.2 Entrée de station de traitement

Ces dispositifs sont prévus dès la construction de la station. Il est indispensable de mesurer à la fois le débit conservé et le débit empruntant la conduite de décharge du déversoir en tête de station.

Sur une station existante, la configuration hydraulique rend généralement plus difficile de créer et mettre en œuvre les dispositifs de mesure en entrée qu'en sortie de station.

Dans la majorité des cas il ne s'agit que de mesures quantitatives. Dans le cas où des mesures qualitatives sont nécessaires le dispositif, plus complexe, doit comporter un système de prélèvement permettant d'établir un échantillon moyen sur 24h.

La réglementation actuelle donne des précisions sur la définition précise des objectifs de transfert à attendre.

VI.5.1.3 Poste de relèvement ou de refoulement

L'article 2 de l'arrêté du 21/07/2015 précise que les "trop plein(s) de poste de pompage situé(s) à l'aval d'un secteur desservi en tout ou partie par un réseau de collecte unitaire (sont) considéré(s) comme déversoir(s) d'orage aux fins du présent arrêté". Par conséquent, ils sont soumis aux mêmes dispositions réglementaires que les déversoirs d'orage pour l'auto surveillance.

Dans le cadre du diagnostic permanent, il est judicieux d'envisager également une surveillance sur les principaux pompages des systèmes séparatifs eaux usées.

Pour les petites installations on peut, à la rigueur, se contenter de prévoir la mesure du temps de fonctionnement réel des groupes électro-pompes et éventuellement de leurs trop-pleins.

Des débitmètres peuvent être installés sur les conduites de refoulement pour réaliser des mesures précises (cf. § VI.2.7.2.5.).

Pour les petites installations on peut se contenter de prévoir la mesure du temps de fonctionnement réel des groupes électro-pompes et de leurs trop-pleins.

Des systèmes de mesures quantitatives et qualitatives (cf. § VI.5.2) sont à installer sur les trop-pleins des stations afin de quantifier l'impact des rejets au milieu en cas de fonctionnement dégradé ou de dysfonctionnement.

VI.5.1.4 Collecteurs

A ce jour, la réglementation n'impose pas explicitement la surveillance des flux en collecteur.
Néanmoins la mesure de débit y est souvent nécessaire pour le diagnostic permanent et requiert en général l'installation de capteur de hauteur et de vitesse.

On peut le cas échéant prévoir l'installation temporaire d'appareil de mesure de qualité dans de bonnes conditions de sécurité et d'ergonomie.

VI.5.2 Instrumentation courante

VI.5.2.1 Mesures quantitatives

Elles consistent à mesurer les débits transitant par le point de mesure à l'aide de diverses techniques qui permettent soit, dans une section connue de :

- mesurer la hauteur d'eau par limnigraphie et transformer cette hauteur d'eau en débit à l'aide d'une courbe d'étalonnage ou d'une formule théorique. Cette méthode est la plus fiable et la moins chère mais n'est applicable que dans des conditions hydrauliques non perturbées (par exemple, sans influence aval) ;
- mesurer la hauteur d'eau et la vitesse.

VI.5.2.2 Mesures qualitatives

L'objectif est de mesurer la concentration de paramètres de pollution préalablement définis afin de :

- vérifier la traitabilité des effluents y compris en cas de pollution accidentelle ;
- vérifier la qualité du traitement ;
- contrôler leur impact sur le milieu naturel.

Les paramètres mesurés et les appareils à utiliser dépendent des objectifs à atteindre.

Les matériels de prélèvement sont de deux types :

- les préleveurs échantillonneurs fixes ou mobiles. Les échantillons prélevés sont exportés puis analysés hors du site de mesure. Ils peuvent être asservis à un limnimètre notamment au niveau des déversoirs d'orage ;
- les appareils qui mesurent en continu, notamment les conductimètres et les turbidimètres.

VI.5.3 Conception des stations de mesure

La conception et la réalisation des ouvrages ne doivent pas influer sur l'hydraulique de la zone de mesure même après mise en place de l'instrumentation.

Les ouvrages doivent être aménagés pour fiabiliser l'instrumentation et en faciliter l'accès pour l'exploitation et la maintenance. Ils doivent disposer :

- d'accès suffisants de taille supérieure à la dimension de l'accès aux regards standard (600mm) ;
- de préférence d'une fosse sèche avec escalier d'accès pour accéder aux préleveurs permanents ou pour réaliser des prélèvements indirects ;
- d'une desserte en eau industrielle ou potable pour lavage des sites de mesure et rinçage des équipements ;
- d'éclairages et de sécurisation des ouvrages ;
- de protections électriques adaptées et réglementaires ;

Pour les ouvrages moins accessibles, il y a lieu de prévoir des capteurs et cannes de prélèvement accessibles à partir de la surface ;

Lorsque les ouvrages sont équipés de dispositifs de télégestion il est indispensable de prévoir une sauvegarde en cas de rupture de ligne/alimentation en énergie ;

Il est également utile d'intégrer des dispositifs de calage in situ (mire, …).

La maintenance des équipements de mesure doit avoir lieu de manière régulière (maintenance préventive). La périodicité des interventions doit être calée sur les caractéristiques du système d'assainissement et les retours d'expérience.

VII. ANNEXES

VII.1 ANNEXE A : DEFINITION DES DIFFERENTS SYSTEMES

VII.1.1 Système séparatif

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau ou par des techniques dites alternatives pouvant aller jusque la gestion totale des eaux pluviales sur site, sans aucun réseau pluvial. Les eaux usées domestiques comprennent les eaux vannes et les eaux ménagères.

VII.1.2 Système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu d'ouvrages permettant de gérer les flux (déversoirs, bassins, ouvrages de traitement…).

VII.1.3 Systèmes mixtes

On appelle communément système mixte un réseau constitué, suivant les zones, en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. Plus précisément le système unitaire se situe à l'aval et les parties en séparatif à l'amont.

VII.1.4 Systèmes spéciaux de collecte des eaux usées

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels Ils s'installent essentiellement dans les zones où l'implantation d'un réseau gravitaire n'est pas possible (marais, zones littorales,…). On distingue :

VII.1.4.1 Système sous pression

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

VII.1.4.2 Système sous vide

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

VII.1.5 Cas particuliers

Pour des raisons techniques ou historiques on constate l'existence de systèmes hybrides comme les réseaux pseudo séparatifs et les réseaux composites.

VII.1.5.1 Système pseudo séparatif

Pour des raisons techniques ou historiques on constate l'existence de systèmes hybrides comme les réseaux pseudo séparatifs et les réseaux composites.

Il s'agit de réseaux séparatifs dont le réseau d'eaux usées collecte une partie des eaux pluviales en provenance des immeubles raccordés. Ce réseau d'eaux usées se comporte comme un réseau unitaire. Les eaux pluviales non reprises dans ce collecteur sont gérées soit par un collecteur pluvial, soit par des techniques alternatives. Cette solution peut être adaptée en cas de mise en séparatif de réseau unitaire existant pour laquelle la remise en conformité de tous les bâtiments peut être problématique. Par ailleurs, elle favorise l'auto-curage.

VII.1.5.2 Système composite

Ce système est une variante du système séparatif prévoyant, grâce à divers aménagements, une dérivation contrôlée des eaux du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement. Un tel dispositif peut être intéressant pour gérer la pollution de temps de pluie mais nécessite des aménagements adaptés en terme de conception et d'exploitation des ouvrages, de traitement et de gestion de l'effluent.

VII.2 ANNEXE B : NOTIONS DE PERFORMANCE D'UN RESEAU D'ASSAINISSEMENT

VII.2.1 Définitions générales

VII.2.1.1 Taux de desserte

Dans une agglomération (cf. § II.3.1) devant être desservie par un système collectif il s'agit du nombre d'habitants desservis par un réseau par rapport au nombre total d'habitants.

VII.2.1.2 Taux de raccordement

Il s'agit du nombre d'habitants effectivement raccordés au réseau par rapport au nombre d'habitants desservis. Rappelons que le Code de la Santé Publique précise que le raccordement d'un immeuble est obligatoire dans les 2 ans suivant la construction d'un réseau.

VII.2.1.3 Taux de collecte

Il s'agit de la charge de pollution mesurée aux exutoires d'un bassin versant par rapport à la quantité théorique de pollution générée dans le bassin. Cette notion est relativement imprécise puisque cette charge de pollution aboutissant à la station de traitement des eaux usées peut varier de manière sensible d'un jour à l'autre

VII.2.1.4 Charge brute de pollution organique

La charge brute de pollution organique aboutissant à l'exutoire d'un bassin versant par temps sec, exprimée en kg de DBO_5 par jour, pour le jour moyen de la semaine de pointe, est le paramètre principal pris en compte au niveau règlementaire.

VII.2.1.5 Taux de dilution

Il s'agit du volume journalier d'eaux claires parasites par temps sec par rapport au volume des eaux usées.

VII.2.2 Paramètres influant sur le rendement des réseaux

VII.2.2.1 Pertes (exfiltrations)

Une partie des eaux transitant dans un réseau ne parvient pas à l'ouvrage de traitement et diminue de ce fait le taux de collecte. Ces pertes sont essentiellement dues à des défauts de structures tels que raccordements et assemblages défectueux, fissures, perforations, etc.

Il s'agit de défauts extrêmement courants mais qui sont difficilement décelables lors des examens visuels. Seules les techniques destinées à vérifier le niveau d'étanchéité des ouvrages sont à même de mettre ce problème en valeur et de le quantifier. Le volume des exfiltrations peut atteindre couramment 30% du volume collecté ; il est fortement augmenté lors des mises en charge du réseau que ce soit par obstruction ou par sous dimensionnement.

Les exfiltrations sont la cause de nombreux problèmes graves :

- pollution des nappes lorsque la géologie permet le transfert des effluents eaux usées ou unitaires vers ces dernières ;
- infiltrations d'eaux en cave permanentes (eaux usées) ou occasionnelles lors des précipitations (eaux pluviales et unitaires) ;
- déstabilisation de l'assise des ouvrages par saturation des sols qui peut entraîner des affaissements et même la ruine des ouvrages quel que soit le type d'effluent transporté.

Lorsque le dimensionnement des réseaux s'appuie sur des mesures il faut veiller à ajouter les exfiltrations amont supposées ou évaluées. En effet ces dernières sont appelées à disparaître lors des travaux d'entretien ou de réhabilitation des réseaux.

VII.2.2.2 Eaux claires parasites

Les eaux claires parasites (E.C.P.) sont des eaux non désirées qui transitent dans un système d'assainissement qui n'a pas été conçu pour les recevoir. Elles sont prises en compte par le taux de dilution.

Ces eaux parasites induisent des surcharges hydrauliques dans les réseaux et ouvrages de transport des eaux usées ainsi que dans les ouvrages de traitement et d'une dilution de l'effluent. Elles sont de deux types :

- Les eaux parasites de captage sont des apports ponctuels permanents ou occasionnels comme :
  - des raccordements de branchements pluviaux ;
  - des captages de sources ;
  - des captages de drains, soit de fond de cave, soit d'assèchement de sol ;
  - des rejets d'eaux claires industrielles, par exemple : eaux de refroidissement ;
  - des rejets privés de piscines, pompes à chaleur, forages géothermiques, etc.

- Les eaux claires parasites d'infiltration épisodiques ou permanentes entrent dans le réseau par le biais de défauts structurels (cf. § II) :
  - les infiltrations permanentes se produisent essentiellement dans les ouvrages qui sont situés de manière permanente ou saisonnière sous la nappe ;
  - les infiltrations épisodiques (pseudo permanentes) se produisent à la suite des précipitations, lorsque les eaux météoriques, en cours de transit dans le sol, pénètrent dans le réseau ou les ouvrages. Ce type d'infiltration parvient dans le réseau de manière différée par rapport aux précipitations et peut durer pendant plusieurs jours après la fin des épisodes pluvieux.

Il faut noter que les eaux d'infiltration sont une cause importante de dégradation des réseaux dont l'assise peut être déstabilisée par les entraînements de fines, du sol vers le collecteur.

Le projeteur doit obligatoirement prendre en compte les eaux parasites générées par un réseau existant qu'il est amené à reprendre dans son projet. Si le volume d'eaux claires parasites est jugé inacceptable, des recherches doivent être réalisées pour le quantifier et le limiter, voire le supprimer.

VII.2.3 Séparation effective des eaux en système séparatif

Lors de la conception d'un système de collecte séparatif le projeteur doit s'assurer que la collecte des eaux peut effectivement s'assurer de manière parfaitement séparée (cf. § II.2.2). La bonne séparation des eaux usées et des eaux pluviales est le facteur prépondérant du bon fonctionnement du système de traitement eaux usées et de la protection du milieu naturel dans lequel se rejettent les eaux pluviales. A cet effet, il est souhaitable de privilégier systématiquement des techniques transportant et gérant les eaux pluviales en surface dans le cadre d'aménagements intégrés (cf. § II.1.2).

La station de traitement des eaux usées est conçue et dimensionnée pour recevoir un débit donné d'effluent présentant une concentration donnée en matière polluante. Le raccordement d'eaux pluviales sur le réseau d'eaux usées a pour conséquence une dilution de l'effluent (donc une sous-alimentation ponctuelle en matière organique) ainsi qu'une augmentation ponctuelle de débit (qui peut être très importante) conduisant à une diminution du temps de séjour de l'effluent dans l'installation de traitement, ces deux facteurs influent très fortement sur la qualité du traitement. Une attention particulière doit être portée à la conception et au calcul des déversoirs d'orages des réseaux unitaires (cf. § VI.4 et annexe D.) principalement lorsque ceux-ci sont intégrés, avec des réseaux séparatifs, dans un système mixte (cf. Annexe A § 3.).

Par ailleurs les équipements électromécaniques des systèmes de collecte qui sont eux aussi conçus et calculés pour des débits d'eaux usées donnés sont surchargés lorsque des eaux pluviales sont raccordées dans les eaux usées. Les collecteurs d'eaux usées peuvent également devenir insuffisants pendant les épisodes pluvieux et subir des débordements.

Le raccordement d'eaux usées dans un système de collecte pluvial conduit à une pollution permanente du milieu naturel dans lequel il se déverse. Quand le réseau pluvial rejoint un bassin, la présence d'eaux usées dans ce dernier engendre des odeurs et des fermentations préjudiciables à la restitution des eaux (cf. § II.2.5.2), que ce soit vers le milieu naturel, un système de prétraitement ou un réseau pluvial.

Quand la séparation des eaux usées et des eaux pluviales n'est pas parfaitement assurée la gestion localisée des eaux pluviales n'est plus réalisable et les techniques alternatives de gestion du pluvial (cf. § V.3) présentent des dysfonctionnements graves, tels que pollution de la nappe, colmatage des puits et des tranchées d'infiltration, dépôts nauséabonds dans les noues, etc.

VII.3 ANNEXE C : RECOMMANDATIONS POUR COMMANDER DES DONNEES STATISTIQUES A METEO FRANCE

VII.3.1 Objectif

L'objectif d'une demande de données pluviométriques locales à Météo-France est de permettre au projeteur d'obtenir les coefficients de Montana de la station la plus proche et/ou la plus pertinente. Ces coefficients sont utilisés pour Les calculs de dimensionnement d'ouvrages (formule rationnelle, méthode des pluies, …), pour la caractérisation de périodes de retour de certaines pluies, et pour la construction de pluies de projet synthétiques

VII.3.2 Produits

Le site Internet de Météo-France (Site de Météo France, 2017) permet d'obtenir des relevés et des statistiques météorologiques comme

- Les coefficients de Montana, permettant de calculer l'intensité maximale d'un épisode pluvieux d'une durée définie ou la hauteur d'eau maximale à attendre pour un épisode pluvieux.
- Les durées de retour de précipitations au pas de temps infra-horaire permettant d'estimer la fréquence d'apparition de phénomènes pluvieux intenses de courte et moyenne durée, pour des pas de temps compris entre 6 minutes et 192 heures.
- Les durées de retour de précipitations au pas de temps journalier permettant d'estimer la fréquence d'apparition d'épisodes pluvieux intenses et de durée comprise entre 1 et 10 jours

VII.3.3 Fourniture des coefficients de Montana

Plus de 80 stations sont proposées sur l'ensemble du territoire de la France métropolitaine ; ils couvrent l'ensemble des régions et un grand nombre de bassins versants

Les coefficients de Montana actuellement disponibles sont calculés à partir de données portant de l'année 1960 jusqu'à l'année 2014 incluse.

VII.3.3.1 Etape 1 : formulation de la demande

Zone du projet :

Altitude (m NGF)[24] :

Plages de durées d'intérêt de la pluie :

Les bornes des plages sont à choisir entre 6min, 15 min, 30min, 1h, 2h, 3h, 6h, 12h, 24h, 48h, 96h, 192h. Une plage ne doit pas être bornée par deux pas de temps consécutifs de cette liste.

Il faut commander au moins deux jeux de coefficients de Montana :

- le premier couvre les durées courtes de 6 min à 1, voire 2 heures, et permet de calculer des débits de pointe,
- le, ou les autres, couvre des durées supérieures à 1 heure et permet de calculer des volumes à stocker.

Météo France fournit alors les coefficients pour des périodes de retour (= fréquence d'apparition) de 5 à 100 ans ; il faut effectuer une commande spéciale pour disposer des valeurs correspondant à des fréquences de 15 jours à 2 ans, pouvant correspondre à des niveaux de service 1 ou 2

[24] Cette information peut être utile pour sélectionner une station parmi celles proposées par Météo France au voisinage du projet.

VII.3.3.2 Etape 2 : obtention des résultats

Les coefficients de Montana sont fournis pour les plages d'ajustement demandées (exemple ci-dessous) :

Tableau 31 : Exemple de coefficients de Montana pour des pluies de durée de 30 minutes à 6 heures fournis par Météo France (Site de Météo France, 2017)

Durée de retour	a	b
5 ans	10.874	0.779
10 ans	15.096	0.803
20 ans	20.219	0.825
30 ans	23.79	0.838
50 ans	28.93	0.852
100 ans	37.379	0.872

A partir de ces coefficients, seront calculées les courbes d'ajustement de la forme :

$h(t) = a.t^{1-b}$

- h(t), hauteur précipitée pendant une durée t, exprimée en mm,
- t, durée de pluie, en min,
- a et b, coefficients de Montana

ou

$i(t) = a'.t^{-b'}$

- i(t), intensité exprimée en mm/h pour un pas de temps t exprimé en min,
- a' = 60.a
- b' = b

Il convient de vérifier la cohérence des valeurs obtenues : quelle que soit la durée de pluie, la hauteur ou l'intensité pour une période de retour donnée doivent être inférieures aux valeurs correspondantes d'une période de retour supérieure.

De plus, on peut commander un indicateur de la qualité des ajustements de la loi de Montana, qui sera fourni par la représentation graphique suivante. La courbe en rouge donne la hauteur de précipitations estimée pour une durée de retour exprimée en années. L'intervalle de confiance à 70 % est représenté en bleu et en pointillés. Par exemple pour la pluie de durée de retour 30 ans on lit sur le graphe :

- H_{30} = 31 mm
- Intervalle de confiance à 70 % : H_{30} = 27 mm à 36 mm

Cette représentation favorise la prise en compte des incertitudes dues à la pluie dans les calculs d'assainissement, ce qui constitue un vrai progrès par rapport aux pratiques actuelles.

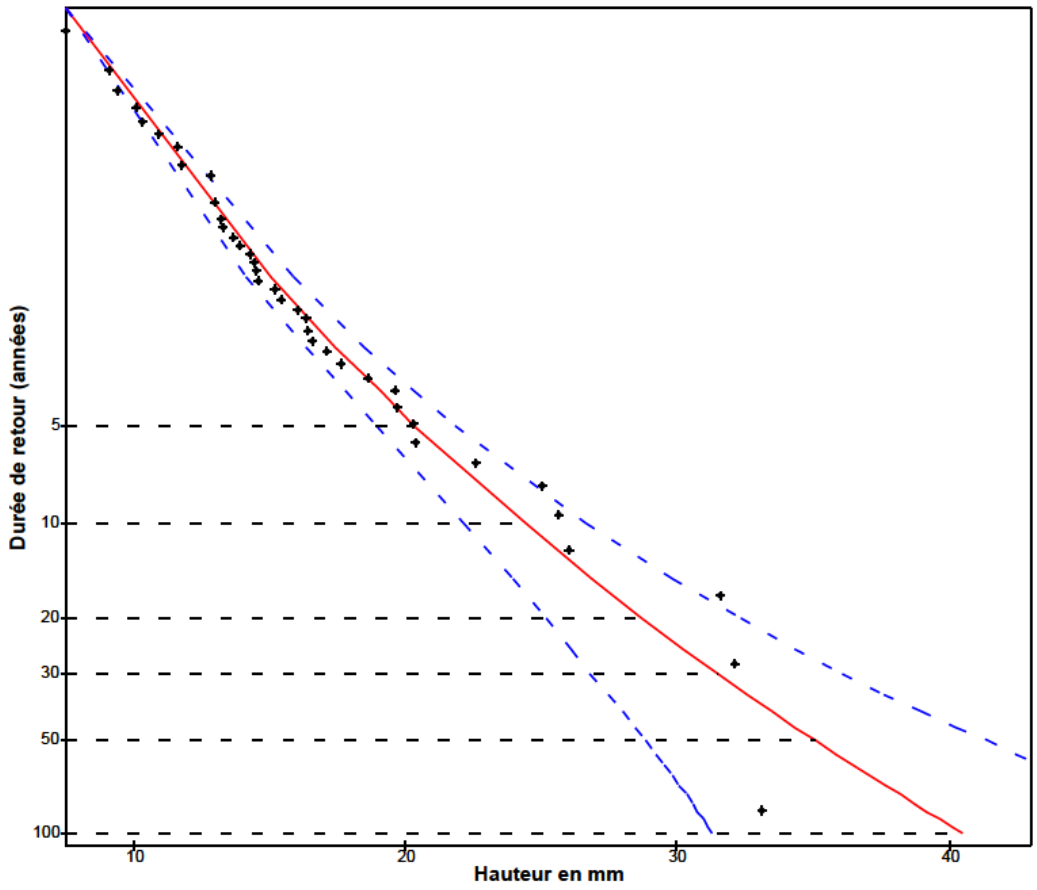


Figure 109 : Exemple de domaine d'incertitude à 70 % des coefficients de Montana

VII.4 ANNEXE D : DEVERSOIRS D'ORAGE (CF. § VI.4.1) : DIMENSIONNEMENT, DIAGNOSTIC ET OUVRAGES ANNEXES

VII.4.1 Dimensionnement

L'étude d'un tel ouvrage commence par le choix du *débit de consigne* et du *débit amont maximal* en fonction des objectifs de protection (du milieu naturel, de la ville contre l'inondation…) qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement.

Au débit de consigne, on dimensionne la géométrie de l'ouvrage de telle sorte qu'il n'y ait pas de déversement. Ce calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir.

Au débit amont maximal, on dimensionne la partie déversante.

VII.4.1.1 Déversoir latéral ou frontal à crête basse

La hauteur de crête est inférieure à la hauteur de la canalisation amont et surtout aval. Dans le cas où l'angle d'entonnement θ vaut 90°, le déversoir est dit frontal.

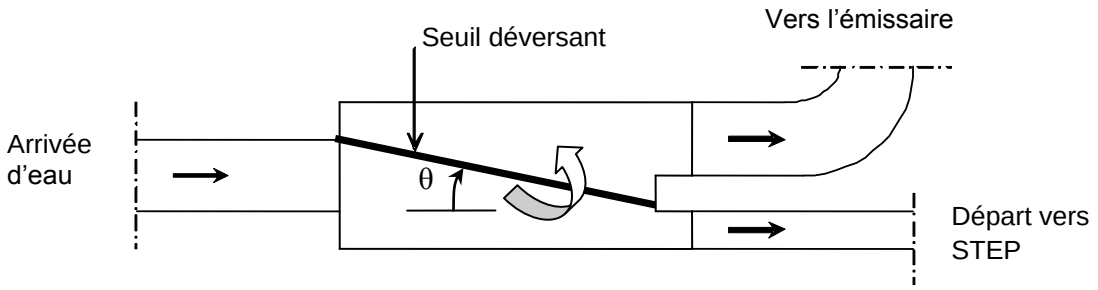


Figure 110 : Déversoir latéral à crête basse, vue de dessus

Un déversoir avec entonnement permet de diminuer la largeur de la canalisation principale et oblige ainsi le tirant d'eau à augmenter et donc à favoriser le déversement.

Globalement, un déversoir à crête basse sans entonnement, indépendamment du régime d'écoulement (fluvial / torrentiel) est peu performant en termes d'hydraulique dès que l'on atteint des débits importants à l'amont.

L'entonnement a un rôle considérable dans le bon fonctionnement de l'ouvrage. Cela revient à réaliser des déversoirs courts avec obligatoirement un changement de sections entre l'amont et l'aval de l'ouvrage. On les dimensionne au régime fluvial.

Principe de dimensionnement :

Tableau 32 : Principe de dimensionnement d'un déversoir à crête basse

Débit	Calcul
débit de consigne	- hauteur de crête - angle d'entonnement (θ) de la crête déversante
débit amont maximal	- Longueur de crête - Nombre de crêtes déversante - Profondeur de chute de la canalisation déversante par rapport à la hauteur de crête pour éviter de noyer le déversoir

VII.4.1.1.1 Calcul du déversoir latéral à crête basse

Les principaux modèles disponibles supposent que le long de la crête déversante le régime d'écoulement ne change pas. Il est soit entièrement fluvial ou torrentiel. De plus, ces relations ne sont valables que dans le cas des déversoirs latéraux :

- sans entonnement ;
- à hauteur de crête constante ;
- avec une crête alignée avec l'écoulement amont.

On peut choisir la méthode à l'aide du logigramme ci-dessous :

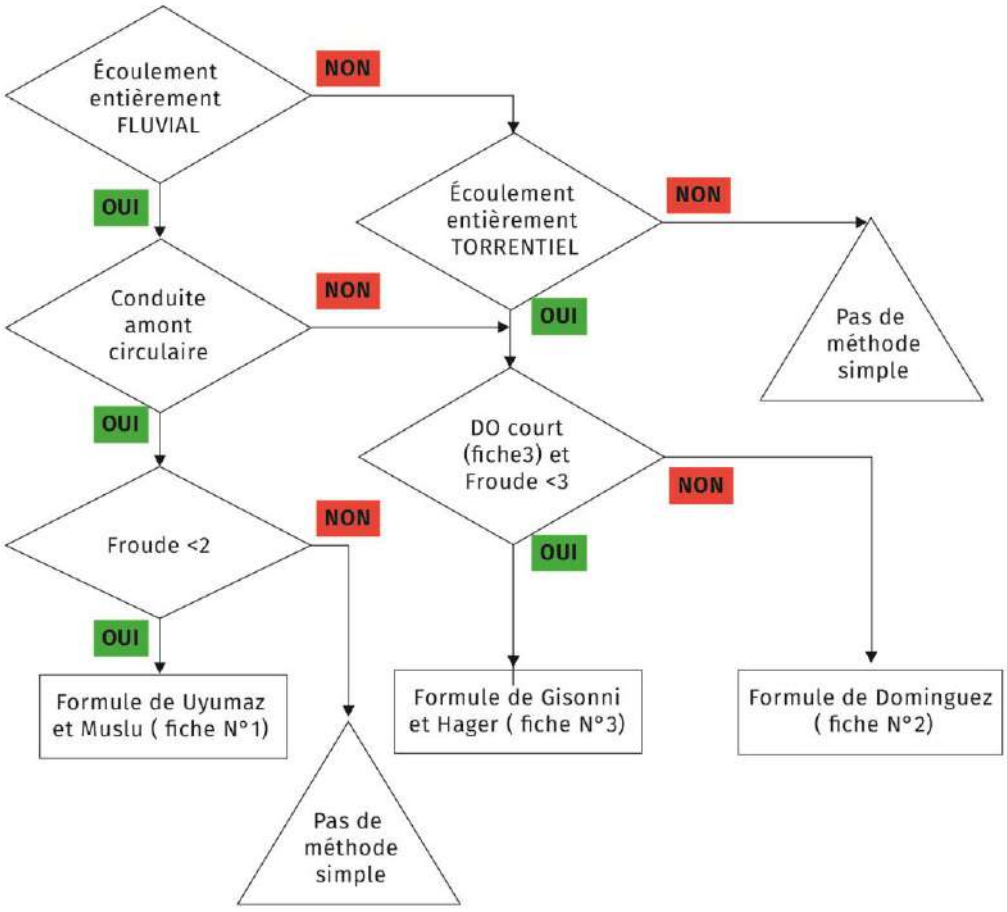


Figure 111 : Logigramme de choix de méthode de calcul du déversoir latéral à crête basse

DEVERSOIR LATERAL A CRETE BASSE

Cas d'un écoulement fluvial dans le déversoir :

Formule de Uyumaz et Muslu et réactualisé par Hager (Hager, 1999) :

Cette formule est valable pour les déversoirs dont la canalisation amont est de forme circulaire :

$$Q_{déversé} = C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot {h_m}^{3/2} \cdot L \qquad \text{(Équation 80)}$$

$$h_m = \frac{h_{am}+h_{av}}{2} \qquad \text{(Équation 81)}$$

$$C_d = 0,40 + 0,01 \cdot \frac{L}{D} - 0,188 \cdot \frac{{F_0}^2}{L/D} \qquad \text{(Équation 82)}$$

$$0,24 < \frac{W}{D} < 0,56$$

$$1 < \frac{L}{D} < 3,4$$

$$F_0 < 2$$

L : Longueur du déversoir (m)
h_{av} : hauteur de la ligne d'eau à l'aval par rapport au seuil (m)
h_{am} : hauteur de la ligne d'eau à l'amont par rapport au seuil (m)
D : diamètre du collecteur amont (m)
F_0 : nombre de Froude à l'amont

DEVERSOIR LATERAL A CRETE BASSE

Cas d'un écoulement entièrement fluvial ou torrentiel dans le déversoir :

Formule de Dominguez :

Quel que soit le régime d'écoulement :

$$Q_{déversé} = m\varphi Lh\sqrt{2gh} \qquad \text{(Équation 83)}$$

h : hauteur d'eau au-dessus de la crête du déversoir (m)
L : Longueur du déversoir (m)
h = h_{av} charge à l'aval en régime fluvial et h = h_{am} charge à l'amont en régime torrentiel.
m : coefficient dépendant des caractéristiques de déversoir pouvant être choisi parmi les valeurs moyennes suivantes :

Charge h (m)	0,10	0,15	0,20	0,30	0,50	0,70
Crête mince, nappe libre	0,370	0,360	0,355	0,350	0,350	0,350
Crête épaisse et arrondie	0,315	0,320	0,320	0,325	0,325	0,330
Crête épaisse à arêtes vives	0,270	0,270	0,273	0,275	0,276	0,280

ϕ : coefficient dépendant du régime d'écoulement. Il peut être évalué à partir des valeurs proposées ci-dessous :

Régime fluvial K (= h_{am} / h_{av}) < 1	Régime torrentiel K (= h_{am} / h_{av}) > 1	ϕ
0	∞	0,400
0,05	20	0,417
0,1	10	0,443
0,2	5	0,491
0,3	3.33	0,543
0,4	2.50	0,598
0,5	2	0,659
0,6	1,67	0,722
0,7	1,43	0,784
0,8	1,25	0,856
0,9	1,11	0,924
1,0	1,0	1,0

DEVERSOIR LATERAL A CRETE BASSE

Formule de Gisonni et Hager :

Cette relation est valable dans le cas des déversoirs latéraux courts :

$$Q_{déversé} = C_{da} \cdot \sqrt{2g} \cdot {h_{am}}^{1.5} L \quad \text{(Équation 84)}$$

$$C_{da} = 1 + \frac{L \cdot {F_0}^2}{2 \cdot D} \quad \text{(Équation 85)}$$

h_{am} : hauteur de la ligne d'eau à l'amont par rapport au seuil (m)
D : diamètre du collecteur amont (m)
F_0 : nombre de Froude à l'amont
L : Longueur du déversoir (m)

Cette relation est valable pour les écoulements torrentiels avec un nombre de Froude < 3

Fiches de calcul 1 à 3 : Déversoir latéral à crête basse

VII.4.1.1.2 Calcul du déversoir frontal à crête basse

Le fonctionnement hydraulique d'un déversoir frontal à seuil bas s'apparente au fonctionnement des seuils. On distingue plusieurs cas selon la forme du seuil déversant, la configuration et la contraction éventuelle de la nappe déversante. D'un point de vue hydraulique, il est important de garantir un écoulement fluvial à l'amont du déversoir pour rendre applicable l'ensemble des formules disponibles.

On distingue les déversoirs avec et sans contraction latérale rectangulaire et les seuils de jaugeage.

DEVERSOIR FRONTAL A CRETE BASSE MINCE SANS CONTRACTION LATERALE

La largeur de la crête correspond à la largeur du canal amont.

De nombreux auteurs proposent des formules différentes telles que : Bernoulli, Weissbach, Poleni, Bazin, la SIA (Société suisse des Ingénieurs et Architectes), Rehbock et Kindsvater. La formule établie par KINDSVATER et CARTER en 1957 est retenue en priorité par l'Association Française de Normalisation :

$$Q_{déversé} = \mu \cdot C_v \cdot L \cdot (h_e)^{3/2} \cdot \sqrt{2g} \quad \text{(Équation 86)}$$

Avec :

Q en m^3/s
μ : coefficient de débit sans dimension (voir ci-dessous)
C_v : Coefficient de vitesse d'approche du déversoir, pris égal à 1 pour les déversoirs à crête mince
L : largeur d'écoulement en m
h_e : charge sur la crête, h_1, augmentée de 0,001 m

$$\mu = \frac{2}{3}\left(0,602 + 0,075 \cdot \frac{h_1}{p}\right) \quad \text{(Équation 87)}$$

avec :

p : pelle (hauteur de crête amont), en m

Les limites d'application sont :

$h_1 > 0,03$ m
$p > 0,10$ m
$h_1 / p < 2$

Fiche de calcul 4 : Déversoir frontal à crête basse mince sans contraction latérale

Déversoir frontal à crête basse mince avec contraction latérale

Dans ce cas, le seuil n'occupe qu'une partie de la section, et on utilise les formules utilisées pour le calcul du débit des déversoirs à seuil mince, sans contraction latérale, mais avec des coefficients et des limites différents.

Il s'agit d'un cas assez rare pour les déversoirs d'orage, et cela demande une étude hydraulique complexe.

DEVERSOIR FRONTAL A CRETE BASSE A DEVERSOIR EPAIS

Le seuil est à crête épaisse si $c > \frac{2H_{amont}}{3}$ avec $H_{amont} = h_0 + \frac{V_{amont}^2}{2g}$ et c l'épaisseur de crête. Pour le cas des seuils épais, la relation de Bazin est couramment utilisée :

$$Q_{déversé} = 0,385 L h_0 \sqrt{2 g h_0} \quad \textbf{(Équation 88)}$$

h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (m)

L : largeur du seuil (m)

On peut également utiliser Rao et Shulka :

$$Q_{déversé} = m L h_0 \sqrt{2 g h_0} \quad \textbf{(Équation 89)}$$

En calculant m par interpolation linéaire à partir des valeurs :

h_0	m
$h_0 < 0,08c$	$0,66(0,265 + 0,011\, h_0/c)$ **(Équation 90)**
$c > h_0 > 0,08c$	$0,66(0,290 + 0,027\, h_0/c)$ **(Équation 91)**
$1,60c > h_0 > c$	$0,66(0,318 + 0,033\, h_0/c)$ **(Équation 92)**
$h_0 > 1,60c$	$0,66(0,336 + 0,044\, h_0/c)$ **(Équation 93)**

c : épaisseur de crête

Fiche de calcul 5 : Déversoir frontal à crête basse à déversoir épais

VII.4.1.2 Déversoir latéral ou frontal à crête haute

La hauteur de crête est inférieure à la hauteur de la canalisation amont et est au-dessus de la canalisation aval. L'aval du déversoir est constitué d'une vanne et d'une conduite aval étranglée.

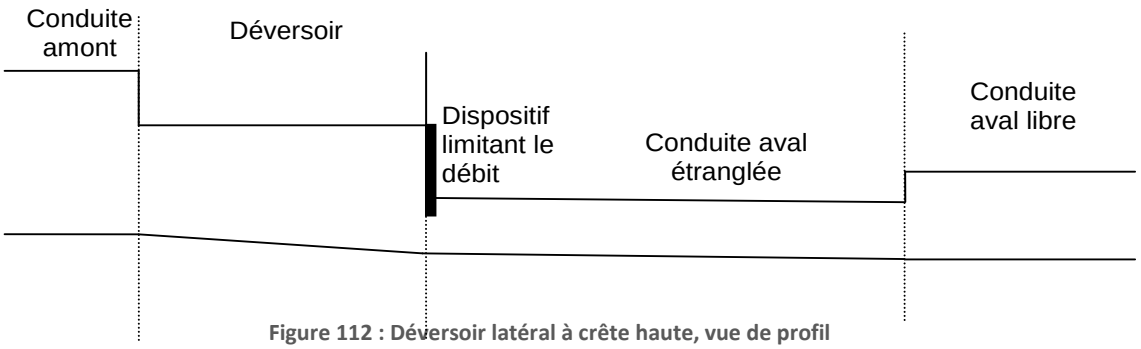


Figure 112 : Déversoir latéral à crête haute, vue de profil

Il arrive que l'on mette en place un dispositif limitant le débit passant vers le collecteur aval. Dans ce cas, l'objectif est de pouvoir modifier facilement par la suite le débit de consigne. Ce dispositif peut être fixe (section réduite, masque,…) ou mobile (vanne, seuil gonflable,…).

Ce déversoir est utilisé de préférence lorsque le régime amont est fluvial. Son comportement hydraulique est connu et le dimensionnement est accessible avec une bonne marge de sécurité. Dans la plupart des cas, le seuil élevé évite le retour des eaux de l'émissaire dans le réseau. Ces déversoirs présentent un comportement hydraulique performant dû à la mise en charge de la conduite aval.

Principe de dimensionnement :

Tableau 33 : Principe de dimensionnement d'un déversoir à crête haute

Débit	Calcul
débit de consigne	- hauteur de crête - angle d'entonnement (θ) de la crête déversante - longueur, pente et diamètre de la conduite aval étranglée - ouverture du dispositif limitant le débit
débit amont maximal	- longueur de crête

VII.4.1.2.1 Calcul du déversoir latéral à crête haute

Il existe plusieurs recommandations de construction en ce qui concerne la conduite aval étranglée :

- le diamètre (Dd) : 200 ≤ Dd ≤ 500 mm. On recommande de prendre deux classes en dessous du diamètre de la conduite aval.
- la longueur (Ld) : on conseille de prendre une conduite inférieure à 80 m mais telle que le rapport de la longueur sur le diamètre de cette conduite soit supérieur à 20.
- la pente (I_0) : elle doit vérifier : $I_0 \leq \frac{1}{80}\left(\frac{L_d}{D_d}+20\right) I_o \leq \frac{1}{80}\left(\frac{L_d}{D_d}+20\right)$ ce qui permet d'être en charge sur toute la conduite et d'éviter une partie à surface libre au début de la conduite.

Hauteur de la crête déversante : elle est de préférence telle que w_{DO} > 0.6 * Dam et w_{DO} > 25cm.

Le fonctionnement d'un déversoir à crête haute est régi par la conduite aval étranglée. Le régime fluvial est imposé à l'extrémité aval de la crête du déversoir. La conduite aval doit être à surface libre ; deux cas sont possibles :

- si le régime est torrentiel dans cette conduite, il y a pilotage amont et on choisit comme condition à la limite ham-C-av = Dd (diamètre de la conduite étranglée),
- s'il est fluvial, le pilotage se fait par l'aval et on prend ham-C-av égale à la hauteur normale dans la conduite aval.

DEVERSOIR LATERAL A CRETE HAUTE

Le débit conservé peut être calculé en utilisant la relation :

$$Q_{conservé} = S_d \cdot \left(\frac{h_{av-DO} - h_{am-C-av} + I_d \cdot L_d}{\frac{\xi+1}{2 \cdot g} + \frac{L_d}{{K_d}^2 \cdot {R_h}^{4/3}} - \frac{{S_d}^2}{2 \cdot g \cdot (h_{av-DO} \cdot D_d)^2}} \right)^{0,5} \quad \textbf{(Équation 94)}$$

- h_{av-DO} est la hauteur d'eau à l'aval du déversoir,
- $h_{am-C-av}$ est la hauteur d'eau à l'amont de la canalisation aval,
- I_0 est la pente de la canalisation étranglée,
- I_{do} est la pente du déversoir,
- L_d est la longueur de la canalisation étranglée,
- K_{s-d} est la rugosité de Strickler de la canalisation étranglée,
- S_d est la section de la canalisation étranglée,
- R_h est le rayon hydraulique de la canalisation étranglée,
- ξ est le coefficient de perte de charge singulière au passage entre le déversoir et la canalisation étranglée.

Ce coefficient peut être évalué en utilisant le tableau suivant :

h_{av-DO}/D_d	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	5.0
ξ	0.40	0.75	0.95	1.10	1.15	1.20	1.35	1.45

On peut utiliser la relation suivante :

$$\xi = 1,635 - 2,221 \cdot \left(\frac{h_{av-DO}}{D_d} \right)^{-1,5} + 2,682 \cdot e^{-\left(\frac{h_{av-DO}}{D_d} \right)} \quad \textbf{(Équation 95)}$$

Le débit déversé peut être calculé en utilisant les formules suivantes :

$$Q_{déversé} = L_{do} n^* \cdot c_w \cdot g^{0,5} \cdot {h_{av-DO}}^{1.5} \cdot 0,2 \cdot \left(\frac{h_{am}}{h_{av-DO}} + 2 - 3\frac{W_{DOm}}{h_{av-DO}} \right)^{1.5} \cdot \left(\frac{1 - \frac{W_{DOm}}{h_{av-DO}}}{5 - 2\frac{h_{am}}{h_{av-DO}} - 3\frac{W_{DOm}}{h_{av-DO}}} \right)^{0.5} \cdot \left[1 + [tan(\theta) - I_{do}] \cdot \left(\frac{3\left(1 - \frac{h_{am}}{h_{av-DO}}\right)}{\frac{h_{am}}{h_{av-DO}} + 2 - 3\frac{h_{am}}{h_{av-DO}}} \right) \right]$$

$$I_{do} \cdot L_{do} + h_{am} + \frac{{Q_{amont}}^2}{2 \cdot g \cdot {D_{am}}^2 \cdot {h_{am}}^2} = h_{av-DO} + \frac{{Q_{conservé}}^2}{2 \cdot g \cdot {D_d}^2 \cdot {h_{av-DO}}^2} \quad \textbf{(Équation 96)}$$

- D_{am} est le diamètre de la canalisation amont,
- h_{am} est la hauteur d'eau dans la canalisation amont,
- w_{DOm} est la hauteur de crête au milieu du déversoir,
- n^* le nombre de crêtes déversantes (1 ou 2),
- c_w vaut 1 pour les crêtes minces et 0.8 pour les crêtes épaisses,
- L_{do} est la longueur de la crête du déversoir,
- I_{do} pente du déversoir,
- θ angle d'entonnement (>0)

Le dimensionnement de la hauteur de crête se fait de la façon suivante :

- On calcule $h_{av\text{-}DO}$ en fonction de la relation précédente du débit conservé pour le débit aval de 1,2 à 1,4 fois le débit seuil,

$$Q_{conservé} = S_d \cdot \left(\frac{h_{av-DO} - h_{am-C-av} + I_d \cdot L_d}{\frac{\xi+1}{2 \cdot g} + \frac{L_d}{K_d^2 \cdot R_h^{4/3}} - \frac{S_d^2}{2 \cdot g \cdot (h_{av-DO} \cdot D_d)^2}} \right)^{0,5} \quad \text{(Équation 97)}$$

- On calcule h_{am} avec la relation suivante :

$$\frac{h_{am}}{h_{av-DO}} = 1 - \frac{\left(Q_{conservé} + Q_{déversé}\right)^2}{2 g D_{am}^2 h_{av-DO}^3} \quad \text{(Équation 98)}$$

- On utilise la relation de $Q_{déversé}$ précédente pour calculer la longueur du déversoir.

Il est nécessaire de garantir un régime fluvial stable dans la conduite amont (on recommande un nombre de Froude inférieur à 0.75) pour un fonctionnement sans ressaut hydraulique dans la zone de déversement. On peut enfin utiliser la capacité de stockage des conduites amont si elles ont une pente faible, à condition de maintenir une vitesse d'approche suffisante pour éviter les phénomènes de sédimentation.

Fiche de calcul 6 : Déversoir latéral à crête haute

VII.4.1.2.2 Calcul du déversoir frontal à crête haute

Pour le déversoir frontal à seuil haut, c'est principalement la capacité d'évacuation de la conduite aval et la hauteur de crête qui déterminent la quantité de déversement.

Ce type de déversoir a deux modes de fonctionnements hydrauliques différents : dans les conduites amont et déversantes, l'écoulement est à surface libre tandis que la conduite aval a un écoulement en charge. Si le débit amont est inférieur à la capacité d'écoulement à surface libre de l'étranglement, aucun débit n'est déversé. Sinon, l'étranglement inférieur se met en charge et on peut calculer le déversement de ce type d'ouvrage moyennant les hypothèses suivantes :

- le calcul est fait en régime permanent uniforme ou non uniforme pour la conduite aval déversée ;
- il y a influence aval de la crête frontale sur la hauteur d'eau à l'amont, c'est-à-dire que le régime dans la conduite amont du déversoir est fluvial ;
- la conduite déversante impose la hauteur d'eau au droit de la crête déversante (régime fluvial).

DEVERSOIR FRONTAL A CRETE HAUTE

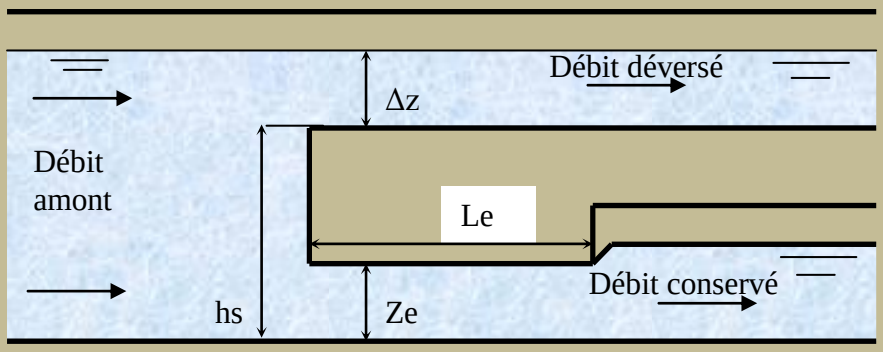


Figure 113 : Vue en coupe du déversoir frontal à seuil haut.

Abréviations :

Ze : hauteur de l'étranglement

Δz : hauteur d'eau dans la branche déversante

ΔH : perte de charge

Se : section de l'étranglement

λ : coefficient de pertes de charge linéaires

Le : longueur de l'étranglement

Ve : vitesse moyenne de l'écoulement dar l'étranglement

Rhe : rayon hydraulique de l'étranglement

hs : hauteur du seuil par rapport au fond

Le débit de consigne peut être calculé par la relation :

$$Q_{seuil} = Ve \cdot Se = Se \cdot \sqrt{\frac{2g(hs-Ze)\cdot Rhe}{\lambda Le}} \qquad \textbf{(Équation 99)}$$

Lorsque le déversoir est en fonctionnement, le débit amont est la somme du débit aval et déversé :

$$Q_{amont} = Q_{aval} + Q_{déversé} \qquad \textbf{(Équation 100)}$$

La hauteur d'eau dans la branche déversante Δz permet de calculer, moyennant l'hypothèse du régime permanent et uniforme ou non uniforme, le débit déversé.

La perte de charge peut être calculée par :

$$\Delta H = hs - Ze + \Delta z \qquad \textbf{(Équation 101)}$$

Ce qui permet de calculer le débit aval :

$$Q_{aval} = Ve \cdot Se = Se \cdot \sqrt{\frac{2g\cdot\Delta H\cdot Rhe}{\lambda\cdot Le}} \qquad \textbf{(Équation 102)}$$

$$\textbf{Avec } \Delta H = \frac{\lambda Ve^2 Le}{8g\cdot Rhe} \qquad \textbf{(Équation 103)}$$

On reconstitue ainsi le débit amont.

Fiche de calcul 7 : Déversoir frontal à crête haute

VII.4.1.3 Déversoir Leaping weir

Ce déversoir est particulièrement performant en régime torrentiel.

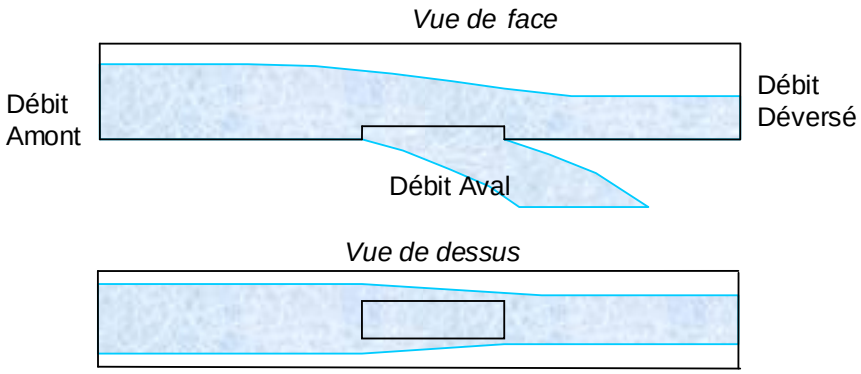


Figure 114 : Déversoir « Leaping weir »

Principe de dimensionnement :

Tableau 34 : Principe de dimensionnement d'un déversoir « Leaping weir »

Débit	Calcul
débit de consigne	- Largeur de l'ouverture
débit amont maximal	- Longueur de l'ouverture

VII.4.1.3.1 Calcul des déversoirs « Leaping weir »

On distingue couramment deux types de forme de leaping weir : les rectangulaires et les paraboliques.

Quelle que soit la forme du leaping weir considérée, les conduites amont et déversé sont circulaires de même diamètre. On rappelle que le leaping weir ne peut être utilisé qu'en torrentiel avec un nombre de Froude supérieur à 1.5 pour le débit de consigne et pour le débit amont maximal.

LEAPING WEIR RECTANGULAIRE

<u>En phase de dimensionnement</u>, le calcul de la *largeur* de l'ouverture dans le radier se fait de la façon suivante :

Paramètres nécessaires :

Pour la canalisation amont :	D diamètre de la canalisation, Ks rugosité au sens de Strickler,
Pour le déversoir :	I la pente du canal en m/m. Qseuil : débit de consigne du déversoir.

Calcul de la hauteur normale à l'amont h_{seuil} :

$$y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D} \quad \text{(Équation 104)}$$

$$y_{seuil} = 0.926\left(1 - \left(1 - 3.11 q_{seuil}\right)^{1/2}\right)^{1/2} \quad \text{(Équation 105)}$$

avec pour limite de validité :

$$y_{seuil} \leq 0{,}95$$

$$q_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{K_s I^{1/2} D^{8/3}} \quad \text{(Équation 106)}$$

Calcul de la largeur :

$$Largeur = 2 \cdot D \cdot \left(\frac{h_{seuil}}{D} - \left(\frac{h_{seuil}}{D}\right)^2\right)^{0.5} \quad \text{(Équation 107)}$$

La longueur de l'ouverture peut être calculée avec la relation :

$$Longueur = h_{seuil} \cdot F_{roude} \quad \text{(Équation 108)}$$

$$F_{roude} = \frac{Q_{seuil}}{\sqrt{g \cdot D \cdot {h_{seuil}}^4}} \quad \text{(Équation 109)}$$

Avec pour contrainte : $0.1 < y_{seuil} < 0{,}35$

F_{roude} représente le nombre de Froude pour le débit de consigne.

<u>En phase de diagnostic</u>, l'objectif est le calcul du débit de consigne et du débit déversé au débit maximal amont connaissant la largeur et la longueur de l'ouverture.

Le débit de consigne est calculé en utilisant la relation :

$$Q_{seuil} = K_s I^{1/2} D^{3/8} \frac{3}{4} {y_{seuil}}^2 \left(1 - \frac{7{y_{seuil}}^2}{12}\right) \quad \text{(Équation 110)}$$

$$\text{Avec : } y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D} \quad \text{(Équation 111)}$$

$$h_{seuil} = \frac{D}{2}\left(1 - \left(1 - \left(\frac{Largeur}{D}\right)^2\right)^{0.5}\right) \quad \text{(Équation 112)}$$

Au débit maximal amont, le débit conservé est calculé avec la relation :

$$Q_{conservé} = 0,61 \cdot (2 \cdot g \cdot h_{seuil})^{0.5} \cdot Largeur \cdot Longueur - 0,14 \cdot \left(\frac{Largeur^3}{D \cdot h_{seuil}^2}\right)^{0.5} Q_{amont\ max} \quad \text{(Équation 113)}$$

Fiche de calcul 8 : Leaping weir rectangulaire

« LEAPING WEIR » PARABOLIQUE EN PHASE DE DIMENSIONNEMENT

En phase de dimensionnement, le calcul de la *largeur* de l'ouverture dans le radier se fait de la façon suivante :

Paramètres nécessaires :

Pour la canalisation amont :	D diamètre de la canalisation,
	K_s rugosité au sens de Strickler,
Pour le déversoir :	I la pente du canal en m/m.
	Q_{seuil} : débit de consigne du déversoir.

Calcul de la hauteur normale à l'amont h_{seuil} :

$$y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D} \quad \textbf{(Équation 114)}$$

$$y_{seuil} = 0.926\left(1 - \left(1 - 3.11 q_{seuil}\right)^{1/2}\right)^{1/2} \quad \textbf{(Équation 115)}$$

avec pour limite de validité :

$$y_{seuil} \leq 0{,}95$$

$$q_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{K_s I^{1/2} D^{8/3}} \quad \textbf{(Équation 116)}$$

Calcul de la surface S_{seuil} par la relation :

$$\frac{S_{seuil}}{D^2} = \frac{4}{3} y_{seuil}^{\frac{3}{2}}\left(1 - \frac{y_{seuil}}{4} - \frac{4 y_{seuil}^{\ 2}}{25}\right) \quad \textbf{(Équation 117)}$$

Calcul de la vitesse amont pour le débit de consigne :

$$V_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{S_{seuil}} \quad \textbf{(Équation 118)}$$

Calcul du rayon hydraulique $R_{h.seuil}$ par la relation :

$$\frac{R_{h.seuil}}{D} = 0.40 y_{seuil}^{0.80} \quad \textbf{(Équation 119)}$$

Calcul du coefficient de Boussinesq B_{seuil} défini par :

$$B_{seuil} = \frac{V_{seuil}}{\sqrt{g R_{h.seuil}}} \quad \textbf{(Équation 120)}$$

Calcul de la hauteur $h_{c.seuil}$ définie par :

$$h_{c.seuil} = h_{seuil} \frac{2 B_{seil}^{\ 2}}{2 B_{seuil}^{\ 2} + cos^2(\delta_{am})} \quad \textbf{(Équation 121)}$$

avec δ_{am} la pente en radian de la canalisation amont.

Calcul du paramètre $\beta_{c.seuil}$ défini par :

$$cos\left(\frac{\beta_{c.seuil}}{2}\right) = \frac{D - 2h_{c.seuil}}{D} \quad \textbf{(Équation 122)}$$

Calcul de la largeur :

$$Largeur = D sin\left(\frac{\beta_{c.seuil}}{2}\right) \quad \textbf{(Équation 123)}$$

Le calcul de la *longueur* maximale d'ouverture se fait en utilisant les relations suivantes :

Si la pente amont est inférieure à 10% :

$$Longueur_{max} = \alpha . V_{seuil} \sqrt{\frac{2h_{seuil}}{g}} \qquad \text{(Équation 124)}$$

Si la pente amont est supérieure à 10%

$$Longueur_{max} = \alpha . V_{seuil} \sqrt{\frac{2h_{seuil}}{g.cos(\delta_{am})}} + h_{seuil} tan(\delta_{am}) \qquad \text{(Équation 125)}$$

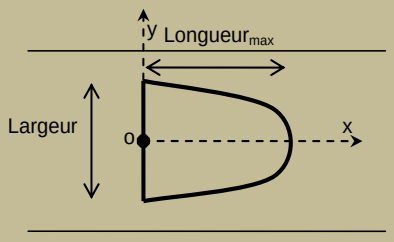
Avec :

$$\alpha = 0,95665 + \sqrt{0,001879 + 0,93349 tan(\delta_{am})} \qquad \text{(Équation 126)}$$

Dans le repère (x,y) d'origine O, la forme de l'ouverture est définie par :

$$h_x = \frac{D}{2}\left(1 - \left(1 - \left(\frac{2y}{D}\right)^2\right)^{0.5}\right) \qquad \text{(Équation 127)}$$

$$x = longueur_{max} \sqrt{1 - \frac{h_x}{h_{seuil}}} \qquad \text{(Équation 128)}$$



Forme de l'ouverture et localisation du repère

Fiche de calcul 9 : « Leaping weir » parabolique en dimensionnement

« LEAPING WEIR » PARABOLIQUE EN PHASE DE DIAGNOSTIC

En **phase de diagnostic**, l'objectif est le calcul du débit de consigne et du débit déversé au débit maximal amont connaissant la largeur et la longueur de l'ouverture.

Le débit de consigne est calculé en utilisant les relations précédentes mais avec pour inconnue h_{seuil} et Q_{seuil} et pour variables initiales : largeur, longueur$_{max}$, D et δ_{am}.

Au débit maximal amont, le débit conservé est calculé avec la relation :

$$Q_{conservé} = \varepsilon . V_{conservé} . S_{conservé} \qquad \text{(Équation 129)}$$

ε est un paramètre de correction déterminé par la relation :

$$\varepsilon = 1.00909 + \sqrt{0.10909 * \frac{Q_{amont\ max}}{Q_{seuil}} - 0.109008} \qquad \text{(Équation 130)}$$

La vitesse conservée est calculée par la relation :

$$V_{conservé} = \sqrt{V_{amont\ max}{}^2 + 2g . h_{amont\ max} . cos(\delta_{am})} \qquad \text{(Équation 131)}$$

avec $V_{amont\ max}$ et $h_{amont\ max}$ calculés au régime permanent et uniforme (relation de Manning-Strickler) au débit amont maximal.

On peut alors définir :

$$h_{c.amont\ max} = \frac{2B_{amont\ max}{}^2}{2B_{amont\ max}{}^2 + cos^2(\delta_{am})} \quad \text{(Équation 132)}$$

Avec :

$$B_{amont\ max} = \frac{V_{amont\ max}}{\sqrt{gR_{h.amont\ max}}} \quad \text{(Équation 133)}$$

et

$$\frac{R_{h.c.amont\ max}}{D} = 0.40 y_{c.amont\ max}{}^{0.80} \quad \text{(Équation 134)}$$

Et

$$y_{c.amont\ max} = \frac{h_{c.amont\ max}}{D} \quad \text{(Équation 135)}$$

On peut alors calculer :

La surface $S_{c.amont\ max}$ peut être calculée à partir de la relation :

$$\frac{S_{c.amont\ max}}{D^2} = \frac{4}{3} y_{c.amont\ max}{}^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{y_{c.amont\ max}}{4} - \frac{4y_{c.amont\ max}{}^2}{25}\right) \quad \text{(Équation 136)}$$

On peut ainsi calculer :

$$V_{c.amont\ max} = \frac{Q_{amont\ max}}{S_{c.amont\ max}} \quad \text{(Équation 137)}$$

Si la pente amont est inférieure à 10% :

$$h_{conservé} = \frac{g.longueur_{max}{}^2}{2.V_{c.amont\ max}} \quad \text{(Équation 138)}$$

Si la pente amont est supérieure à 10% :

$$h_{conservé} = \frac{g.longueur_{max}{}^2.cos(\delta_{am})}{2.V_{c.amont\ max}{}^2 + 2.longueur_{max}.g.sin(\delta_{am})} \quad \text{(Équation 139)}$$

On peut alors calculer :

$$S_{conservé} = \frac{1}{2}(\theta.r_{conservé}{}^2 + Largeur.r_{conservé}.h_{conservé}) \quad \text{(Équation 140)}$$

avec :

$$r_{conservé} = \frac{largeur^2}{8.h_{conservé}} + \frac{h_{conservé}}{2} \quad \text{(Équation 141)}$$

et

$$sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{Largeur}{2.r_{conservé}} \quad \text{(Équation 142)}$$

Fiche de calcul 10 : « Leaping weir » parabolique en diagnostic

VII.4.1.4 Déversoir par orifice

Les modèles utilisés reposent essentiellement sur la formule de Torricelli :

$$V = \sqrt{2gh} \qquad \textbf{(Équation 143)}$$

où V représente la vitesse et h le tirant d'eau amont.

Pour obtenir le débit, il faut prendre en compte :

- un coefficient de frottement et de viscosité, de l'ordre de 0.96 à 0.99 ;
- un coefficient de contraction qui traduit la diminution de la veine liquide à la traversée de l'orifice de section S.
- le fonctionnement hydraulique de l'orifice :
- Orifice complètement dénoyé : le niveau d'eau aval est en dessous du bord inférieur de l'orifice ;
- Orifice noyé : le niveau d'eau aval est au-dessus du bord supérieur de l'orifice ;
- Orifice partiellement noyé : le niveau d'eau aval est compris entre le bord supérieur et le bord inférieur de l'orifice.
- l'épaisseur e de la paroi : celle-ci doit être plus petite que la moitié de la plus petite dimension transversale de l'orifice (par exemple le rayon de l'orifice s'il est circulaire).

Dans le cas où l'orifice est partiellement rempli, on utilise alors les relations de type seuil décrites dans le chapitre suivant.

ORIFICE COMPLETEMENT DENOYE

ans les cas pratiques, on emploie en général les formules suivantes en tenant compte que h représente la charge au centre de gravité de l'orifice :

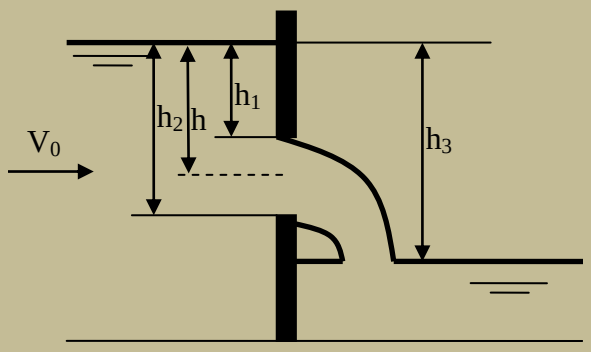
pour un écoulement sans vitesse d'amenée :

$$Q_{orifice} = m_d S\sqrt{2gh} \qquad \textbf{(Équation 144)}$$

pour un écoulement avec vitesse d'amenée V_0 :

$$Q_{orifice} = m_d S\sqrt{2g\left(h + \frac{V_0^2}{2g}\right)} \qquad \textbf{(Équation 145)}$$

Comme valeur approchée pour le coefficient de débit dénoyé m_d, on peut prendre 0.6, pour tous les liquides, quelle que soit la forme de l'orifice. On peut considérer comme limites usuelles les valeurs 0.59 et 0.63. Pour des charges très faibles, on peut atteindre 0.7.



Vue en coupe d'un orifice noyé $h_3 > h_2$

ORIFICE PARTIELLEMENT NOYE

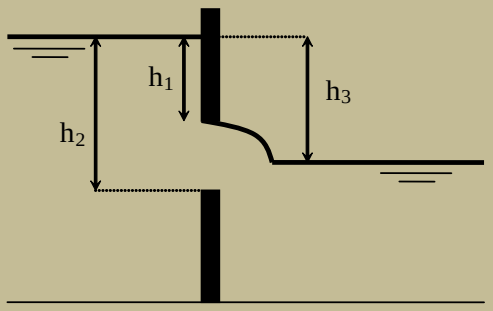
On considère les orifices partiellement noyés comme divisés en deux parties, dont l'une est libre et l'autre noyée.

Pour un orifice rectangulaire de largeur L, le débit est alors donné par :

$$Q_{dev} = m_1 L(h_2 - h_3)\sqrt{2gh_3} + \frac{2}{3} m_2 L\sqrt{2g}\left(h_3^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}}\right)$$

(Équation 146)

Les valeurs de m_1 et m_2 sont mal connues, mais on peut les prendre égales à 0.60



Vue en coupe d'un orifice partiellement noyé

ORIFICE NOYE

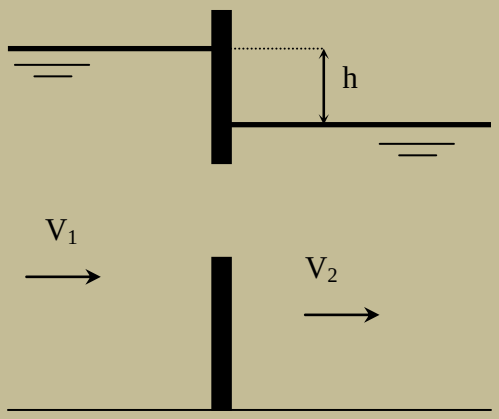
Le débit à travers l'orifice est donné par :

$$Q_{orifice} = m_n S\left[V_2 + \sqrt{2gh + V_1^2 - V_2^2}\right]$$ **(Équation 147)**

h est la différence de hauteur entre les niveaux amont et aval. V_1 et V_2 sont respectivement les vitesses moyennes amont et aval (elles peuvent être négligées dans une première approche). m_n est le coefficient de débit de l'orifice noyé.

Weissbach a indiqué la formule :

$$m_n = 0.986 m_d$$ **(Équation 148)**



Vue en coupe d'un orifice noyé

Fiches de calcul 11 à 13 : Déversoirs par orifice

VII.4.2 Principe de diagnostic d'un déversoir

L'ouvrage existant, sa géométrie (hauteur et longueur de crête, pente amont et aval…) est donc connu.

On calcule alors, dans un premier temps, le débit de consigne et le débit amont maximal.

Dans un deuxième temps, on calcule la courbe de fonctionnement de l'ouvrage et on détermine ainsi l'augmentation du débit aval par rapport au débit de consigne quand l'ouvrage est soumis au débit amont maximal.

On compare ensuite le débit de consigne et le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé dans le réseau par rapport aux objectifs de l'ouvrage.

Remarque :

La connaissance de la courbe de fonctionnement d'un déversoir est une étape préalable au diagnostic d'un réseau d'assainissement. Le comportement hydraulique des déversoirs étant caractérisé, on peut ensuite simuler l'ensemble du réseau afin de connaître par exemple, les fréquences de déversement, les volumes déversés,…

VII.4.3 Composition des ouvrages annexes au déversoir

VII.4.3.1 Ouvrages à l'intérieur du déversoir

La Figure 115 schématise l'ensemble des ouvrages annexes que l'on peut trouver dans un déversoir.

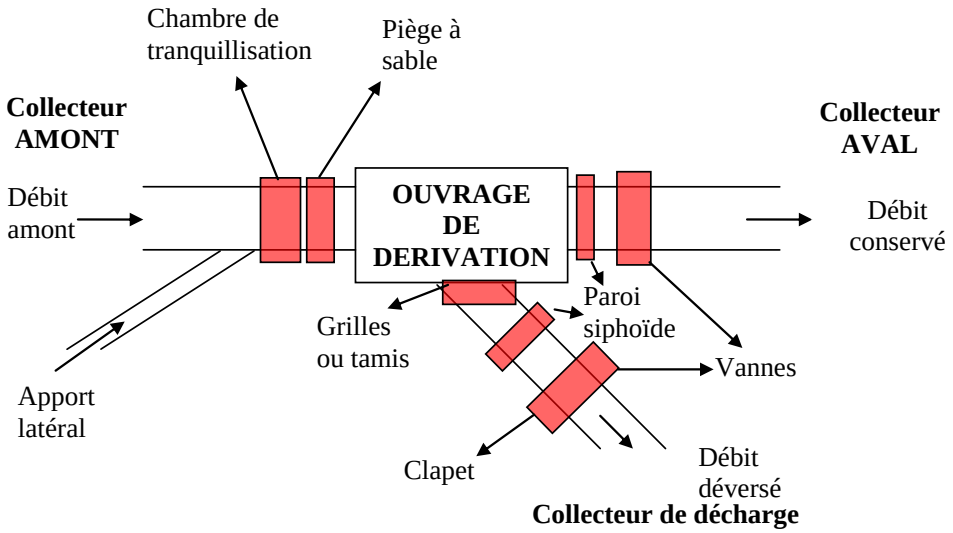


Figure 115 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage

La chambre de tranquillisation et/ou de dessablement, située à l'amont du déversoir, a pour but, en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des sables (matières minérales denses) et de faire remonter en surface les flottants.

Les grilles ont pour but de piéger les gros solides (Ø > 6 mm) pour éviter leur envoi dans le milieu naturel. Ces grilles peuvent être dotées de moyens de dégrillage automatique alimentant un stockage des produits dont l'enlèvement doit être prévu et aisé et ne provoquant pas de nuisances olfactives. Les grilles peuvent aussi être inclinées de façon que les solides piégés lors du fonctionnement de l'ouvrage retombent dans l'écoulement conservé dans le réseau. On peut trouver ces grilles également en amont du déversoir, à l'entrée des collecteurs. Les barreaux de ces grilles, de 10 à 12 mm d'épaisseur, sont généralement espacés de 15 mm ; le râteau mécanique qui s'insère dans cet espace a besoin d'un jeu de 3 à 4 mm ce qui implique des dents de 6-7mm minimum, dimensions en deçà desquelles il perdrait la rigidité nécessaire à son bon fonctionnement.

La paroi siphoïde permet d'éviter d'envoyer les flottants vers le collecteur de décharge. Ils sont ainsi acheminés vers la station de traitement des eaux usées.

Des fabricants proposent également des équipements plus ou moins sophistiqués pour piéger les solides : filtres rotatifs, tamis autonettoyants, …

Les vannes de régulation permettent, dans certaines configurations, de mieux garantir le fonctionnement hydraulique du déversoir. Dans la conduite conservée, le rôle de la vanne est de limiter le débit à l'aval. Pour la conduite déversée, la vanne empêche une remontée des eaux provenant du milieu naturel dans le réseau d'assainissement neutralisant alors l'ouvrage. Dans certains cas, on remplace la vanne par un clapet anti-retour.

VII.4.3.2 Déversoirs associés aux bassins

Le déversoir d'orage peut jouer le rôle d'écrêteur de débit strict, ou associé à un rôle de trop-plein, en fonction de sa position par rapport au bassin d'orage.

On peut classer les bassins d'orage en quatre grands types (guide FNDAE n°6) :

Le bassin de transit à connexion directe (Figure 116) : la connexion directe signifie une traversée en permanence de la totalité des eaux de temps sec et d'une partie des eaux de temps de pluie. Un déversoir à l'amont permet le remplissage du bassin avec un débit de consigne égal à un débit de petites pluies (niveau 1). Ce débit est calculé pour une pluie de période de retour de quelques mois (de 1 mois à 1 an ou plus) correspondant au degré de protection souhaité pour le milieu naturel. Le bassin d'orage possède un seuil de trop-plein intérieur (il est dit de transit).

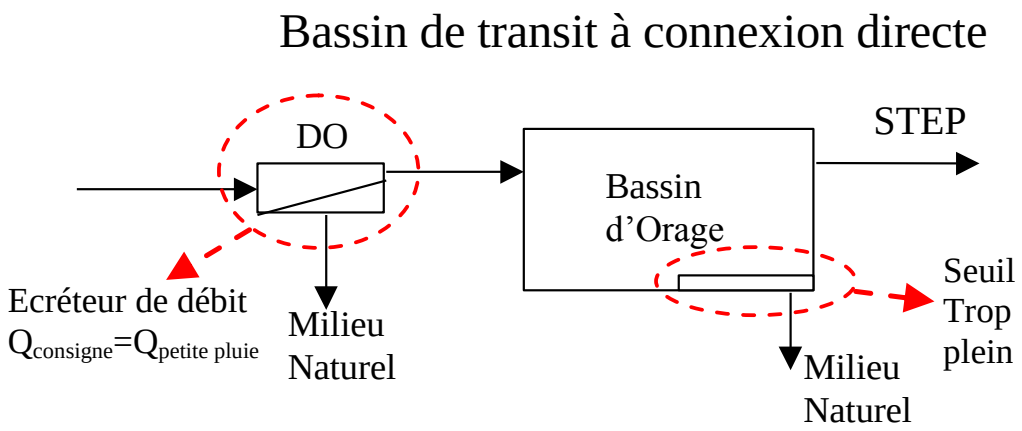


Figure 116 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion directe

Le bassin de transit à connexion latérale (Figure 117) : le fonctionnement du bassin est proche du précédent, bien qu'il ne soit jamais traversé par le temps sec. La vidange ne peut se faire qu'à la fin de l'événement pluvieux, dès que le débit amont du réseau repasse en dessous du débit maximal admissible dans le réseau aval.

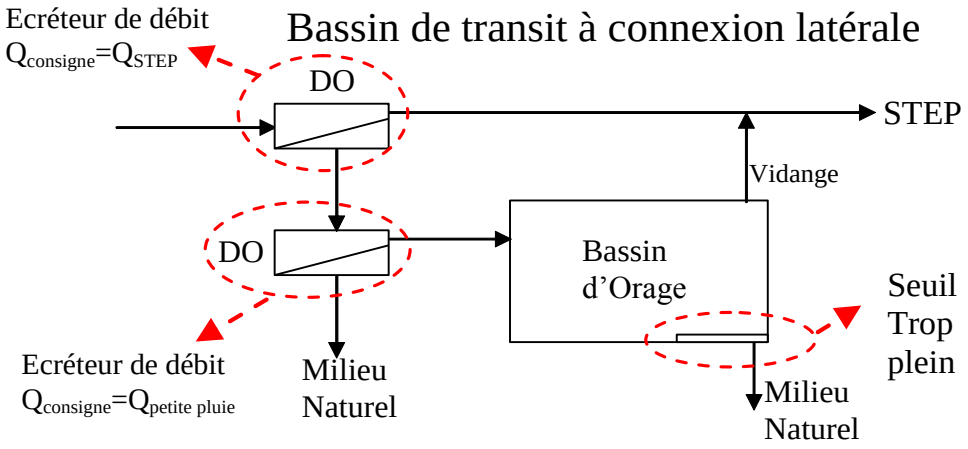


Figure 117 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion latérale

Le bassin piège à connexion directe (Figure 118) : il est traversé en permanence par la totalité des eaux de temps sec et d'une partie des eaux de temps de pluie (connexion directe). Un déversoir à l'amont limite le remplissage

du bassin pour un débit de temps de pluie correspondant au débit critique. Le bassin d'orage ne possède pas de trop plein (il est dit piège) à l'intérieur du bassin car celui-ci est assuré par le déversoir situé à l'amont.

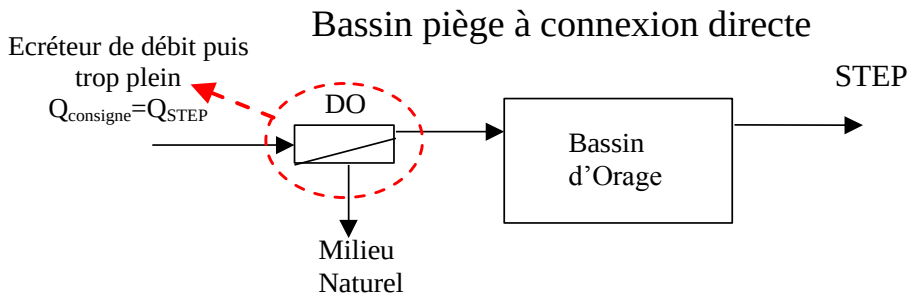


Figure 118 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion directe

Le bassin piège à connexion latérale (Figure 119) : le fonctionnement du bassin est proche du précédent, bien qu'il ne soit jamais traversé par le temps sec. La vidange ne peut se faire qu'à la fin de l'événement pluvieux, dès que le débit amont du réseau repasse en dessous du débit maximal admissible dans le réseau aval.

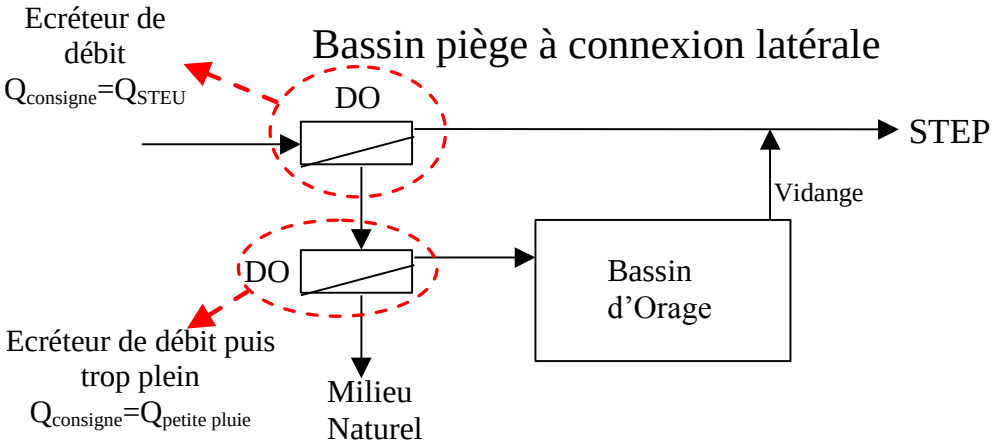


Figure 119 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion latérale

VII.5 ANNEXE E : SIPHONS

VII.5.1 Fonctionnement d'une canalisation dans un siphon

On rencontre trois physionomies de fonctionnement schématisées par les croquis ci-après.

La Figure 120 montre le fonctionnement idéal, dans lequel l'écoulement à l'amont de l'ouvrage n'est pas influencé. C'est la physionomie que l'on cherche à respecter pour le débit maximum envisagé.

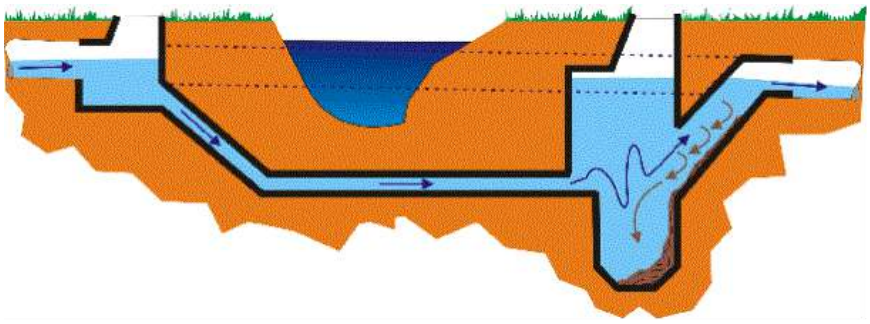


Figure 120 : Fonctionnement d'un siphon ; fonctionnement idéal - Conditions normales de calcul à Q_{max}.

La Figure 121 représente un siphon qui « tire ». Il y a abaissement de la ligne d'eau dans la partie amont de l'ouvrage. C'est le cas lors de l'utilisation du dispositif tel que prévu en figure 107 quand le débit est inférieur au débit maximal. L'entonnement dans le siphon peut provoquer un entraînement d'air.

Pour s'en prémunir, il convient de prévoir le fond de la chambre amont dans le siphon à une cote nettement inférieure à celle du radier du collecteur amont: la hauteur d'eau au-dessus de la génératrice supérieure du siphon est égale à deux fois la valeur de $v^2/2g$ dans la branche descendante du siphon.

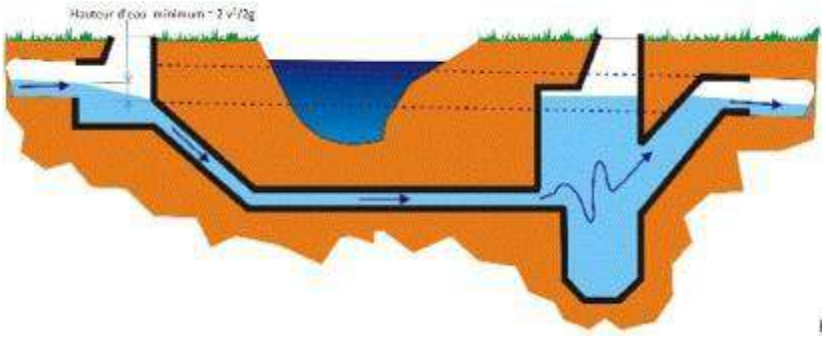


Figure 121 : Fonctionnement d'un siphon ; le siphon « tire ».

La Figure 122 présente un siphon qui « bourre » ; c'est le cas d'un siphon dont la capacité est insuffisante. On observe, par réaction de l'aval sur l'amont, une remontée de la ligne d'eau dans la partie amont de l'ouvrage. Cette disposition est à éviter car, très rapidement, elle provoque la mise en charge du collecteur amont et peut même entraîner des débordements si la perte de charge est trop forte.

Ce type de situation, s'il ne peut être évité, conduit à envisager soit:

- un écrêtement des débits par un déversoir d'orage qui peut déverser soit :
  - vers un autre exutoire ;
  - vers un nouveau siphon (siphon à canalisations multiples).
- un renforcement de la charge amont, par exemple par pompage.

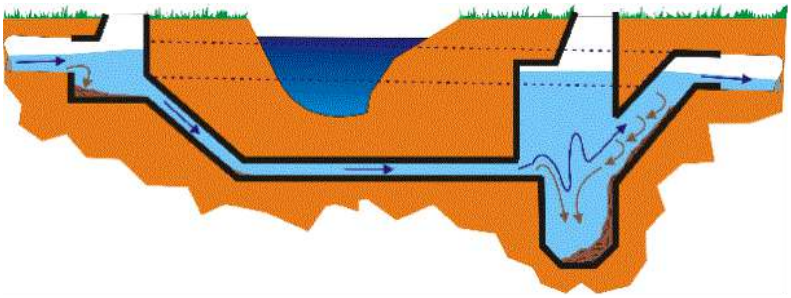


Figure 122 : Fonctionnement d'un siphon ; le siphon « bourre ».

Une canalisation fonctionnant en siphon n'accepte qu'une variation de débit limitée, elle est évidemment calculée pour le débit maximum. Il s'en suit des vitesses faibles et donc des risques de dépôts pendant les périodes où le débit est minimum car, le plus souvent, la charge disponible est faible.

Cette raison conduit à proposer des siphons à canalisations multiples, par exemple en système unitaire où les canalisations secondaires reprenant les débits de temps de pluie sont alimentées à partir du déversoir d'orage amont.

VII.5.2 Calcul hydraulique pour les siphons

Le calcul d'un siphon se résume à un calcul de perte de charge dans une canalisation pour le débit maximum qui doit transiter. Trois termes sont à considérer :

- la perte de charge linéaire ;
- les pertes de charge à l'entrée et à la sortie du siphon, du fait du rétrécissement et de l'élargissement brusque, ainsi que celle due aux éventuels ouvrages annexes placés à l'amont (déversoirs, chutes, etc.) ;
- les pertes de charges dues aux singularités (telles que coudes) le long du siphon.

VII.5.3 Charge disponible

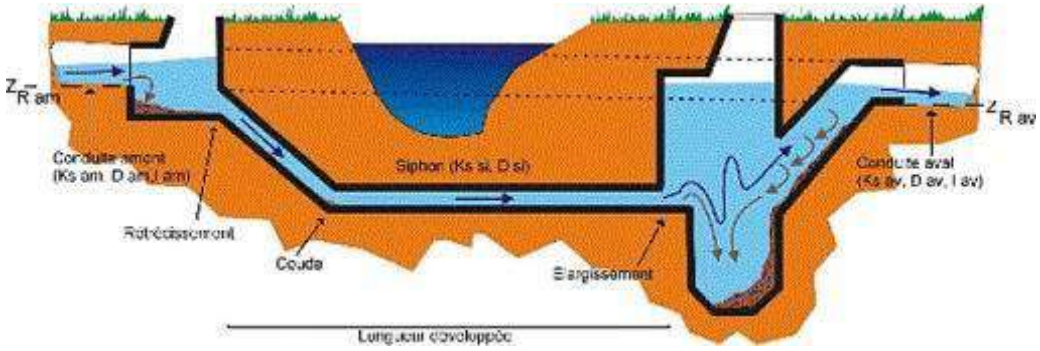


Figure 123 : Composants d'un siphon

Soit un débit Q à transiter par le siphon ; les vitesses en amont et en aval sont respectivement V_1 et V_2. La surface libre dans le collecteur amont s'établit à la cote Z_1 et celle de Z_2 dans le collecteur aval. La charge totale pour passage dans le siphon est donc telle que :

$$J = Z_1 - Z_2 \quad \textbf{(Équation 149)}$$

Les tirants d'eau h_1 et h_2 permettent de calculer Z_1 et Z_2 se déduisent des relations :

$$Z_1 = h_1 + R_1 \quad \textbf{(Équation 150)}$$

Et,

$$Z_2 = h_2 + R_2 \quad \textbf{(Équation 151)}$$

R_1 et R_2 désignant les cotes des radiers amont et aval.

VII.5.4 Calcul de pertes de charge

VII.5.4.1 Pertes de charge linéaires

Elles se calculent à partir des outils présentés au § IV.2 : à partir du débit et du diamètre de la canalisation posée, la pente indiquée correspond à la perte de charge linéaire « j » (cf. tableau des débits à pleine section § VI.1.5).

Exemple : un débit de 70 l/s dans une canalisation de 300 mm conduit à une perte de charge j = 6 mm/m.

VII.5.4.2 Pertes de charges singulières à l'entrée et la sortie du siphon

Il faut prendre en compte les pertes de charges d'entrée et de sortie. A l'entrée, on a un brusque rétrécissement, d'où :

$$\Delta H_1 = \frac{1}{2}\frac{V_0^2}{2g} \quad \textbf{(Équation 152)}$$

De même à l'aval il y a un élargissement brusque, d'où :

$$\Delta H_2 = \frac{V_0^2 - V_2^2}{2g} \quad \textbf{(Équation 153)}$$

Le cas échéant il ne faut pas négliger la prise en compte des pertes de charges singulières induites par éventuels ouvrages annexes placés à l'amont (déversoirs, chutes, etc.).

VII.5.4.3 Pertes de charge singulières dans le siphon (coudes)

Les pertes de charge singulières sont exprimées sous la forme $KV^2/2g$, la valeur propre de K étant donnée pour chaque cas particulier dans les manuels. Ici nous indiquons cette valeur pour les coudes très ouverts et arrondis qui sont en général rencontrés dans les siphons.

Les formules de Weisbach donnent :

- pour les coudes arrondis :

$$K = \frac{\alpha}{90}\left[0.131 + 1.847\left(\frac{D}{2\rho}\right)^{3.5}\right] \quad \textbf{(Équation 154)}$$

Avec :

α: Angle du coude en degrés sexagésimaux,
D: Diamètre de la conduite en mm,
ρ: Rayon du coude en mm.

α, D et ρ sont présentés sur la Figure 124 :

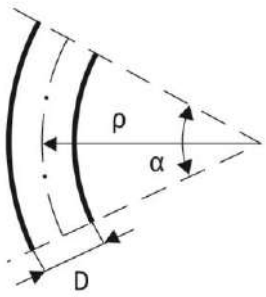


Figure 124 : Paramètres de calcul des pertes de charge dans un coude arrondi

- pour les coudes à angle vif :

$$K = 0.946 \cdot sin^2(\theta/2) + 2.05 \cdot sin^4(\theta/2) \qquad \textbf{(Équation 155)}$$

Avec :
θ paramètre présenté sur la Figure 125.

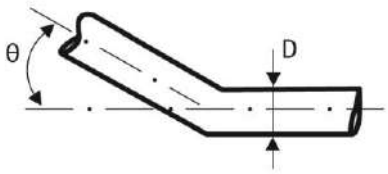


Figure 125 : Paramètres de calcul des pertes de charge dans un coude à angle vif

VII.5.5 Démarche de calcul

Il faut effectuer la somme de ces pertes de charge évaluées pour le débit maximum et les comparer à la dénivelée disponible entre l'entrée et la sortie du siphon, que l'on se fixe par ailleurs en général par les exigences du tracé amont et aval du collecteur. Les pertes de charges doivent naturellement être inférieures à la dénivelée disponible.

L'équation 149 s'écrit donc :

$$J = Z_1 - Z_2 \geq jL + \sum_i \Delta H_i \qquad \textbf{(Équation 156)}$$

Ce calcul est effectué pour le débit maximum. Il est nécessaire de le poursuivre par l'examen des conditions hydrauliques créées par les différents débits que l'on risque de rencontrer ; on doit s'assurer que dans tous les cas la vitesse d'autocurage est atteinte; on doit examiner également si des risques d'entraînement d'air se présentent, et dans ce cas, les formes de l'ouvrage de tête doivent être adaptées en conséquence.

VII.6 ANNEXE F : LIMITEUR, REGULATEUR DE DEBIT - APPAREILS PREFABRIQUES PERMETTANT DE LIMITER LE DEBIT

Les constructeurs développent des appareils de régulation de débit préfabriqués qui permettent une bonne précision et peuvent être installés dans un génie civil réduit. Nous allons citer les types d'appareils plus répandus et les plus utilisés actuellement, cette liste n'est pas exhaustive.

VII.6.1 Régulateur à flotteur

La section de passage évolue en fonction de la hauteur d'eau dans l'ouvrage. La courbe débit/hauteur est donnée par le constructeur.

Le fonctionnement mécanique est basé sur le déplacement vertical d'un flotteur selon un niveau d'eau variable relié à un bras à flotteur commandant l'ouverture d'un diaphragme.

De nombreux modèles existent en fonction de la hauteur de marnage et du débit (de 5 à 1000 l/s).

Application : Débits de fuite des bassins d'orage et des déversoirs d'orage.

Les constructeurs assurent une restitution à débit constant, avec une variation inférieure à 5 %.

Afin de protéger l'appareil des chocs, du bouchage de l'orifice, il est préférable de prévoir une grille ou un masque solide. L'entretien doit être régulier pour éviter l'obturation de l'organe de vidange.

La courbe de réponse hydraulique doit être demandée au constructeur sur toute la plage de fonctionnement pour fixer la hauteur du seuil-déversoir et sa longueur.

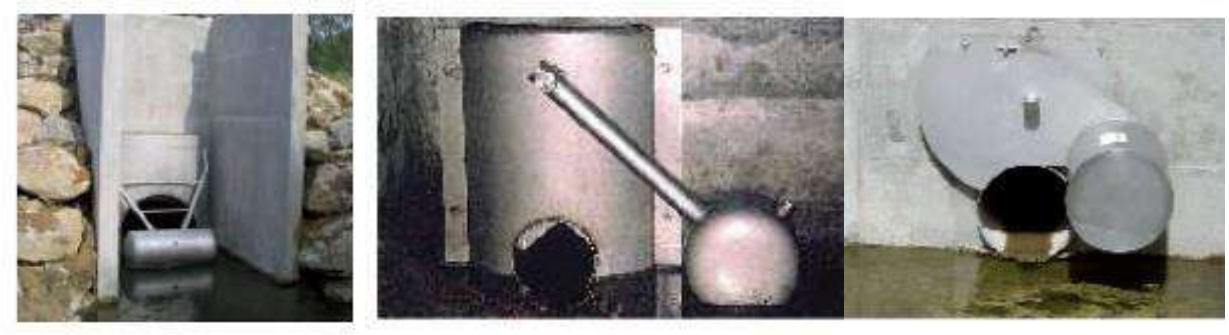


Figure 126 : Régulateurs à flotteur (Saint Dizier environnement)

Plus la hauteur de marnage est élevée, plus le bras à flotteur est long et les dimensions de la chambre importantes.

- Courbes de débits caractéristiques d'un régulateur à flotteur DN200mm en fonction de la charge. Selon le débit voulu, le constructeur règle la guillotine en usine.

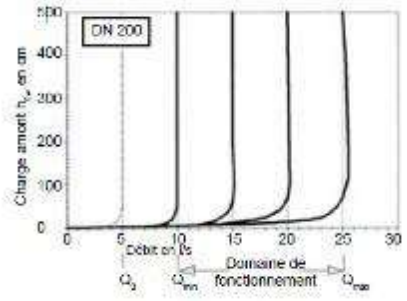


Figure 127 : Exemple de courbe de débit d'un régulateur à flotteur (UFT France)

VII.6.2 Régulateur à effet Vortex

Un régulateur de débit est déterminé en fonction du débit à réguler et de la hauteur maximale du niveau d'eau. Ce type d'appareil convient pour les eaux usées chargées et eaux pluviales, ou vidange de bassin. La gamme de débit standard s'étend de 5 à 500 l/s. Il s'installe dans une chambre munie d'un seuil de déversement. Afin de protéger l'appareil des chocs dus à des objets transportés lors des gros orages, il est préférable de prévoir une grille ou un masque solide. L'entretien doit être régulier pour éviter l'obturation de l'organe de vidange.

La courbe de réponse hydraulique doit être demandée au constructeur sur toute la plage de fonctionnement pour fixer la hauteur du seuil-déversoir et sa longueur.

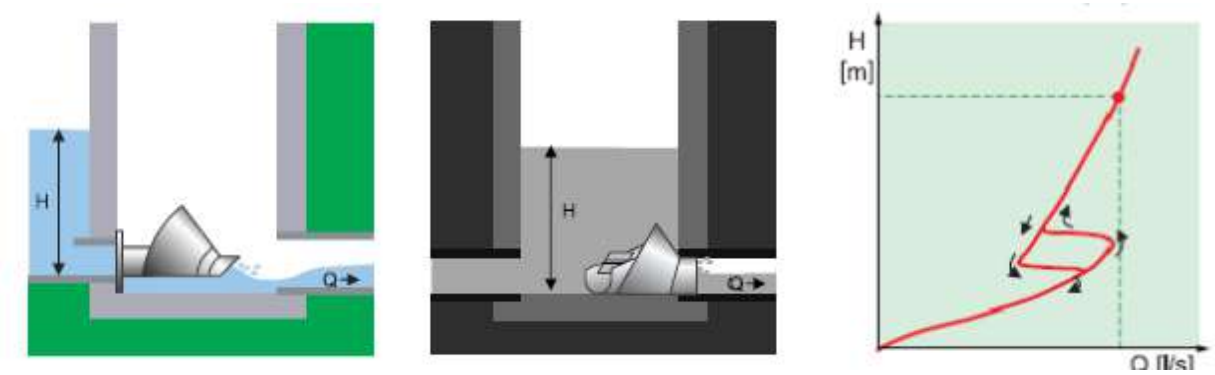


Figure 128 : Régulateurs à effet vortex (Techneau)

VII.6.3 Ecrémeur de surface

Ce type d'appareil limite le débit de fuite d'un bassin d'orage quel que soit le marnage en privilégiant les eaux de surface. Ces appareils sont constitués d'une lame déversante, maintenue à une hauteur fixe de la surface par des flotteurs, de façon à ce que le débit d'évacuation soit constant.

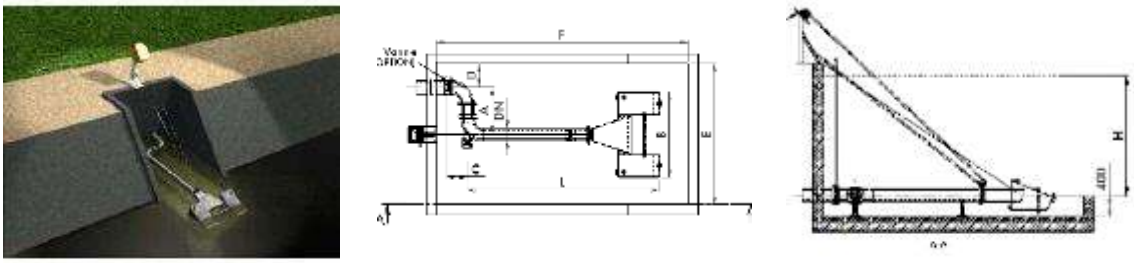


Figure 130 : Ecrémeurs de surface (Saint Dizier environnement)

A droite un exemple de courbe de performance : débit en fonction de la hauteur de marnage.

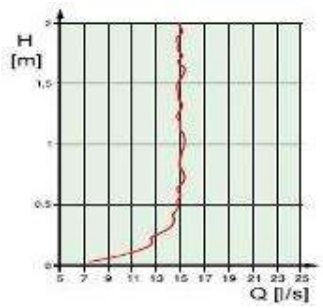


Figure 129 : Courbe de performance d'un écrémeur de surface

Selon les constructeurs :

- Gamme de débit : 5 à 170 l/s
- Hauteur d'eau maxi : 2.3 m
- Précision : + ou – 5%
- Diamètre canalisation : 150 à350 mm

VII.6.4 Déversoir flottant

Le déversoir flottant fonctionne selon le principe d'une hauteur fixe sur crête de déversoir circulaire ; le débit évacué est ainsi constant. L'appareil est composé d'un tube télescopique à deux parois. Sur le tube extérieur sont fixés trois flotteurs réglables qui assurent l'ajustement de la hauteur sur crête. La charge constante et la hauteur sur crête assurent un débit régulier et très précis à partir de 1 litre/seconde. L'ajout d'un masque siphoïde circulaire autour de l'orifice d'évacuation empêche les détritus flottants de boucher l'orifice d'évacuation.

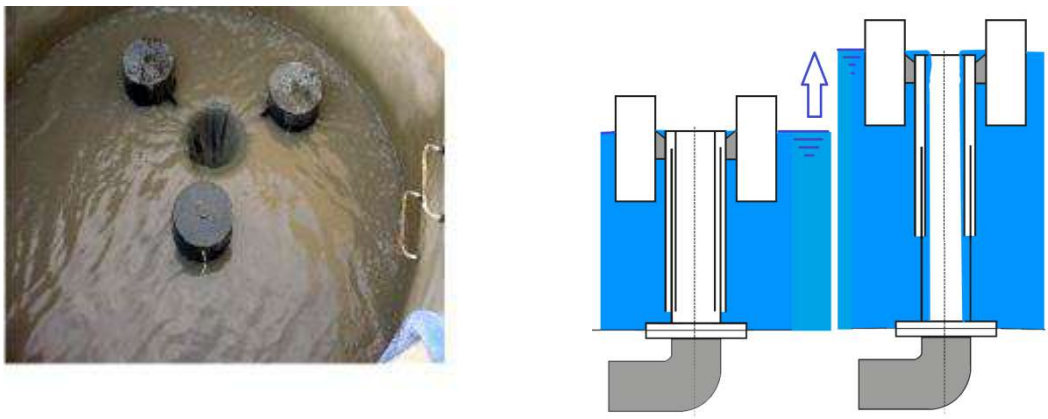


Figure 131 : Déversoir flottant (ISMA)

VII.6.5 Vanne de régulation

Une vanne classique à passage direct (pelle, murale, à orifice circulaire ou rectangulaire) est actionnée par un servo-moteur et réducteur le plus souvent (énergie électrique) ou bien par vérin pneumatique ou hydraulique ; l'ouverture de la vanne, asservie à une consigne de débit, nécessite un appareil de mesure de débit. La valeur du débit régulé est en général envoyée vers un système de télésurveillance ou télégestion ;

Exemple d'installation d'un appareil pour petit débit eaux usées :

Une vanne de régulation associée à un canal de mesure régule les faibles débits (à partir de 1 l/s) en réseau unitaire. Ce système se place dans un ouvrage type déversoir d'orage classique.

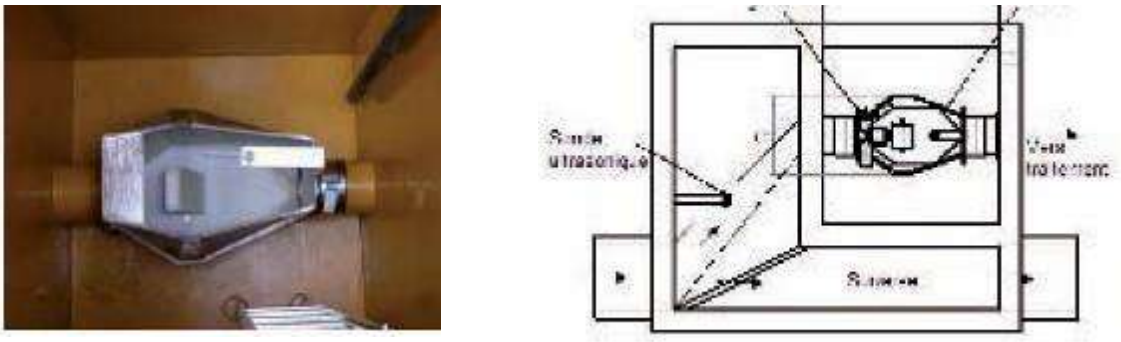


Figure 132 : Vanne de régulation (Saint Dizier environnement)

VII.6.6 Déversoir FILIPPI

Du nom de son inventeur, cet appareil en forme de canal Venturi courbé muni d'un déflecteur et d'un déversoir à seuil latéral, ne comporte aucune pièce mobile. Cet appareil se place dans des réseaux unitaires, en tête des bassins, en amont d'une station d'épuration ou d'un séparateur d'hydrocarbures.

Les eaux déversées par le FILIPPI doivent s'écouler librement vers l'exutoire (rivière, fossé, bassin ou collecteur eaux pluviales) : les plus hautes eaux de l'exutoire ne doivent pas dépasser la crête déversante de l'appareil. La gamme de débit s'étend de 3 à 200 l/s.

Le trop-plein réduction permet de raccorder l'égout unitaire au FILIPPI lorsque les diamètres diffèrent, et de délester les gros débits.

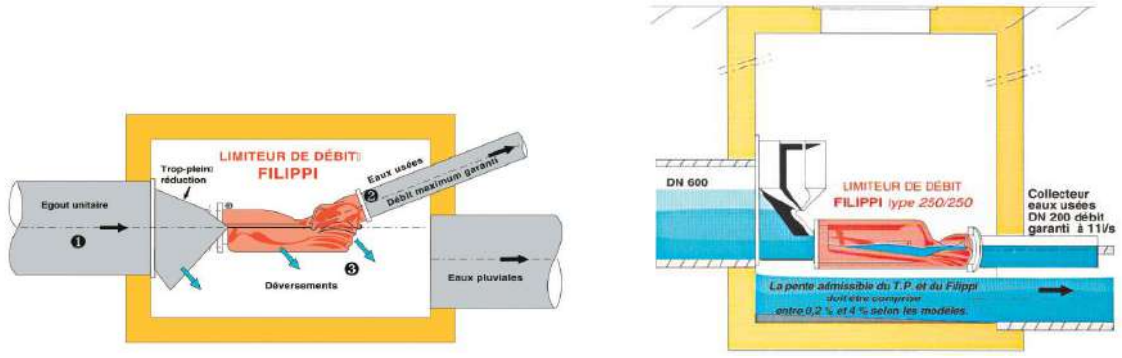


Figure 133 : Déversoir Filippi

VII.7 ANNEXE G : CALCUL DE LA LONGUEUR DE JET DANS UN REGARD DE CHUTE (CF. § VI.4.2.1.4)

L'ouvrage de chute doit être dimensionné dans les conditions où la longueur du jet est la plus grande.

Méthode de la parabole :

Cette méthode, purement théorique, permet d'obtenir une estimation rapide de la longueur du jet. En la comparant à celle de Hager (Hager, 1999) ci-après (hydraulique expérimentale), on remarque qu'elle peut être utilisée pour un nombre caractéristique de l'écoulement amont (qui rappelle le nombre de Froude) F_0, compris entre 1 et 8 ; et pour un taux de remplissage, $\frac{h_0}{D_{am}}$, compris entre 60 et 90%.

Le coefficient de Froude amont F_0 :

$$F_0 = \frac{Q_0}{{h_0}^2\sqrt{gD_{am}}} \qquad \textbf{(Équation 157)}$$

Avec Q_0, le débit amont ;
h_0, le tirant d'eau amont ; et,
D_{am}, le diamètre de la canalisation amont.

Il est alors possible de calculer la longueur du jet lorsque les caractéristiques, amont et aval du réseau, sont connues:

- soient V_0 et V_2, les vitesses en m/s respectivement amont et aval du regard de chute. Ces vitesses peuvent être déterminées par la relation de Manning-Strickler du paragraphe IV.2.
- soient i_0 et i_2, les pentes motrices telles que :

$$i = \frac{V^2}{3600R^{3/2}} \qquad \textbf{(Équation 158)}$$

L'équation de la chute est une parabole. Elle a pour équation :

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \qquad \textbf{(Équation 159)}$$

Si on pose $t = \frac{x}{V_0}$, l'équation du profil supérieure de la chute devient :

$$y = \frac{g}{2V_0}x^2 \qquad \textbf{(Équation 160)}$$

Au point de chute, le jet s'amortit, on peut donc supposer que la résultante du jet est la superposition de 2 paraboles avec un point de symétrie situé au point d'inflexion de la courbe (d'abscisse x_0).

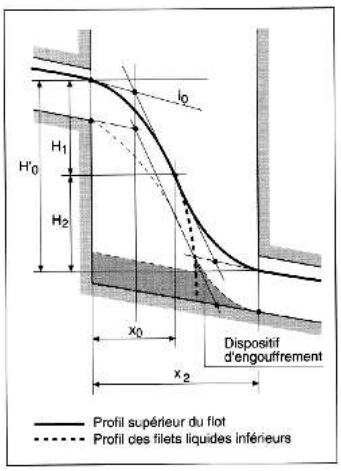


Figure 134 : Principe de conception d'un regard de chute

En posant $H_1 = H_2 = \frac{H'_0}{2}$, avec $H_0^{'}$, la hauteur de chute en mètre, avec l'hypothèse que $i_0 = i_2$, on obtient l'abscisse du point d'inflexion :

$$x_0 = V_0\sqrt{\frac{H'_0}{g}} \quad \textbf{(Équation 161)}$$

Et ainsi, la longueur du jet est égale à:

$$x_2 = 2x_0 \quad \textbf{(Équation 162)}$$

Cette méthode peut surestimer la longueur du jet et ainsi conduire à un surdimensionnement de l'ouvrage. Il est donc conseillé, lors de la conception plus précise du regard de chute d'utiliser la méthode de Hager (Hager, 1999).

Méthode de Hager :

Cette méthode n'est valable que pour des conduites circulaires. Dans son ouvrage (Hager, 1999), Hager traite également des conduites rectangulaires.

Cette méthode est valable pour des taux de remplissage, $\frac{h_0}{D_{am}}$, compris entre 20 et 90 % et pour un nombre, F_0, entre 1 et 8.

Trouver la longueur du jet revient à trouver le point où la trajectoire supérieure du jet rencontre le fond de l'ouvrage : $z_{sup} = H_o$. Ce qui revient à résoudre le polynôme du second degré suivant :

$$H_0 = Ax^2 + Bx - h_e \quad \textbf{(Équation 163)}$$

Avec

$$A = \frac{1}{4}\frac{F_0^{-2\times 0,8}}{h_0} \quad \textbf{(Équation 164)}$$

Et

$$B = F_0^{-0,8} \cdot \left(\frac{1}{3} - 0,06\frac{h_e}{h_0}\right) \quad \textbf{(Équation 165)}$$

VII.8 ANNEXE H : RELATION MANNING/ COLEBROOK

En régime turbulent rugueux, la formule de Hager (Hager, 1999)

$$\frac{K \cdot k_s^{1/6}}{g} = 8,2 \quad \textbf{(Équation 166)}$$

$\frac{(1/n)k_s^{1/6}}{\sqrt{g}} = 8,2$ donne une correspondance entre ks (rugosité) et le coefficient de débit de Manning K. Ainsi il est possible de calculer un ks équivalent à un K donné :

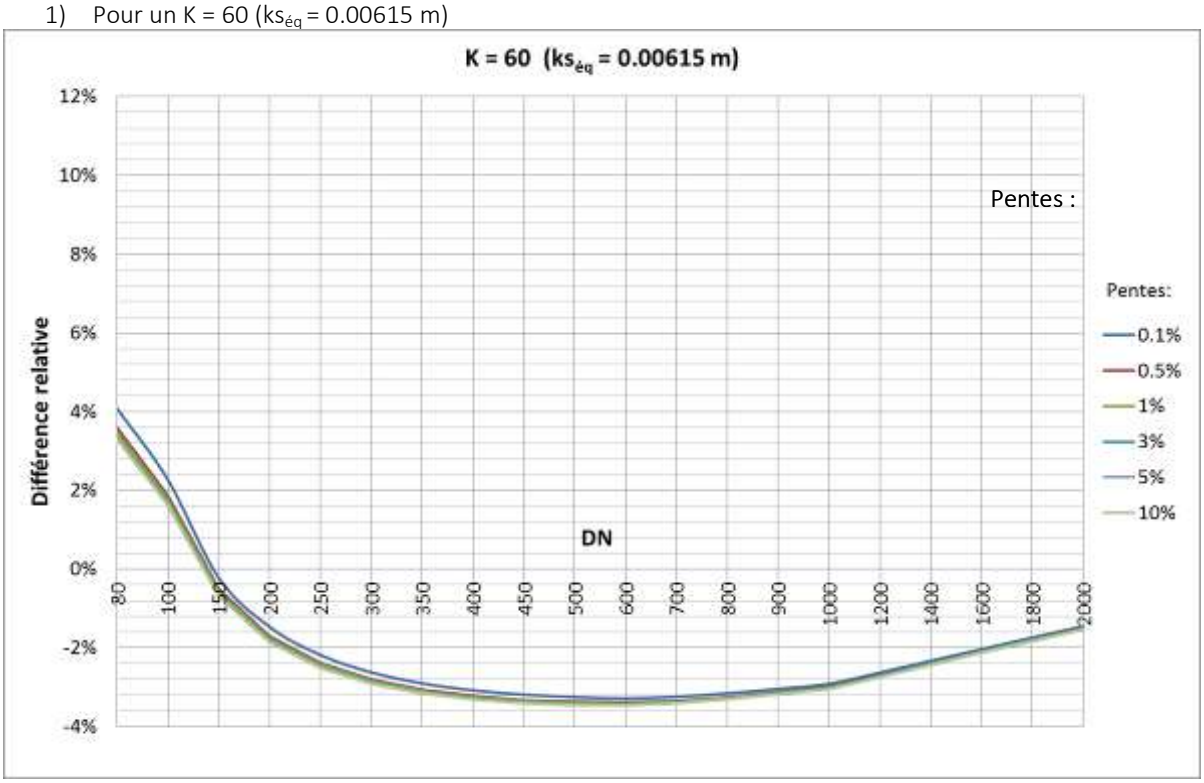
K	60	70	80	90
ks (m)	0,00615	0,00244	0,00109	0,00054

Le débit dans une conduite circulaire peut donc être calculé par :

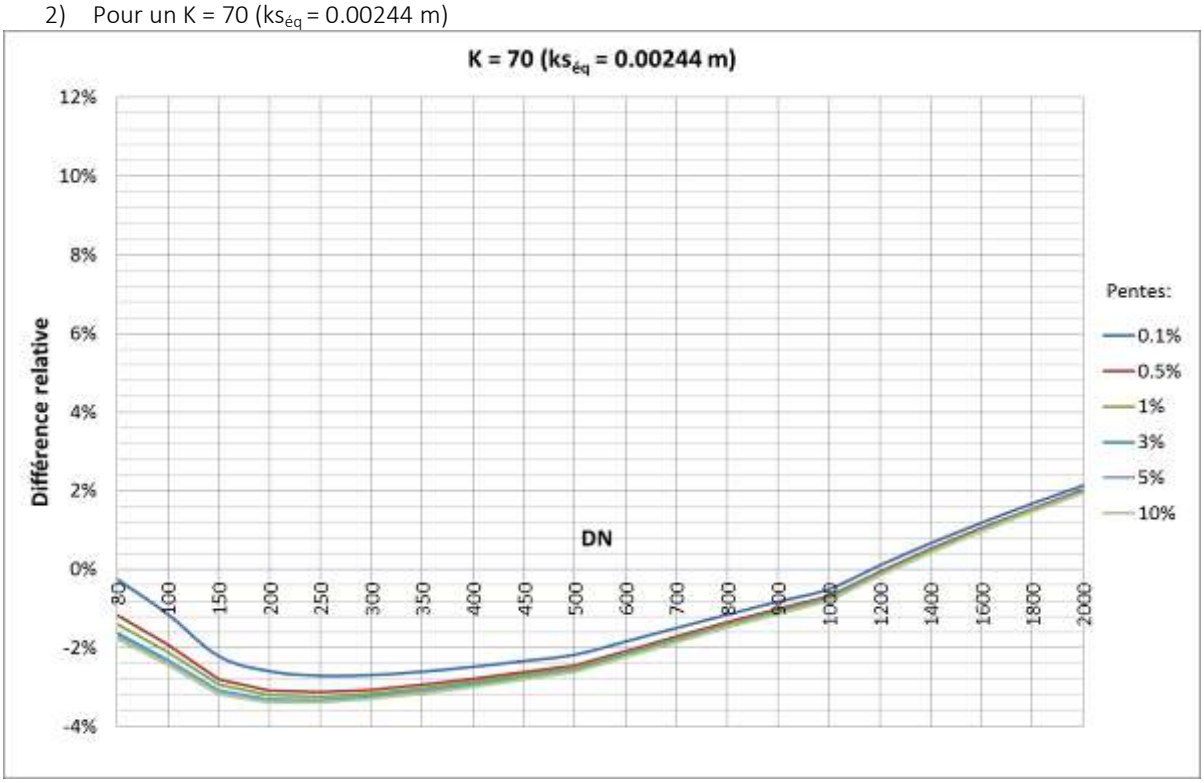
- La formule de Manning-Strickler avec K (cf. § IV.2), appelé Q_{MS}
- La formule de Colebrook avec ks équivalent, appelé Q_C

La différence relative des débits $= \frac{Q_{MS} - Q_C}{Q_C}$ calculée pour un taux de remplissage à 75 % (correspondant au rayon hydraulique maximal conduisant à la différence relative maximale) est représentée par les graphiques suivants en fonction des DN et pour différentes pentes :

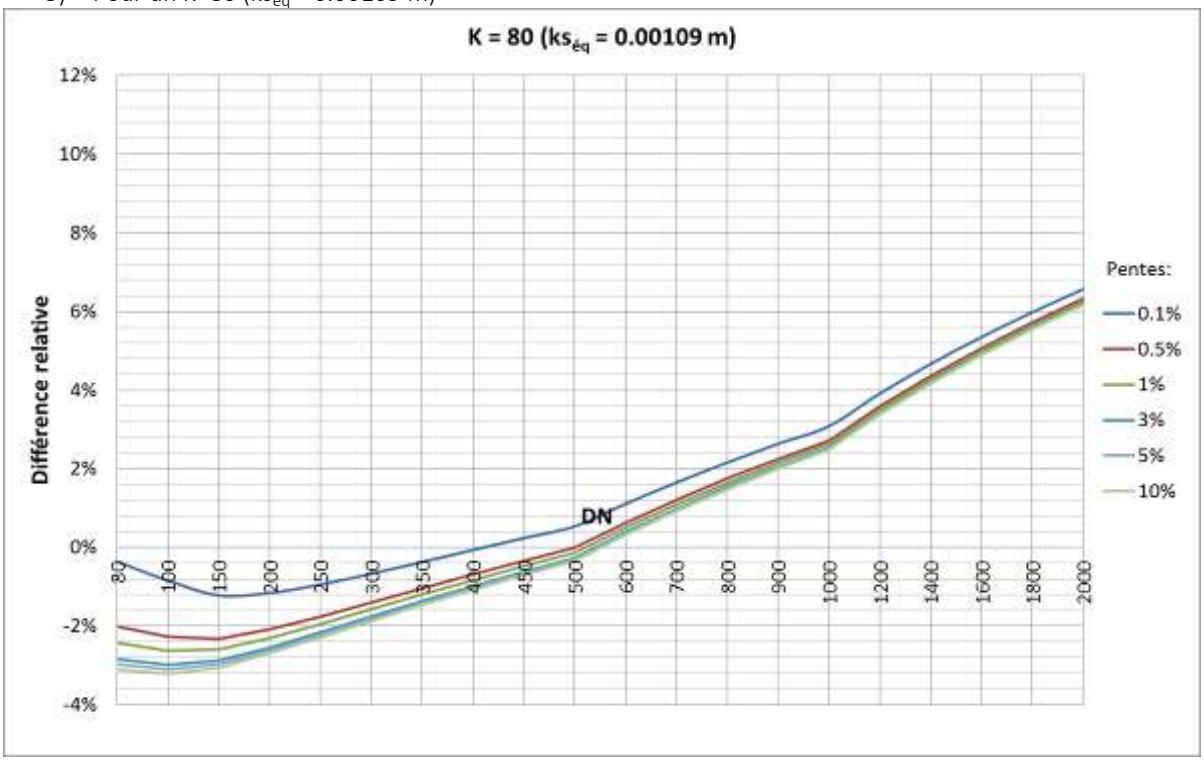
1) Pour un K = 60 ($ks_{éq}$ = 0.00615 m)



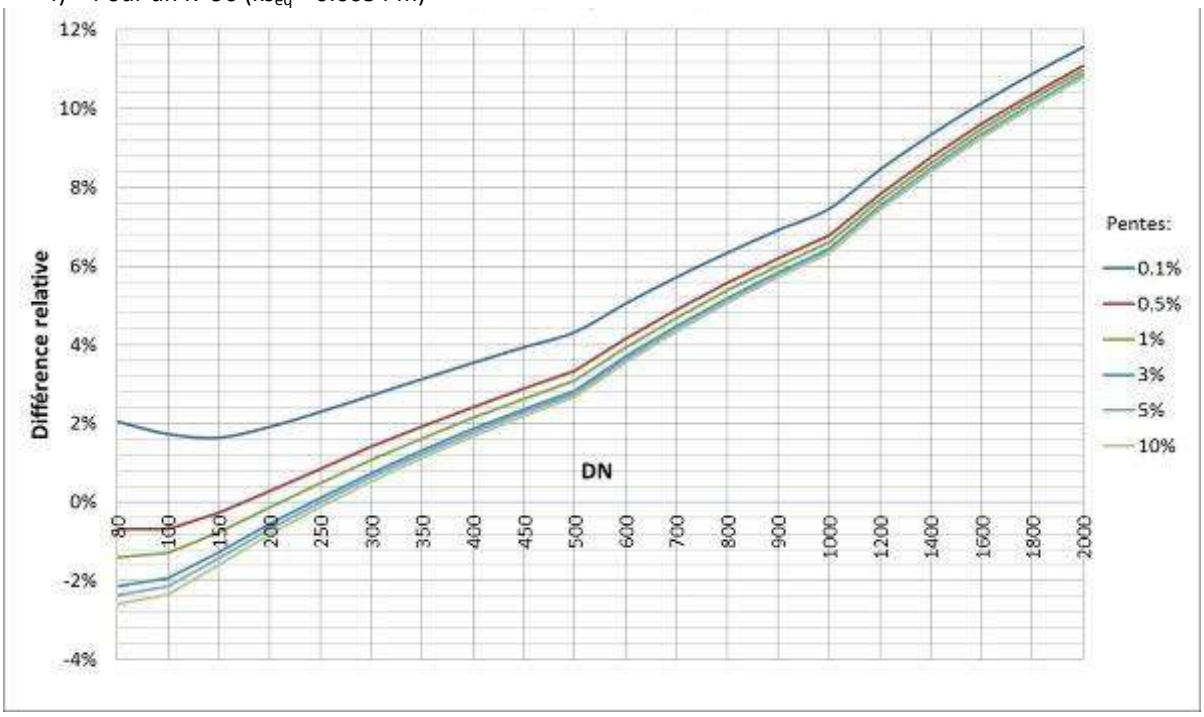
2) Pour un K = 70 ($ks_{éq}$ = 0.00244 m)



3) Pour un K=80 ($ks_{éq}$ = 0.00109 m)



4) Pour un K=90 ($ks_{éq}$ = 0.0054 m)



On remarque que, dans la limite des coefficients de Manning-Strickler recommandés dans le paragraphe IV.2.3, la différence relative entre les débits calculés par la formule de Manning-Strickler et par la formule de Colebrook (avec un ks équivalent) peut aller jusqu'à 12%. Pour le K 70, la variation n'est que de –4 à 2% selon le diamètre.

VII.9 ANNEXE I : AUTORISATIONS ET CONVENTIONS DE REJETS POUR LES EAUX NON DOMESTIQUES

Les eaux usées domestiques ont des caractéristiques moyennes connues. Afin de garder la maîtrise du fonctionnement du système d'assainissement, l'autorisation préalable des rejets d'eaux usées non domestiques au réseau de collecte, par l'autorité organisatrice (cf. § II.4.2.1), est rendue obligatoire par l'article L 1331-10 du code de la Santé publique.

Une autorité organisatrice est libre d'accepter ou de refuser un rejet d'eaux usées industrielles dans son système d'assainissement collectif. Tout rejet doit donc être préalablement autorisé par la collectivité et formalisé, si nécessaire, par une convention spéciale de déversement.

VII.9.1 Autorisation de déversement

Tout raccordement est soumis à autorisation de déversement délivrée par l'autorité organisatrice et fait l'objet d'une demande de « convention ordinaire de déversement ».

Dans de nombreux cas la collectivité procède au contrôle de la bonne exécution des installations privées avant d'autoriser la mise en service du raccordement et donc le déversement, et ce, conformément à l'article L 1331.4 du Code de la Santé Publique :

« Les ouvrages nécessaires pour amener les eaux usées à la partie publique du branchement sont à la charge exclusive des propriétaires et doivent être réalisés dans les conditions fixées à l'article L. 1331-1. Ils doivent être maintenus en bon état de fonctionnement par les propriétaires. La commune en contrôle la qualité d'exécution et peut également contrôler leur maintien en bon état de fonctionnement » (consultation Septembre 2010).

Les contrôles d'installations privées préalables à l'autorisation de déversement peuvent concerner les immeubles à usage d'habitation mais sont surtout pratiqués pour les établissements à caractère artisanal ou commercial (garages, restaurants, pressing,…). Ces contrôles préalables sont prolongés dans le temps par des contrôles systématiques de maintien en bon état des installations intérieures autorisées. Dans ce cas la collectivité peut autoriser des déversements définis dans une « convention ordinaire de déversement » plus détaillée que le règlement général du service de l'assainissement.

Il faut noter que pour les immeubles à caractère artisanal ou commercial la collectivité peut être amenée à exiger une convention spéciale de déversement (cf. § VII.9) de même que pour tout autre rejet d'eaux indésirables comme par exemple, des eaux d'exhaure de forage ou de drainage.

VII.9.2 Convention spéciale de déversement

(cf.NF P XPP 16 001 : gestion et contrôle des opérations de collecte des rejets non domestiques dans les réseaux d'évacuation et d'assainissement)

L'autorisation de rejeter des eaux usées industrielles dans un système d'assainissement collectif est de la seule responsabilité de l'autorité organisatrice à laquelle appartient le système d'assainissement collectif (appelée dans ce qui suit "la collectivité"). Cela signifie clairement que la collectivité assume également la responsabilité des conséquences dommageables que ces rejets peuvent avoir sur les installations de collecte ou de traitement, sur le milieu naturel récepteur, voire sur les personnes appelées à travailler au contact de ces effluents

L'autorisation peut être assortie d'une « convention spéciale de déversement » qui traite des responsabilités et de l'intervention financière des parties.

Seule cette convention permet au gestionnaire du système d'assainissement de suivre les éventuelles évolutions des rejets industriels ou commerciaux que ce soit par rapport à leur nature, leurs quantités ou leur localisation. Il s'agit là d'un élément indispensable pour l'optimisation du processus épuratoire et des sous-produits de l'épuration.

La « convention spéciale de déversement » qui contractualise la relation entre le producteur de rejets non domestiques et la collectivité acceptant d'en assurer le transport et le traitement vise à assurer la mise en place de dispositions négociées et acceptées par les parties :

- sur le plan technique :
    - cerner la nature des rejets et leur variation en qualité et en quantité, en assurer la surveillance et évaluer leur impact sur les réseaux et les filières de traitement ;

  - définir le flux maximal admissible de rejet dans le réseau et l'installation de traitement ;
  - définir les moyens techniques de surveillance à mettre en œuvre et les modalités de contrôle ;
  - Définir les moyens de confinement ;
- sur le plan économique : définir les dépenses d'investissement et les frais de fonctionnement du système d'assainissement ;
- sur le plan juridique : énoncer les responsabilités et les obligations de l'exploitant du système d'assainissement, de l'établissement et de la collectivité.

La « convention spéciale de déversement » :

- est toujours établie pour une durée déterminée renouvelable ou non ;
- peut faire l'objet d'avenants en fonction des éventuelles évolutions du rejet dans le temps, de modification des capacités épuratoires du système de traitement ou de modification des contraintes de rejet.

VII.10 ANNEXE J : TECHNIQUES ALTERNATIVES : LIENS UTILES

Ci-dessous une liste de guides établis par des collectivités et autres organismes publics dont la référence complète et l'adresse internet est donnée en annexe L. Elle montre que les techniques alternatives sont désormais largement diffusées. Ils s'appuient sur de nombreux retours d'expérience et leurs préconisations sont transposables au-delà du cadre géographique de leur élaboration. Cependant, au moment de la rédaction de ce mémento, il n'existe pas d'ouvrage de synthèse et d'évaluation de l'ensemble de ces techniques. C'est une source d'inspiration pour des projets innovants et réalistes, esthétiques et efficaces. Cette liste provisoire et non exhaustive est appelée à évoluer constamment.

Eléments de doctrines gouvernementales ou à ambition nationales :

- Guide de constitution des dossiers de déclaration et d'autorisation - (DDT/SPE de L'allier, 2014)
- Gestion des Eaux Pluviales dans les Projets d'Assainissement – Volume 1 et Volume 2 - (DDAF d'Indre-et-Loire, 2008)
- Guide Méthodologique pour la Gestion des Eaux Pluviales dans les Projet d'Assainissement – Tome 1 et Tome 2 – (DDTM de l'Hérault, 2014)
- Pour la gestion des Eaux Pluviales – Stratégie et Solutions Techniques - (Région Rhône-Alpes; Graie, 2006)
- Gestion Intégrée des Eaux Pluviales - Pourquoi? Comment? - (Agence de L'Eau Loire-Bretagne, 2016)
- Guide pour la Prise en Compte des Eaux Pluviales dans les Documents de Planification et d'Urbanisme - (GRAIE, 2009)
- Guide Méthodologique pour la Prise en Compte des Eaux pluviales dans les Projets d'Aménagement – Fascicule 1 - (DDE du Maine et Loire; DIREN Pays de la Loire; MISE des départments 44-49-53-72-85)
- Fiches Techniques - (ADOPTA)

Guides émanant de collectivités locales :

- Guide de gestion des eaux de pluies et de ruissellement - (Communauté Urbaine du Grand Toulouse, 2009)
- Guide Technique des eaux pluviales du bassin d'Arcachon - (Syndicat Intercommunal du Bassin d'Arcachon, 2013)
- Guide pratique – Aménagement et Eaux Pluviales sur le territoire du Grand Lyon - (Communauté Urbaine du Grand Lyon, 2008)
- Intégrer la gestion des eaux pluviales dans les aménagements - (Communauté d'Agglomération Hénin-Carvin)
- Guide de Gestion Durable des Eaux Pluviales - (Lille Métropole Communauté urbaine, 2012)
- Les Eaux Pluviales – Guide Pratique - (Agglomération Côte Basque-Adour)
- Guide de conception/réalisation à l'usage des professionnels - Les solutions compensatoires d'assainissement pluvial - (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014)
- Gestion des eaux pluviales - (Communauté Urbaine du Grand Lyon)
- Vers une Gestion Alternative des Eaux Pluviales et des Economies d'Eau en Faveur de la Nappe du Champigny - (Association de l'aquifère des calcaires de Champigny en Brie, 2011)
- L'eau dans les documents d'urbanisme - (epures - Agence d'urbanisme de la région stéphanoise, 2013)
- Comment Intégrer l'Assainissement des Eaux Usées et Pluviales dans un Projet d'Habitat Durable ? - (Département de l'Eure, 2013)
- Comment Evacuer les Eaux Pluviales ? - (Communauté d'Agglomération de La Rochelle, 2008)
- Une Gestion Parisienne des Eaux Pluviales - (Atelier Parisien de l'Urbanisme, 2015)

Littérature internationale :

- Guide de Gestion des eaux Pluviales - (Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) et Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) du Québec, 2010)
- The SuDS Manual - (CIRIA, 2015)
- Guide pour la mise en œuvre des techniques alternatives - (SYMASOL, 2016)

TEXTES RELATIFS A LA DOCTRINE NATIONALES

- Notes sur les techniques alternatives Vrai ou Faux? (Chocat & Graie, 2014)
- Pour gestion des Eaux Pluviales – Stratégie et Solutions Techniques (Région Rhône-Alpes; Graie, 2006)
- Fiches Techniques (ADOPTA)
- Portail d'information sur l'assainissement communal - Gestion des eaux pluvial (Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire, 2017)
- Jardins de pluie : une dimension écologique et paysagère de l'aménagement (Cerema, 2016)
- Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement (Chocat B. , Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement, 1997)
- Les structures alvéolaires ultra-légères (SAUL) pour la gestion des eaux pluviales - Guide technique (IFSTTAR, 2011)
- Procédures d'autorisation et de déclaration des projets d'aménagement au titre du Code de l'environnement. Rubrique 2.1.5.0 - Rejets d'eaux pluviales. - Repères à destination des instructeurs de la police de l'eau et des milieux aquatiques. (Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie (MEDDE), 2014)
- Assainissement Routier - Guide Technique (Sétra, 2006)
- Pollution d'origine routière : Conception des ouvrages de traitement des eaux - Guide technique (Sétra, 2007)
- Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier - Guide technique (Sétra - LCPC, 2000)
- Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique : Management environnemental et solutions techniques - Guide Technique (Sétra, 2007)
- Nomenclature de la loi sur l'eau: Application aux infrastructures routières - Addendum au guide (Sétra ; CETE de l'Ouest ; CETE du Sud-Ouest, 2008)
- Traitement des eaux de ruissellement routières - Opportunité des ouvrages industriels : débourbeurs, déshuileurs et décanteurs-déshuileurs (Sétra ; CETE de l'Est, 2008)
- Calcul des charges de pollution chronique des eaux de ruissellement issues des plates-formes routières (Sétra, 2006)
- Caractérisation et gestion des sédiments de l'assainissement pluvial (LCPC, 2005)
- L'assainissement pluvial intégré dans l'aménagement : éléments clés pour le recours aux techniques alternatives (Certu, 2006)
- Fascicule 70 – Titre I (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre I : Réseaux, 2003)
- Fascicule 70 – Titre II (Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre II : Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales, 2003)
- Fascicule 71 (Fascicule 71 - Fourniture et pose de conduites d'adduction et de distribution d'eau)
- Fascicule 81 – Titre I (Fascicule 81 titre Ier, 2003)

REPERES BIBLIOGRAPHIQUES

ADIVET; CSFE; SNPPA; UNEP. (2007). *Règles professionnelles pour la conception et la réalisation des terrasses et toitures végétalisées.*

ADOPTA. (2006, Mai). *Fiche Technique n°1 : Le puits d'infiltration.* Récupéré sur Adopta: http://www.adopta.fr/

ADOPTA. (s.d.). *Fiches Techniques*. Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://adopta.fr/publications/

AESN, CU ET LEESU. (2013, Aout). *Outils de bonne gestion des eaux de ruissellement en zones urbaines.*

Agence de L'Eau Loire-Bretagne. (2016, Mai). *Gestion Intégrée des Eaux Pluviales - Pourquoi? Comment?* . Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.eau-loire-bretagne.fr/collectivites/guides_et_etudes/eaux_pluviales/DepliantEauxPluviales_2016.pdf

Agglomération Côte Basque-Adour. (s.d.). *Les Eaux Pluviales - Guide Pratique*. Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.agglo-cotebasque.fr/fileadmin/user_upload/fichiers/Les_missions/Eaux_et_Littoral/ACBA_150421_Guide-web.pdf

Arene Ile-de-France. (2011). *Gestion des eaux pluviales*. Récupéré sur http://old.areneidf.org/

Arnaud P., L. J. (2005). Cartographie de l'alea pluviographique de la France. Montpellier.

Ashley, R. M., Bertrand-Krajewski, J.-L., & Hvitved-Jacobsen, T. (2004). *Solids in Sewers.* IWA publishing.

Association de l'aquifère des calcaires de Champigny en Brie. (2011). *Vers une Gestion Alternative des Eaux Pluviales et des Economies d'Eau en Faveur de la Nappe du Champigny*. Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.aquibrie.fr/telechargement/guide.pdf

ASTEE. (2015). *Guide Technique - Récupération et utilisation de l'eau de pluie.*

Atelier Parisien de l'Urbanisme. (2015, Septembre). *Une Gestion Parisienne des Eaux Pluviales*. Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.apur.org/sites/default/files/documents/gestion_eaux_pluviales_paris.pdf

Azzout Y., A. E.-N. (1994). *Techniques alternatives en assainissement pluvial : choix, conception, réalisation et entretien.* Lavoisier Tec et Doc.

Bauer, T. (2013, Mars). Les Stations de pompage en assainissement. *TSM*.

BBDr. (s.d.).

Berthier, E. (1999). *Contribution à une modélisation hydrologique à base physique en milieu urbain : élaboration du modèle et première évaluation.*

Bourrier, R. (2008). *Réseaux d'assainissement - Calculs, applications, perspectives.* Tec et Doc.

Carlier, M. (s.d.). *Hydraulique générale et appliquée.* Eyrolles.

Castany, G. (1982). *Principes et méthode de l'hydrologie.* Dunod.

CAUE93. (2003). L'eau dans le projet urbain en Seine Saint-Denis. *Les Points de repères du 93*.

Cerema. (2016). *Jardins de pluie : une dimension écologique et paysagère de l'aménagement.* Cerema.

CERTU. (2003). *La Ville et son Assainissement.* CERTU.

Certu. (2006). *L'assainissement pluvial intégré dans l'aménagement : éléments clés pour le recours aux techniques alternatives.*

Certu. (2011). *Repères à destination des instructeurs de la police de l'eau et des milieux aquatiques.*

Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement.* Hermès - Lavoisier.

Chocat, B., & Graie. (2014). *Notes sur les techniques alternatives Vrai ou Faux?* Consulté le Juin 29, 2017, sur Graie: www.graie.org/graie/graiedoc/reseaux/pluvial/TA_FreinsAvantages/EauxPluviales-outil-techniquesalternatives-V2-nov2016.pdf

Chocat, B., & Graie, G. ". (2014, Juin). *Graie.* Consulté le Juin 22, 2016, sur http://www.graie.org/graie/graiedoc/reseaux/pluvial/TA_FreinsAvantages/EauxPluviales-outil-techniquesalternatives-nouefosse-juin2014.pdf

Chocat, B., Bertrand-Krajewski, J.-L., & Barraud, S. (2007). Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie. W 6 800 – 1 - W 6 800 – 19.

CIRIA. (2015). *The SuDS Manual.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur www.ciria.org/Memberships/The_SuDs_Manual_C753_Chapters.aspx

Communauté d'Agglomération de La Rochelle. (2008, Juillet). *Comment Evacuer les Eaux Pluviales ?* Consulté le Novembre 18, 2016, sur https://www.agglo-larochelle.fr/documents/10839/100211/cdalr_evacuation_eaux_pluviales.pdf/17eaf3a0-2128-4e9b-8971-efb8bdce50b3

Communauté d'Agglomération Hénin-Carvin. (s.d.). *Guide des techniques alternatives.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.agglo-henincarvin.fr/content/download/3047/14074/file/Guide-techniques-alternatives_web.pdf

Communauté Urbaine de Bordeaux. (2014). *Les solutions compensatoires d'assainissement pluvial.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://leau.bordeaux-metropole.fr/pdf/Guide-solutions-compensatoires.pdf

Communauté Urbaine du Grand Lyon. (2008). *Aménagement et eaux Pluviales sur le territoire du Grand Lyon - Guide à l'usage des professionnels.* Lyon.

Communauté Urbaine du Grand Lyon. (2008). *Aménagement et Eaux Pluviales sur le territoire du Grand Lyon - Guide Pratique.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.grandlyon.com/fileadmin/user_upload/media/pdf/eau/assainissement/20081021_gl_guide pratique_amenagementeauxpluviales.pdf

Communauté Urbaine du Grand Lyon. (2010). *Les ouvrages aériens de gestion des eaux pluviales - Référentiel conception et gestion des espaces publics.* Lyon.

Communauté Urbaine du Grand Lyon. (s.d.). *Gestion des eaux pluviales*. Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.grandlyon.com/services/gestion-des-eaux-pluviales.html

Communauté Urbaine du Grand Toulouse. (2009). *Guide de gestion des eaux de pluie et de ruissellement.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.toulouse-metropole.fr/documents/10180/22218/Guide_gestion_eaux_pluviales_ruissellement

Conseil régional Rhones-Alpes. (2006). *Pour la gestion des eaux pluviales - Stratégie et solutions techniques.*

DDAF d'Indre-et-Loire. (2008, Juillet). *Gestion des Eaux Pluviales dans les Projets d'Assainissement – Volume 1.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.loiret.gouv.fr/content/download/10769/68942/file/Guide%20Assainissement_Juillet08_Vol1.pdf

DDAF d'Indre-et-Loire. (2008, Juillet). *Gestion des Eaux Pluviales dans les Projets d'Assainissement – Volume 2.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.loiret.gouv.fr/content/download/10770/68946/file/Guide%20Assainissement_Juillet08_Vol2.pdf

DDE du Maine et Loire; DIREN Pays de la Loire; MISE des départments 44-49-53-72-85. (s.d.). *Guide Méthodologique pour la Prise en Compte des Eaux pluviales dans les Projets d'Aménagement – Fascicule 1.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.vendee.gouv.fr/IMG/pdf/3209.pdf

DDT/SPE de L'allier. (2014, Juin). *Guide de constitution des dossiers de déclaration et d'autorisation.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.allier.gouv.fr/IMG/pdf/Doctrine_eauxPluviales_Juin2014.pdf

DDTM de l'Hérault. (2014, Février). *Guide Méthodologique pour la Gestion des Eaux Pluviales dans les Projet d'Assainissement – Tome 1.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.herault.gouv.fr/content/download/11762/69956/file/Guide_pluvial-tome1MiseEnPage.pdf

DDTM de l'Hérault. (2014, Février). *Guide Méthodologique pour la Gestion des Eaux Pluviales dans les Projet d'Assainissement – Tome 2.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.herault.gouv.fr/content/download/11766/69972/file/guide-pluvial_tome2MiseEnPage.pdf

De Becdelièvre & Barraud (coordinateurs). (2009). *L'infiltration en questions - Recommandations pour la faisabilité la conception et la gestion des ouvrages d'infiltration des eaux pluviales en milieu urbain.*

Département de l'Eure. (2013). *Comment Intégrer l'Assainissement des Eaux Usées et Pluviales dans un Projet d'Habitat Durable ?* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.eure-en-ligne.fr/webdav/site/eure-en-ligne/shared/cg27/pdf/DEA/2013/guide%20techniqueBDEF.pdf

Desbordes, M. (1984, Juillet). Modèle de Caquot - Révision de la correction des débits de pointe en fonction de l'allongement des bassins versantq. *T.S.M.-L'EAU*, pp. 381-385.

DTU 60-11. (s.d.).

epures - Agence d'urbanisme de la région stéphanoise. (2013, Avril). *L'eau dans les documents d'urbanisme.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.loire.fr/upload/docs/application/pdf/2013-05/eau_et_urbanisme_eaux-pluviales_avril_2013.pdf

Fascicule 71 - Fourniture et pose de conduites d'adduction et de distribution d'eau. (s.d.). *2003*.

Fascicule 81 titre Ier. (2003). *Construction d'installations de pompage pour le relèvement ou le refoulement des eaux usées domestiques, d'effluents industriels ou d'eaux de ruissellement ou de surface*.

Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre II : Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage des eaux pluviales. (2003).

Fascicule n°70 : Ouvrages d´assainissement - Titre I : Réseaux. (2003).

Fayoux, C. (s.d.).

Funke, D. (s.d.).

GRAIE. (2009, Janvier). *Guide pour la Prise en Compte des Eaux Pluviales dans les Documents de Planification et d'Urbanisme.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.eaurmc.fr/espace-dinformation/guides-acteurs-de-leau/lutter-contre-la-pollution-domestique/gestion-des-eaux-pluviales.html?eID=dam_frontend_push&docID=1014

GT "Réhabilitation des réseaux d'assainissement". (2009, Octobre). Recommandations pour la réalisation et la gestion de branchements à l'assainissement – Dispositions constructives. *TSM*.

Hager, W. H. (1999). *Wastewater hydraulics: theory and practice.* Springer.

IFSTTAR. (2011). *Les structures alvéolaires ultra-légères (SAUL) pour la gestion des eaux pluviales - Guide technique.*

ISMA. (s.d.).

La Ville et son Assainissement. (2003). CERTU.

Laplace, D. (2012, Janvier/Février). Les réseaux d'assainissement face aux incertitudes climatiques. *TSM*.

LCPC. (2005). *Caractérisation et gestion des sédiments de l'assainissement pluvial.*

Lencastre, A. (1999). *Hydraulique générale.* Eyrolles.

(s.d.). *Lille Métropole Communauté Urbaine 2012.*

Lille Métropole Communauté urbaine. (2012). *Guide de gestion durable des eaux pluviales.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.lillemetropole.fr/files/live/sites/lmcu/files/docs/KIOSQUE/Maison-Edition/EAU/Guide-eaux-pluviales-LilleMetropole_dec2012.pdf

Mercoiret, L. (2009). Qualité des eaux usées domestiques produites par les petites collectivités - Application aux agglomérations d'assainissement inférieures à 2 000 Equivalent Habitants. Onema, Cemagref.

Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire. (2017). *Gestion des eaux pluviales*. Consulté le Juin 29, 2017, sur Portail d'information sur l'assainissement communal: assainissement.developpement-durable.gouv.fr/pluvial.php

Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie (MEDDE). (2014). *Procédures d'autorisation et de déclaration des projets d'aménagement au titre du Code de l'environnement. Rubrique 2.1.5.0 - Rejets d'eaux pluviales. - Repères à destination des instructeurs de la police de l'eau et des milieux aquatiques. .*

Ministère de l'Environnement, de l'Energie et de la Mer. (2013). *Portail d'information sur l'assainissement communal*. Récupéré sur http://assainissement.developpement-durable.gouv.fr/proprietaire_pluvial.php

Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP) et Ministère des Affaires municipales, des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) du Québec. (2010). *Guide de gestion des eaux pluviales - Stratégies d'aménagement, principes de conception et pratiques de gestion optimales pour les réseaux de drainage en milieu urbain.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide.htm

Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs (MDDEFP) et le Ministère des Affaires Municipales , des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) du Québec. (s.d.). *Guide de Gestion .*

NF EN 16323 - Glossaire de termes techniques des eaux résiduaires. (2014). AFNOR.

NF EN 16933-2 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur. (2017). AFNOR.

NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement. (2017). AFNOR.

Pennsylvania Department of Environmental Protection (PA DEP). (2006). *Stormwater Best Management Practices Manual.*

Pierreetsol.com. (s.d.). Récupéré sur http://www.pierreetsol.com

Préfet du Vaucluse. (s.d.). *L'Etat dans le Vaucluse.* Consulté le Aout 31, 2017, sur Les services de l'État dans le Vaucluse: http://www.vaucluse.gouv.fr/IMG/pdf/200x85_PanneauAlea_2013_03_BAT_cle74cb6c.pdf

Ramier, D. (2005). *Bilan hydrique des voiries urbaines : observations et modélisation.*

Région Rhône-Alpes. (1994). *Mieux Gérer les Eaux Pluviales - Les techniques Alternatives d'Assainissement.*

Région Rhône-Alpes; Graie. (2006, Novembre). *Pour gestion des Eaux Pluviales – Stratégie et Solutions Techniques.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.eaurmc.fr/espace-dinformation/guides-acteurs-de-leau/lutter-contre-la-pollution-domestique/gestion-des-eaux-pluviales.html?eID=dam_frontend_push&docID=732

Région Rhones-Alpes; Graie. (2006). *Ouvrages de recueil, de restitution et de stockage.*

Rombaut, E. (2010). Gestion durable de l'eau en ville. Vers un écopolis résistant au climat.

Roux, C., Chaumeau, F., & Cusenier, P. (2013). Intérêt d'une mutualisation de l'exploitation de données pluviométriques locales pour les études et projets. Cas du dimensionnement de structures de rétention d'eaux pluviales. *Novatech.*

Sadowski, A. (2012, Janvier/Février). Problématique H2S : dispositions préventives et curatives. *TSM*.

Saint Dizier environnement. (s.d.).

Saint-Gobain PAM. (s.d.).

Schmitt, V., Morin, A., Flochel, J.-M., Dufresne, M., Vazquez, J., Fischer, et al. (2015, Juin). Investigation expérimentale et numérique d'un ouvrage de capture à macrodéchets. *TSM*, pp. 52-61.

SEGTEUP. (s.d.). *Guide technique.*

Selmi, B., Satin, M., & Bourrier, R. (2010). *Guide technique de l'assainissement.* Le moniteur.

Sétra - LCPC. (2000). *Etanchéité par géomembranes des ouvrages pour les eaux de ruissellement routier - Guide technique.* Sétra - IFSTTAR.

Sétra ; CETE de l'Est. (2008). *Traitement des eaux de ruissellement routières - Opportunité des ouvrages industriels : débourbeurs, deshuileurs et décanteurs-déshuileurs.*

Sétra ; CETE de l'Ouest ; CETE du Sud-Ouest. (2008). *Nomenclature de la loi sur l'eau: Application aux infrastructures routières - Addendum au guide.*

Sétra. (1997). *L'eau et la route. Volume 7 : dispositifs de traitement des eaux pluviales.*

Sétra. (2004). *Nomenclature de la loi sur l'eau: Application aux infrastructures routières - Guide technique.*

Sétra. (2006). *Assainissement Routier - Guide Technique.*

Sétra. (2006). *Calcul des charges de pollution chronique des eaux de ruissellement issues des plates-formes routières.*

Sétra. (2007). *Chantiers routiers et préservation du milieu aquatique : Management environnemental et solutions techniques - Guide Technique.*

Sétra. (2007). *Pollution d'origine routière : Conception des ouvrages de traitement des eaux - Guide technique.*

SIMOP de Franceaux. (s.d.).

Site de Météo France. (2017). *Relevés et Statistiques Météo*. Consulté le Juillet 2017, 2017, sur Météo France Services: http://services.meteofrance.com/e-boutique/climatologie.html

SYMASOL. (2016, Juin). *Guide pour la mise en œuvre des techniques alternatives.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.symasol.fr/wp-content/uploads/2016/08/Brochure-SYMASOL_isbn_Web.pdf

Syndicat Intercommunal du Bassin d'Arcachon. (2013). *Guide technique des eaux pluviales.* Consulté le Novembre 18, 2016, sur http://www.siba-bassin-arcachon.fr/sites/siba/files/siba_brochure_eaux_pluviales.pdf

Techneau. (s.d.).

Thompson, D. B. (2006). *The rational method.* Texas Tech University.

UFT France. (s.d.).

Vazquez, J., Zug, M., Phan, L., & Zobrist, C. (2006). *Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage.*

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Diagramme pyramidal [d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)] 14
Figure 2 : Risques engendrés par la vitesse et la hauteur d'eau lors de déplacements d'une personne dans l'eau issu de (Préfet du Vaucluse) 21
Figure 3 : Dénominations des eaux dérivées des eaux de pluie [d'après (NF EN 752 - Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments - Gestion du réseau d'assainissement, 2017)] 22
Figure 4 : Schéma de principe montrant les différentes sources d'eaux de ruissellement et les exutoires possibles moyennant un stockage tampon 24
Figure 5 : Exemple de données pluviométriques (Arnaud P., 2005) 31
Figure 6 : Valeurs du coefficient de perméabilité selon la granulométrie des sols [d'après (Castany, 1982)] 32
Figure 7 : Schéma d'une zone sous influence amont (g) et de mise en place d'un système d'interception (d) 35
Figure 8 : Exemple de hyétogrammes simple et cumulé 43
Figure 9 : Exemples de courbes intensité/durée/fréquence et Hauteur/durée/fréquence 45
Figure 10 : Formes courantes de pluies de projet 48
Figure 11 : Autres formes de pluies de projet 48
Figure 12 : Variations mensuelles d'évapotranspiration potentielles dans diverses villes métropolitaines 50
Figure 13 : Exemple de variations d'ETP à diverses échelles de temps 51
Figure 14: Dimensions caractéristiques d'une noue 53
Figure 15 : Notations utilisées dans la loi de vidange d'un puits d'infiltration – Equation 7 54
Figure 16 : Illustration du principe de calcul de la méthode des pluies 56
Figure 17 : Influence de la durée de la pluie sur le débit maximum engendré 59
Figure 18 : Courbes comparées de croissance de la surface contributive et décroissance de l'intensité pluvieuse en fonction de la durée de la pluie 60
Figure 19 : Débit de pointe en fonction de la durée de la pluie pour une période de retour donnée (bassin versant rectangulaire) 60
Figure 20 : Estimation graphique de t_c 61
Figure 21 : Schéma conceptuel d'un réservoir de transfert 64
Figure 22 : Estimation graphique de t_r 65
Figure 23 : Transformation de la pluie sur le bassin versant en débit à l'exutoire 67
Figure 24 : les trois étapes de la modélisation dynamique 68
Figure 25 : transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement 68
Figure 26 : hydrogramme de ruissellement d'un bassin versant peu urbanisé par la méthode du double réservoir linéaire 69
Figure 27 : Ecoulement gravitaire à surface libre 70
Figure 28 : Ecoulement en charge 70
Figure 29 : Sources de contaminants des eaux de ruissellement (AESN, CU ET LEESU, 2013) 80
Figure 30 : Périmètre et surface mouillés 85
Figure 31 : Définition de Θ angle relatif au taux de remplissage 86
Figure 32 : Comparaison des débits 87
Figure 33 : Comparaison des vitesses 87
Figure 34 : Paramètres de Pomeroy 93
Figure 35 : Exemples de mobilisation progressive des ouvrages pour les pluies courantes à fortes 107
Figure 36 : Schémas illustrant le principe d'équivalence 114

Figure 37 : Pavés à joints larges (Pierreetsol.com) 116
Figure 38 : Parking avec enrobés – Parking Saint Philibert, Lomme (Lille Métropole Communauté Urbaine 2012) 116
Figure 39 : Exemple de structure de chaussée infiltrante avec couche de roulement en béton bitumineux drainant (BBDr) 117
Figure 40 : Exemple de principe d'un jardin de pluie ayant les fonctions d'abattement volumique et de régulation du débit transféré vers l'aval 119
Figure 41 : Coupe de principe et illustration montrant une jardinière sur dalle dans lesquelles se jette la gouttière d'un immeuble 119
Figure 42 : Fossé du lotissement Villabois Rue du Lac à Bruges (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 121
Figure 43 : Noue a redents (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 121
Figure 44 : Marre d'infiltration (Rombaut, 2010) 124
Figure 45 : Schéma de bassin d'infiltration (Conseil régional Rhones-Alpes, 2006) 124
Figure 46 : Exemples de tranchées d'infiltration (Région Rhône-Alpes, 1994) 127
Figure 47 : tranchée d'infiltration, ZAC des chênes, Corbas (Communauté Urbaine du Grand Lyon, 2008) 127
Figure 48 : Exemple de caniveau filtrant infiltrant (Funke) 130
Figure 49 : Exemple de mise en œuvre (Funke) 130
Figure 50 : Schéma d'un puits d'infiltration (ADOPTA, 2006) 133
Figure 51 : Toiture-terrasse stockante (Communauté Urbaine du Grand Lyon, 2008) 136
Figure 52 : Exemple de constitution d'une toiture terrasse stockante (Azzout Y., 1994) 137
Figure 53 : Bassin Lagorce, Rue de Grattecap à Blanquefort (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 138
Figure 54 : Bassin étanche, avenue de la Libération, Ambarès-et-Lagrave (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 138
Figure 55 : Bassin de rétention (Ministère de l'Environnement, de l'Energie et de la Mer, 2013) 142
Figure 56 : Bassin Lucatet à Mérignac (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 142
Figure 57 : Bassin avec retenue permanente (Ministère du Développement Durable, de l'Environnement, de la Faune et des Parcs (MDDEFP) et le Ministère des Affaires Municipales , des Régions et de l'Occupation du territoire (MAMROT) du Québec) 144
Figure 58 : La place du carrefour Pleyel à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011) 147
Figure 59 : Le square des Acrobates de la ZAC Landy Pleyel à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011) 147
Figure 60 : Les espaces verts et terrains de sport de la Cité Floréal à Saint-Denis (Arene Ile-de-France, 2011) 147
Figure 61 : Le parvis du collège Lucie Aubrac à Villetaneuse (Arene Ile-de-France, 2011) 148
Figure 62 : Le parc Jean Mermoz à Villemonble (Arene Ile-de-France, 2011) 148
Figure 63 : Centre d'activités de la Haute-Borne, Clichy-Sous-Bois (CAUE93, 2003) 148
Figure 64 : Chaussée à structure réservoir - photo : (Syndicat Intercommunal du Bassin d'Arcachon, 2013) 151
Figure 65 : Chaussée avec enrobés imperméables à structure réservoir – photo : (Lille Métropole Communauté urbaine, 2012) 151
Figure 66 : Lotissement rue de Béguey – Artigues-près-Bordeaux (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 154
Figure 67 : Bassin enterré – Photo (Communauté Urbaine de Bordeaux, 2014) 154
Figure 68 : Logigramme de dimensionnement de canalisations et de vérification des conditions d'écoulement sur toute la gamme de débits 160
Figure 69 : Exemple d'ouvrages de régulation des flux en réseau unitaire 165
Figure 70 : Constitution d'un regard 169
Figure 71 : Ouvrages d'accès sur réseaux visitables 170
Figure 72 : Constitution d'un branchement en domaine public 171
Figure 73 : Exemple de culotte en "Y" Male/Femelle/Femelle à 67°30 172
Figure 74: Exemple de selle collée 172
Figure 75 : Exemples de raccordement par joint en élastomère avec et sans tulipe 173

Figure 76 : Exemples de raccordement par clips 173
Figure 77 : Exemples de dispositifs d'engouffrement sélectifs 178
Figure 78 : Dispositif d'engouffrement non sélectif à passage direct 178
Figure 79 : Avaloirs à entrée latérale 179
Figure 80 : Grilles de caniveau 179
Figure 81 : Avaloir mixte à entrée latérale et grille de caniveau 179
Figure 82 : Gargouille (Saint-Gobain PAM) 182
Figure 83 : Limiteur en sortie EU d'un déversoir d'orage 183
Figure 84 : Limiteurs en sortie de bassin 183
Figure 85 : Fonction des limiteurs et régulateurs de débit 184
Figure 86: Valeurs expérimentales du coefficient de débit des orifices 185
Figure 87 : Déversoirs 186
Figure 88 : Pertes de charge singulières 187
Figure 89 : Raccordements d'une conduite de refoulement comportant un point haut sur une conduite gravitaire 193
Figure 90 : raccordement incorrect engendrant nuisances olfactives et corrosion du réseau aval 195
Figure 91 : raccordement correct diminuant nuisances olfactives et corrosion du réseau 195
Figure 92 : Aménagement du regard intermédiaire de réception 196
Figure 93 : Raccordement de la canalisation sous pression par regard intermédiaire de réception 196
Figure 94 : Schémas d'un piège à charriage 198
Figure 95 : Photo d'un piège à charriage à Marseille 198
Figure 96 : Dessableur rectangulaire à couloirs 199
Figure 97 : Chambre de dessablement à deux compartiments (fonctionnement alterné pour l'entretien) 200
Figure 98 : Exemple de dispositif d'engouffrement sélectif à filtre (ADOPTA) 203
Figure 99 : schémas de principe d'une décantation à contre-courant (g) et à co-courant (d) (Sétra, 1997) 205
Figure 100 : Principe de séparateur vortex 206
Figure 101 : Schéma de principe d'un filtre planté de roseaux (SEGTEUP) 207
Figure 102 : Schéma de principe d'un déversoir 208
Figure 103 : Exemples de déversoir (Vazquez, Zug, Phan, & Zobrist, 2006) 209
Figure 104 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage 210
Figure 105 : Exemple de regard brise-charge 212
Figure 106 : Exemple de puits de chute hélicoïdal 213
Figure 107 : Exemple de chute à paliers 213
Figure 108 : Exemple de chute accompagnée 213
Figure 109 : Exemple de domaine d'incertitude à 70 % des coefficients de Montana 227
Figure 110 : Déversoir latéral à crête basse, vue de dessus 228
Figure 111 : Logigramme de choix de méthode de calcul du déversoir latéral à crête basse 229
Figure 112 : Déversoir latéral à crête haute, vue de profil 233
Figure 113 : Vue en coupe du déversoir frontal à seuil haut. 237
Figure 114 : Déversoir « Leaping weir » 238
Figure 115 : Conception détaillée d'un déversoir d'orage 245
Figure 116 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion directe 246
Figure 117 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin de transit à connexion latérale 246
Figure 118 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion directe 247
Figure 119 : Rôle des DO dans le fonctionnement d'un bassin piège à connexion latérale 247
Figure 120 : Fonctionnement d'un siphon ; fonctionnement idéal - Conditions normales de calcul à Q_{max} 248

Figure 121 : Fonctionnement d'un siphon ; le siphon « tire ». 248
Figure 122 : Fonctionnement d'un siphon ; le siphon « bourre ». 249
Figure 123 : Composants d'un siphon 249
Figure 124 : Paramètres de calcul des pertes de charge dans un coude arrondi 251
Figure 125 : Paramètres de calcul des pertes de charge dans un coude à angle vif 251
Figure 126 : Régulateurs à flotteur (Saint Dizier environnement) 252
Figure 127 : Exemple de courbe de débit d'un régulateur à flotteur (UFT France) 252
Figure 128 : Régulateurs à effet vortex (Techneau) 253
Figure 129 : Courbe de performance d'un écrémeur de surface 253
Figure 130 : Ecrémeurs de surface (Saint Dizier environnement) 253
Figure 131 : Déversoir flottant (ISMA) 254
Figure 132 : Vanne de régulation (Saint Dizier environnement) 254
Figure 133 : Déversoir Filippi 255
Figure 134 : Principe de conception d'un regard de chute 256

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Niveaux de services, adapté de « La Ville et son Assainissement » (CERTU, 2003) 20
Tableau 2 : Exemple de coefficients de Montana 46
Tableau 3 : (source Météo-France) 50
Tableau 4 : Valeurs indicatives de coefficients de ruissellement et de coefficient d'apport en fonction du niveau de service 52
Tableau 5 : Règles de calculs des paramètres équivalents pour les combinaisons de bassin 64
Tableau 6 : Domaine d'application des différents types de modèle 73
Tableau 7 : Débits de base des appareils sanitaires [extrait (DTU 60-11)] 76
Tableau 8 : Coefficient de simultanéité (K) [extrait (DTU 60-11)] 77
Tableau 9 : Valeurs par défaut de rejets d'eaux usées non domestiques en zones d'activités 78
Tableau 10 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes des eaux usées (d'après (Mercoiret, 2009)) 79
Tableau 11 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes par site pour les parkings et différents types de voiries (Valeurs bibliographiques ; Fourchette minimum – maximum des concentrations moyennes par site) d'après (AESN, CU ET LEESU, 2013) 81
Tableau 12 : Ordres de grandeur des concentrations moyennes par site pour les différents types de toitures (Valeurs bibliographiques ; Fourchette minimum – maximum des concentrations moyennes par site) d'après (AESN, CU ET LEESU, 2013) 81
Tableau 13 : Concentrations moyennes des eaux pluviales strictes et eaux usées (étendue min.-max. des valeurs ou coefficient de variation CV, selon les cas) - d'après (Chocat, Bertrand-Krajewski, & Barraud, Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie, 2007) 82
Tableau 14 : Coefficients "K" de Manning Strickler 89
Tableau 15 : Gamme de valeurs des débits spécifiques bruts du sol et de l'atmosphère, et débits spécifiques correspondants pour différents facteurs de charge 98
Tableau 16 : exemples de facteurs de charge correspondants à diverses combinaisons perméabilité x pluie x durée de vidange 99
Tableau 17 : Surface minimum nécessaire pour l'infiltration diffuse (en % de la surface perméable) 100
Tableau 18 : Critères à analyser pour l'infiltration des eaux pluviales 104
Tableau 19 : Proposition de comparaison des différentes techniques sur les critères hydrauliques et de rétention de la pollution 109
Tableau 20 : Proposition de comparaison multicritères des différentes techniques 111
Tableau 21 : Exemple de bases de dimensionnement élaborées en fonction des séquences de pluie et d'évapotranspiration observées en région parisiennes 114
Tableau 22 : Choix des plantes pour les toitures végétalisée 115
Tableau 23 : Débit capable en litres par seconde pour une rugosité ks=2.5mm correspondant à Strickler de Ks=70, viscosité à 15°C 161
Tableau 24 : Débit à pleine section en litres par seconde pour une rugosité ks=2.5mm correspondant à Strickler de Ks =70, viscosité à 15°C – cf. § IV.2.3 et suivants 162
Tableau 25 : caractéristiques hydrauliques des conduits circulaires partiellement remplies 163
Tableau 26 : Types d'ouvrages d'accès 167
Tableau 27 : Recommandations d'utilisation des différents dispositifs de raccordement sur un collecteur non visitable 174
Tableau 28 : Fonctions d'une boîte de branchement 176
Tableau 29 : Célérité de l'onde de pression en fonction du matériau 192
Tableau 30 : évaluation des risques de formation d'H_2S (Fayoux) 194
Tableau 31 : Exemple de coefficients de Montana pour des pluies de durée de 30 minutes à 6 heures fournis par Météo France (Site de Météo France, 2017) 226

Tableau 32 : Principe de dimensionnement d'un déversoir à crête basse 228
Tableau 33 : Principe de dimensionnement d'un déversoir à crête haute 234
Tableau 34 : Principe de dimensionnement d'un déversoir « Leaping weir » 238