

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

THEME :

**modélisation d'un réseau d'assainissement
unitaire Via logiciel EPA-SWMM05 cas du
collecteur OUED OUCHAIAH**

Etudié par :

CHEDDANI.Sidali MESKER.Mustapha.Raouf

Soutenu le 24/06/2013 devant le jury composé de :

Présidente : Dr.Benmamer Saadia (ENP)

Promoteurs : Mr.Nebbache Nacer-Eddine(ENP)

Mr.Rahmoun Ibrahim(ENP)

Examineurs : Mr.Benziada Salim(ENP)

Kouider Khaled (SEAAL-ENP)

Promotion: juin 2013

ENP 10, Avenue Hassen Badi, BP.186 El Harrach, ALGER

Dédicaces

*A ceux qui étaient la cause de mon existence
A ceux qui leur réjouit mon sourire et leur
vénère mon succès.
A ceux qui étaient toujours là pour moi, et
ils continuent à être là.
A ceux qui sont la lumière de mes yeux, la
lueur de mon chemin et, l'éclat de ma réussite
A mes parents, qui sont toute ma vie, que
Dieu les gardes pour moi.
A mes frères et mes sœurs, qui ont complété
ma vie surtout a la petite ismahano .
A toute ma famille,
A mes neveux et nièces du plus grand au
plus petit.
A mes très chères amis essedik, ghazeli, lotfi,
farouk,ahmed, hakim, salah,.....
Ainsi qu'à tous mes amis de Bouraoui ...
avec lesquels j'ai partagé des moments
inoublables...à qui je souhaite du courage et
beaucoup de réussite pour les années qui
viennes à polytech.
A la promotion H2O 2013 que Dieu vous
protège et vous donne les clés de la réussite.
A tous ceux qui aiment faire le bien, et aider
les gens
A tous ceux qui souffrent et espèrent une
meilleure vie, que Dieu soit avec eux.
A toute personne qui va lire cette thèse.
A toutes ces personnes je dédie ce modeste
ouvrage.*

BOUFI

*Je dédie ce modeste travail
à :*

-Mon père.

-Ma mère.

-Ma future femme khalida.

-Mon frère Walid.

*-Mes sœurs : Hayet et
Ahlem.*

*-A mes chers amis :
Soufiyane, Samir, chouaib,
et Ahmed...*

*Ainsi qu'à tous mes amis
de la promo et de l'école.*

Remerciement

Merci tout d'abord à Allah le tout puissant

Toute notre gratitude pour M. Nebbache qui nous a aidés, encouragés durant toute cette période de travail, nous adressons nos vifs remerciements pour la pertinence de ces conseils et ces remarques pour sa gentillesse et sa présence.

Nous remercions également notre promoteur Mr Rahmoun pour son aide durant toute cette période de travail

Nous tenons à remercier Dr Benmamar, pour ses judicieuse conseils

Nous présentons notre respect et nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail

A l'ensemble des enseignants qui nous ont suivi durant notre cycle d'étude.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui contribué de près ou deloin à la concrétisation de ce travail, qui nous ont encouragé et soutenus, Merci

ملخص

عرف مجمع الصرف الصحي لواد اوشايح-ولاية الجزائر مؤخرا مشاكل عديدة تتعلق بجودة صرف المياه المستعملة ومياه الأمطار بالأخص.

نظرا لتدهور حالة الشبكة، قررنا القيام بتشخيص معمق لهذه الشبكة من أجل تحسين وضعيتها من خلال تبيان مواضع الخلل الهيكلية لذلك استعملنا نموذج رقمي تحت برنامج المحاكاة (EPA-SWMM 05) من أجل تحديد مختلف نقاط الخلل وفق العديد من المميزات.

كلمات دالة:

واد شايح- محاكاة-تصميم- فيضان- خلل - شبكة الصرف - فيضان - غمر

Résumé

Le collecteur d'assainissement de (Oued Ouchaiah)-wilaya d'Alger a connu, dernièrement des grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales surtout. Vu l'état de défaillance du réseau, notre travail est consacré à une étude approfondie du diagnostic de ce réseau, dans le but d'améliorer son fonctionnement. Et cela, en identifiant les différents dysfonctionnements structuraux du réseau. En utilisant un modèle numérique sous le logiciel EPA-SWMM 05, afin de déterminer les différents points de dysfonctionnements hydrauliques en fonction de la variation de plusieurs paramètres.

Mots clés : Réseau d'assainissement- dysfonctionnement- risque débordement-mise en charge - modélisation- EPA SWMM-Oued Ouchaiah- Inondation -crue

Abstract:

The sewerage collector of (Oued Ouchaiah)-Wilaya of Algiers has recently been subject of major problems associated with wastewater and rainwater evacuation. Due the fainting status of network, our work is devoted to a detailed study of the diagnosis of this network, in order to improve its functioning, by identifying the different structural disturbances. Using a numerical model under the EPA-SWMM 05 software to determine the points of hydraulic malfunction in function of the variation of several parameters.

Keywords: Wastewater system- malfunction-overflow-loading - EPA-SWMM modeling- Oued Ouchaiah - Flood

Sommaire

| | |
|-----------------------------|-------|
| Dédicace | ii |
| Remerciements | iii |
| Résumé | iv |
| Sommaire | v |
| Liste Des Figures | xii |
| Liste Des Photos | xv |
| Liste Des Tableaux | xvi |
| Liste D'Abbreviations | xvii |
| Liste des Acronymes | xviii |
| Introduction Générale | 1 |

Chapitre I

| | |
|--|---|
| <i>Recherches bibliographiques sur les indices de dysfonctionnements</i> | 3 |
| Introduction | 3 |
| I. problématique de l'assainissement en milieu urbain en temps de pluie | 3 |
| II. Généralités | 3 |
| 1-Définition d'un réseau d'assainissement..... | 3 |
| 2-Systèmes d'évacuations des eaux usées | 4 |
| a- Système unitaire..... | 4 |
| b- Systèmes séparatifs | 5 |
| c- Système Pseudo-séparatif (mixte)..... | 6 |
| d- Systèmes spécieux | 6 |
| 3-Schémas d'évacuations des eaux usées | 6 |
| a-Schéma perpendiculaire..... | 7 |

Sommaire

| | |
|--|----------|
| b-Schéma par déplacement latéral | 7 |
| c-Schéma à collecteur transversal oblique | 7 |
| d-Schéma par zones étagées..... | 8 |
| e-Schéma radial | 8 |
| III. Défaut, dysfonctionnement et impacts | 9 |
| 1-Les conditions de dégradation des ouvrages | 9 |
| 1.1.Risques géotechniques et hydrogéologiques | 10 |
| 1-1-1-Entraînement de fines | 10 |
| 1-1-2-Tassement | 10 |
| 1-1-3-Tassement influant sur le profil en long de l'ouvrage | 11 |
| 1-1-4-Dissolution..... | 11 |
| 1-1-5-Effondrement dû aux vides..... | 11 |
| 1-1-6- Gonflement – retrait | 12 |
| 1-1-7- Glissement de terrain | 12 |
| 1-1-8- Sismicité | 12 |
| 1-1-9- Mouvements tectoniques..... | 12 |
| 1-1-10- Eboulement rocheux | 13 |
| 1-1-11- Marnage | 13 |
| 1.2.Risques hydrauliques | 13 |
| 1-2-1-Action mécanique et physico-chimique de l'effluent..... | 13 |
| 1-2-2- Action hydraulique | 14 |
| 1.3.Risques structurels | 14 |
| 1-3-1- Les charges statiques et dynamiques..... | 14 |
| 1-3-2- Maintenance | 14 |
| 1-3-3- Construction..... | 14 |
| 1.4.Risques d'impact du milieu : | 15 |
| 1-4-1-Interaction avec les usages de surfaces : | 15 |
| 1-4-2- Modification des usages de surfaces | 16 |
| 1-4-3- Interaction avec le bâti | 16 |
| 2-Anomalies, défauts, dégradation, désordres de la structure des collecteurs : | 16 |
| i. des cassures ;..... | 16 |

Sommaire

| | |
|--|-----------|
| ii. des déformations ;..... | 17 |
| iii. des défauts d'étanchéité ;..... | 20 |
| iv. des anomalies ponctuelles ;..... | 20 |
| v. les dégradations de parements | 20 |
| 3- Dysfonctionnements | 21 |
| 3-1- Infiltration (INF) | 21 |
| 3-2- Exfiltration (EXF) | 21 |
| 3-3- Réduction de la capacité hydraulique (HYD) | 22 |
| 3-4- Débordement (DEB)..... | 22 |
| 3-5- Déversement (DEV)..... | 23 |
| 3-6- Ensablement (ENS)..... | 23 |
| 3-7- Dégradation du complexe sol-conduite (DSC) | 23 |
| 3-8- Dégradation de la conduite par attaque chimique (ATC) | 24 |
| 3-9- Dégradation de la conduite par intrusion des racines (RAC)..... | 24 |
| 3-10- Dégradation de la conduite par abrasion (ABR)..... | 24 |
| 3-11- Effondrement (EFF)..... | 24 |
| 4- Conséquences des dysfonctionnements du réseau d'assainissement..... | 24 |
| Conclusion..... | 26 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| <i>Auscultation et diagnostic</i> | 27 |
| Introduction..... | 27 |
| I. Pourquoi réaliser un diagnostic de réseau d'assainissement ? | 27 |
| 1. L'étude de diagnostic :..... | 27 |
| 1.1 Données d'Orientation : | 28 |
| 1.2 Le pré diagnostic..... | 28 |
| 1.3 Reconnaissance approfondie..... | 28 |
| 1.4 Etude fonctionnelles des bassins versant élémentaire..... | 29 |
| 1.5 Conception de la nouvelle structure d'assainissement | 29 |
| 1.6 Conclusion et permanence du processus d'étude..... | 29 |
| 2. Description du système actuel : | 29 |
| 2.1 Bassins versants | 29 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| 2.2 Représentation quantitative..... | 30 |
| 2.2.1 collecteur..... | 30 |
| 2.2.2 Regards | 32 |
| 2.2.3 Les Nœuds..... | 33 |
| 2.2.4 Nœuds spécifiques de type « Exutoire » | 34 |
| 2.2.5 Déversoirs d'orage..... | 35 |
| 2.2.6 État des rejets actuels | 35 |
| Conclusion..... | 36 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| <i>Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement</i> | 38 |
| Introduction..... | 38 |
| I. La modélisation en hydraulique | 39 |
| 1. Modélisation : concepts, approches, et étapes | 39 |
| a. Les modèles..... | 39 |
| b. Les différents types de modèles..... | 39 |
| c. Les problèmes à résoudre..... | 40 |
| 2. Etapes méthodologiques..... | 41 |
| 3. Prise en compte des données | 42 |
| a. Modélisation hydrologique | 43 |
| b. Modélisation hydraulique - propagation des écoulements | 43 |
| c. Modélisation polluative..... | 44 |
| II. Description de logiciel | 44 |
| 1. Choix de logiciel..... | 44 |
| 2. Modèles utilisés dans XP-SWMM | 45 |
| 2.1. Modèles hydrauliques | 45 |
| i. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme..... | 46 |
| ii. Modèle de l'onde cinématique | 47 |
| iii. Modèle de l'onde dynamique | 47 |
| 2.2. Méthodes hydrologiques | 48 |
| 2.1. 1. Modèles utilisables pour la production..... | 48 |
| I. Modélisation des dépôts..... | 48 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| II. Modèle d'infiltration de Green-Ampt..... | 49 |
| III. Modèle d'infiltration d'Horton..... | 50 |
| IV. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS | 51 |
| V. Modèles utilisables pour le transfert..... | 52 |
| i. Modèle de ruissellement de l'onde cinématique..... | 52 |
| ii. Modèle du réservoir linéaire | 54 |
| iii. Modèle de réservoir non linéaire..... | 55 |
| Conclusion | 56 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| <i>Application du Modèle EPA-SWMM sur le Collecteur principale de Oued Ouchaiah</i> | 57 |
| Introduction..... | 57 |
| I. Localisation et caractéristiques de la zone d'étude | 57 |
| 1. Situation géographique | 57 |
| 2. Précipitation..... | 59 |
| II. prises en compte de la Pluie de projet | 59 |
| III. Construction du modèle | 63 |
| 1. Délimitation du bassin : | 64 |
| 2. Réseau modélisé..... | 66 |
| IV. Simulations et diagnostic du réseau modélisé | 67 |
| 1. Résultats de la simulation..... | 67 |
| a. Modèle complet de Saint-Venant sans prise en compte des dépôts..... | 67 |
| i. Capacité du réseau | 67 |
| ii. Hydrogrammes des débits dans les conduites | 68 |
| iii. Débits de pointe dans le réseau | 69 |
| iv. Vitesses d'écoulement | 69 |
| v. Régime d'écoulement | 71 |
| vi. Ligne d'eau dans les conduites | 72 |
| vii. Ruissellement sur les sous bassins | 75 |
| b - Modèle de Saint-Venant avec prise en compte des dépôts | 76 |
| c-Résultats avec le modèle de l'onde dynamique:..... | 78 |

Sommaire

| | |
|--|----|
| Conclusion sur les résultats de simulation et perspectives | 79 |
|--|----|

Chapitre V

| | |
|---|----|
| <i>Technique de réhabilitation</i> | 81 |
| Introduction..... | 81 |
| I. Réhabilitation et Entretien | 81 |
| 1. Définition | 81 |
| 2. Les techniques de réhabilitation | 81 |
| a. Pour les conduites non visitables | 81 |
| a.1. Procédés non destructifs..... | 82 |
| a.1.1. Robots multifonctions | 82 |
| a.1.2. Injections ponctuelles d'étanchement | 82 |
| a.1.3. Manchette (ou chemisage partiel) | 84 |
| a.1.4. Chemisage continu | 86 |
| a.1.5. Tubage | 87 |
| a.1.5.1. Poussage ou traction d'éléments..... | 87 |
| a.1.5.2. Traction en continu d'un tubage long..... | 88 |
| a.1.5.3. Traction en continu d'un tube pré déformé | 88 |
| a.1.5.4. Tubage par enroulement hélicoïdal..... | 88 |
| a.2. Procédés destructifs pour un remplacement des réseaux sans ouverture de tranchée | 89 |
| a.2.1. Le micro tunnelier « mange tube » | 89 |
| a.2.2. Eclate tuyaux | 90 |
| a.3. La réhabilitation des réseaux avec ouverture de tranchée | 90 |
| b. Pour les conduites visitables | 91 |
| 3. Les techniques alternatives:..... | 92 |
| 3.1. Les bassins de rétention:..... | 92 |
| 3.2. Le bassin en eau..... | 93 |
| 3.3. Le puits d'infiltration / d'injection..... | 94 |
| 3.4. Le surdimensionnement de réseau : | 96 |
| 3.5. Le bassin enterré..... | 96 |
| II. Gestion des réseaux d'assainissement | 97 |
| 1. La connaissance du réseau | 98 |

Sommaire

| | |
|--|-----|
| 2. La surveillance du réseau | 98 |
| 3. Programme périodique d'entretien..... | 98 |
| 4. Les travaux d'entretien et curage | 98 |
| 5. Débouchages accidentels | 101 |
| 6. Gestion informatique du réseau | 101 |
| Conclusion..... | 101 |
| Conclusion générale..... | 102 |
| Bibliographie..... | 104 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Système unitaire | 5 |
| Figure I.2 : Système séparatif..... | 5 |
| Figure I.3 : Système spécial (poste de relevage)..... | 6 |
| Figure I.4 : Réseau perpendiculaire | 7 |
| Figure I.5 : Réseau à collecteur latéral | 7 |
| Figure I.6 : Réseau à collecteur transversal oblique | 8 |
| Figure I.7 : Réseau à collecteur étagés..... | 8 |
| Figure I.8 : Réseau radial à collecteur unique ou par zone | 9 |
| Figure I.9 : Fissure longitudinale et transversale | 17 |
| Figure I.10 : Mécanisme de l'écaillage..... | 17 |
| Figure I.11 : Coupe longitudinale au droit d'une flache..... | 18 |
| Figure I.12 : Affaissement de radier..... | 18 |
| Figure I.13 : Exemple d'affaissement de voûte | 18 |
| Figure I.14 : Fissures associées à la convergence des piédroits..... | 19 |
| Figure I.15 : Schéma de principe de la fissuration (quelquefois associée à un écaillage) résultant de la divergence des piédroits | 19 |
| Figure I.16 : Mécanisme de formation d'un ventre | 20 |
| Figure I.17 : Mécanisme de déversement..... | 20 |
| Figure I.18 : Exfiltration | 20 |
| Figure II.1 : Découpage des bassins versants de la wilaya d'Alger [SAFEGE – JUIN 2009] | 30 |
| Figure II.2 : Collecteur Oued Ouchaiah (en rouge)..... | 32 |
| Figure II.3 : Représentation d'un regard de visite..... | 33 |
| Figure II.4 : Regard de changement de direction | 34 |
| Figure II.5 : Différents régime dans l'exutoire..... | 35 |
| Figure II.6 : Schéma représentatif de déversoir d'orage..... | 35 |
| Figure III.1: Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles | 42 |
| Figure III.2: Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt | 49 |
| Figure III.3: Evolution générale du régime d'infiltration et d'infiltration cumulative au cours du temps (K_s conductivité hydraulique à saturation)..... | 50 |

Liste des Figures

| | |
|--|----|
| Figure III.4 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité (<i>Maidement.D ; 1992</i>) | 52 |
| Figure III.5 : Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B*L$)..... | 53 |
| Figure III.6 : Représentation du modèle de réservoir linéaire..... | 54 |
| Figure III.7 : Représentation du modèle du réservoir non linéaire | 55 |
| Figure IV.1 : Situation géographique générale du bassin versant de la zone d'application..... | 57 |
| Figure IV.2 : Vue satellitaire de la zone d'application..... | 58 |
| Figure IV.3 : Tracé du réseau d'assainissement..... | 58 |
| Figure IV.4 : Pluviométrie moyenne annuelle dans la région d'Alger (source ANRH)..... | 59 |
| Figure IV.5 : Pluies de projet type Desbordes (ANRH) | 61 |
| Figure IV.6 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé..... | 63 |
| Figure IV.7 : Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé..... | 66 |
| Figure IV.8 : Pentés des conduites du réseau avec leur numérotation..... | 67 |
| Figure IV.9 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 01 h 45 min | 68 |
| Figure IV.10 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6..... | 68 |
| Figure IV.11 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 02 h 45 min..... | 69 |
| Figure IV.12 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 02 h 45 min..... | 70 |
| Figure IV.13 : Vitesse d'écoulement dans le tronçon C2..... | 70 |
| Figure IV.14 : Vitesse d'écoulement dans les tronçons C1 et C13..... | 71 |
| Figure IV.15 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min | 72 |
| Figure IV.16 : Ligne d'eau (cas de pointe) en J1-J6 | 72 |
| Figure IV.17 : Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite C1..... | 73 |
| Figure IV.18 : Ligne d'eau (cas de pointe) J6-J8 | 74 |
| Figure IV.19 : La hauteur d'eau dans les tronçons C1, C6 et C10..... | 74 |
| Figure IV.20 : Hyétogramme à l'entrée du sous bassin | 75 |
| Figure IV.21 : Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin..... | 75 |
| Figure IV.22 : Courbe des pertes sur le sous bassin | 76 |
| Figure IV.23 : Schéma d'une conduite sans dépôt (gauche), et avec dépôt (droite)..... | 77 |
| Figure IV.24 : Capacité du réseau avec dépôts..... | 77 |
| Figure IV.25 : Regards causant le débordement du réseau | 78 |
| Figure IV.26 : Ligne d'eau sur le tronçon J1-exutoire (onde dynamique)..... | 79 |
| Figure V.1 : Technique d'injection : vue d'ensemble..... | 83 |
| Figure V.2 : Les principales phases de la technique d'injection pour les conduites non-visibles | 84 |
| Figure V.3 : Principe du procédé ASS (Source : AVICE Jean-Michel - 1997) | 84 |

Liste des Figures

| | |
|--|-----|
| Figure V.4 : Principe d'un chemisage en continu | 86 |
| Figure V.5 : Les tubes pré déformés pour le tubage par traction en continu..... | 88 |
| Figure V.6 : Aménagement de la cunette pour installation de la machine à spiraler..... | 89 |
| Figure V.7 : Principe du renouvellement des conduites à l'aide d'un éclate tuyau | 90 |
| Figure V.8 : Les différentes couches de remblai..... | 91 |
| Figure V.9 : Les bassin de rétention(alimentation directe)..... | 93 |
| Figure V.10 : Le bassin en eau (Alimentation par mise en charge) | 94 |
| Figure V.11 : Puits d'infiltration..... | 95 |
| Figure V.12 : Béton perméable..... | 95 |
| Figure V.13 : Les canalisations surdimensionnées | 96 |
| Figure V.14 : Bassins couverts | 97 |
| Figure V.15 : Schéma d'un hydro-cureur..... | 100 |

Listes des Photos

| | |
|---|----|
| <i>Photo II.01: Regard en mauvais état (Entassement des résidus).</i> | 32 |
| <i>Photo II.02: Regard complètement obturé</i> | 32 |
| <i>Photo II.03: Regard en état dégradé</i> | 33 |
| <i>Photo II.04: Regard impossible d'ouverture</i> | 33 |
| <i>Photo II.05: Regard en bon état</i> | 33 |
| <i>Photo II.06: Regard en état moyen</i> | 33 |
| <i>Photo II.07: Le premier rejet dans l'Oued Ochiaiah</i> | 36 |
| <i>Photo II.08: Le deuxième rejet dans l'Oued EL Harrach</i> | 36 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau IV.1 : Pluies de projet type Desbordes..... | 60 |
| Tableau IV.2 : Valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique..... | 61 |
| Tableau IV.3 : Caractéristiques de bassin..... | 65 |
| Tableau IV.4 : Caractéristiques des tronçons..... | 65 |
| Tableau V.1 : Les composants des différentes techniques de réhabilitation des regards de visite | 92 |

Liste d'Abréviations

- Q : débit (m^3/s) ;
x : abscisse (m) ;
t : temps (s) ;
S : surface mouillée (m^2) ;
V : vitesse (m/s) ;
H : charge hydraulique (m) ;
i : pente de radier (m/m) ;
y : tirant d'eau (m) ;
I : représente la pente du radier, J représente la pente de la ligne de charge.
 Z_f : Hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation (mm) ;
 h_f : Potentiel de succion au niveau du front d'humidification (mm) ($h_f < 0$) ;
 h_0 : Hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm) ;
 θ_0 : Teneur en eau initiale du sol (en %) ;
 θ_f : Teneur en eau finale du sol (à saturation) (en %) ;
 K_s : Conductivité hydraulique du sol saturé (mm h) ;
 H_f : Charge hydraulique (potentiel total) au niveau du front d'humidification (mm).
 i_{max} : Capacité d'infiltration maximale du sol.
 i_{min} : Capacité d'infiltration minimale du sol.
 P_e : Hauteur cumulée d'eau depuis le début de la pluie en mm ;
Q : Volume total d'eau ruisselé depuis le début de la pluie en mm ;
S : Capacité maximale de Stockage du sol.
 $Q_e(t)$: débit de pluie nette (m^3/s) ;
 $Q_s(t)$: débit à l'exutoire (m^3/s) ;
V : volume de l'eau dans le bassin versant (m^3) ;
A : surface du bassin versant ;
d : tirant d'eau (m) ;
dp : hauteur de l'eau stocké dans les dépressions (m) ;
i : intensité de la pluie nette (mm/s) ;
Q : débit de sortie (m^3/s) ;
n: coefficient de Manning-Strickler ;
S : pente de terrain.
a et b: Les paramètres de Montana ;
 K_G = Indice de compacité de Gravelius ;
A = l'aire du bassin en (km^2) ;
P = le périmètre du bassin en (km).
K: coefficient de manning- Strickler ($m^{1/3}/s$)

Liste des Acronymes

| | |
|-------|---|
| ANRH | : Agence Nationale des Ressources Hydriques |
| ITV | : Inspections TéléVisuelles |
| RAU | : Réseaux d'Assainissement Urbains |
| RERAU | : REhabilitation des Réseaux d'Assainissement Urbains |
| SWMM | : Storm Water Management Model |

Introduction Générale

Le collecteur d'assainissement de (*OUED OUCHAIAH*)-wilaya d'Alger a connu dernièrement, des grands problèmes liés à la fiabilité de l'évacuation des eaux usées et pluviales surtout. Il en résulte que le réseau n'est plus capable de jouer son rôle d'évacuation des eaux de ruissellement en cas de pluies exceptionnelles.

Fort de ce constat, les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement urbain provoquent des déversements parfois incontrôlés dans les milieux urbains entraînant la pollution de ces derniers. Ces dysfonctionnements sont souvent dus à l'augmentation des débits de ruissellement engendrée par l'urbanisation et les changements climatiques et à la réduction de la capacité hydraulique causée par l'usure et le manque de maintenance du réseau. Dans notre travail nous intéressons au dysfonctionnement débordement.

La protection contre les débordements est une fonction traditionnellement évaluée lors de la gestion des systèmes d'assainissement. L'objectif est ici de proposer une démarche méthodologique permettant d'évaluer le niveau de protection des personnes, des structures et des biens vis-à-vis du risque de débordement des systèmes d'assainissement. Notre approche ne cherche pas à rendre prévisible le système mais à renseigner le décideur sur le niveau de risque actuel et sur les actions à mettre en place pour gérer efficacement ce risque. Les finalités opérationnelles sont doubles :

- Tout d'abord, la simulation fournit une image du risque de débordement au gestionnaire et au décideur. L'objectif est de définir une méthode reproductible et systématique pour déterminer le risque en tout point de l'agglomération. La mesure du risque permet ainsi au gestionnaire de :
 - a-connaître les zones les plus soumises aux débordements et les plus vulnérables.
 - b- hiérarchiser l'importance relative du risque entre les territoires.
- L'autre aspect de la méthode consiste à déterminer les causes des dysfonctionnements entraînant les débordements pour les zones les plus risquées. Cette étape fournit au gestionnaire l'information nécessaire à la mise en place d'actions visant à améliorer la qualité de service rendu.

C'est dans ce contexte que se situe notre travail, et consiste en un travail de diagnostic du collecteur principal de (*OUED OUCHAIAH*). Par le biais d'un logiciel open source *SWMM5* développé par *U.S Environmental Protection Agency (E.P.A.)*. Il s'articulera en :

- Un premier Chapitre traitera d'une recherche bibliographiques sur les indices de dysfonctionnements ;

Introduction Générale

- Un deuxième Chapitre consacré à l'étude diagnostique et auscultation du collecteur existant ;
- Un troisième Chapitre sur la modélisation dans l'assainissement, suivie d'une présentation du logiciel EPA- SWMM 05 ;
- Un quatrième Chapitre composé d'une présentation de secteur d'étude avec une application du réelle logiciel, et sera suivi d'une discussion des résultats avec quelques recommandations ;
- Un cinquième Chapitre qui présentera les différentes techniques de réhabilitation et mêmes d'autres alternatives ;

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale et des perspectives relatives à des sujets pouvant découler de ce travail.

Chapitre : I

Recherches bibliographiques sur les indices de dysfonctionnements

Introduction :

En s'évaluant, l'homme avait toujours des problèmes de se débarrasser des eaux qu'il utilise (plus que 80% de la dotation est rejetée). Aussi, il a conçu des systèmes d'évacuation des eaux usées. Il y a des contraintes écologiques et sanitaires qui imposent un choix précis du mode et du cheminement d'évacuation.

Ce chapitre se présente sous forme d'un catalogue, dans lequel tous les dysfonctionnements possibles sont mentionnés et classés.

I. Problématique de l'assainissement en milieu urbain en temps de pluie :

En milieu urbain, l'imperméabilisation des sols entraîne une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et par la suite une forte sollicitation des réseaux d'assainissement; ce qui induit des débordements et des inondations en cas de leur sous dimensionnement. Ceci menace la sécurité des biens et des personnes, ainsi que leur santé et touche à l'environnement côtoyant à l'activité humaine. Les débordements en cas de réseau unitaire sont très chargés en polluants des eaux usées car ils entraînent avec eux les dépôts de matière organique cumulée dans le réseau pendant la période du temps sec. Ceci est très néfaste pour le milieu naturel et pour la population.

Pour éviter tous ces problèmes, les gestionnaires des réseaux doivent avoir un bon dimensionnement de leur réseau soit en cas de réhabilitation soit en cas d'extension. Une bonne évaluation des capacités de transit d'un réseau, nécessite la disposition des modèles adéquats de simulation des réseaux et la maîtrise des formules de calcul convenable à la zone du projet.

II. Généralités :

1. Définition d'un réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le seul et unique objectif est d'évacuer les eaux usées et pluviales. Ces réseaux peuvent être souterraines ou de surface, ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Un réseau d'assainissement constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain, et doit avoir un degré très élevé de durabilité. Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à certains points à savoir :

- ❖ Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations par l'évacuation correcte des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et averses ;
- ❖ Permettre la protection de la santé publique et la préserver contre les eaux usées ménagères, et des eaux vannes C'est à dire les eaux usées d'origine domestique;
- ❖ Préserver l'environnement en l'occurrence, le milieu naturel contre les rejets des eaux usées.

Pour cela, on va faire le diagnostic d'un réseau d'évacuation des eaux usées d'une agglomération, avec des données fictives et voir tous les problèmes possibles dans le tronçon à étudier.

Parmi les systèmes qui existent dans le monde pour l'évacuation des eaux usées on distingue quatre en générale, mais on s'intéresse dans notre étude seulement au système unitaire.

Ce système qui est basé sur l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau, généralement pourvu de déversoirs permettant, en cas d'orage, le rejet.

2. Systèmes d'évacuations des eaux usées :

On distingue les systèmes suivants :

a) Systèmes unitaires :

Le système unitaire est l'héritage du (tout à l'égout), né vers 1830 à la suite des épidémies et du mouvement hygiéniste, c'est à dire l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales par un unique réseau pourvu de déversoir permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel (**Figure I.1**).



Figure I.1 : Système unitaire.

b) Systèmes séparatifs :

Ils sont destinés à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux des vanes, eaux ménagères et avec réserve certains effluents industriels). Alors que l'évacuation de toutes les eaux pluviales est assurée par un autre réseau (**Figure I.2**).



Figure I.2 : Système séparatif.

c) Systèmes Pseudo-séparatif (mixte) :

Ce système consiste à réaliser un réseau séparatif particulier, dans lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit une fraction d'eau pluviale, à savoir les eaux de toiture et cours intérieurs et le réseau d'évacuation d'eau pluviale sera réduit à la collecte des eaux de ruissellement sur les chaussées et du bassin versant par drainage.

d) Systèmes spéciaux :

Les systèmes spéciaux dont le fonctionnement hydraulique, n'étant plus gravitaire, nécessite des dépenses importantes d'énergie. Ils sont donc réservés à des situations exceptionnelles. Deux catégories existent : évacuation des eaux sous pression sur la totalité du parcours, le réseau fonctionnant en charge ; évacuation des eaux sous dépression, l'effluent avance alors dans le réseau par mise en dépression des conduites (**Figure I.3**).

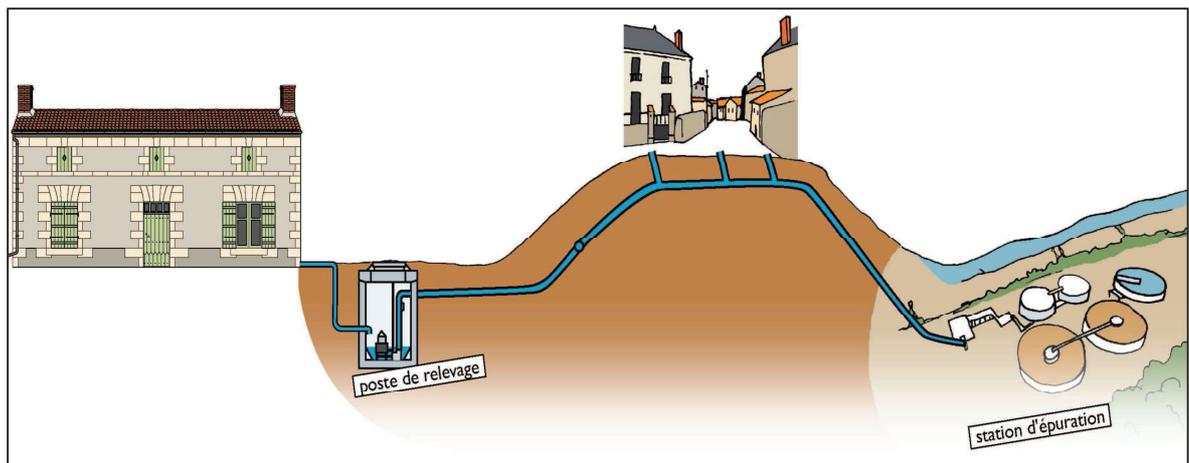


Figure I.3 : Système spécial (poste de relevage).

3. Schémas d'évacuations des eaux usées :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend des divers paramètres :

- ❖ La topographie du terrain ;
- ❖ La répartition géographique des habitants ;
- ❖ L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- ❖ Les inondations des rejets ;
- ❖ L'emplacement de la station d'épuration.

Parmi les schémas d'évacuation, on distingue :

a) Schéma perpendiculaire :

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

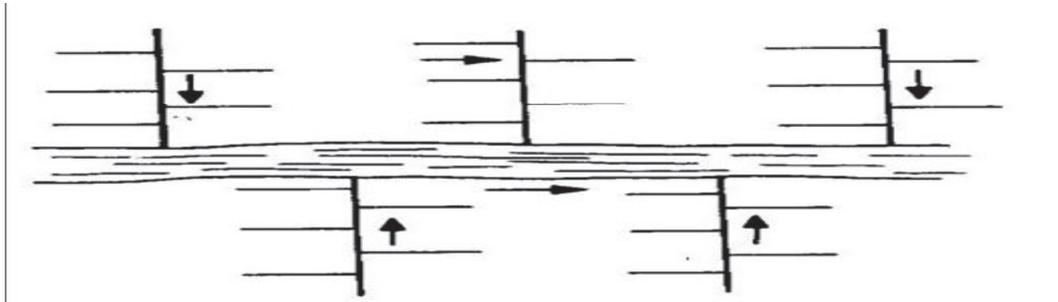


Figure I.4 : Réseau perpendiculaire.

b) Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

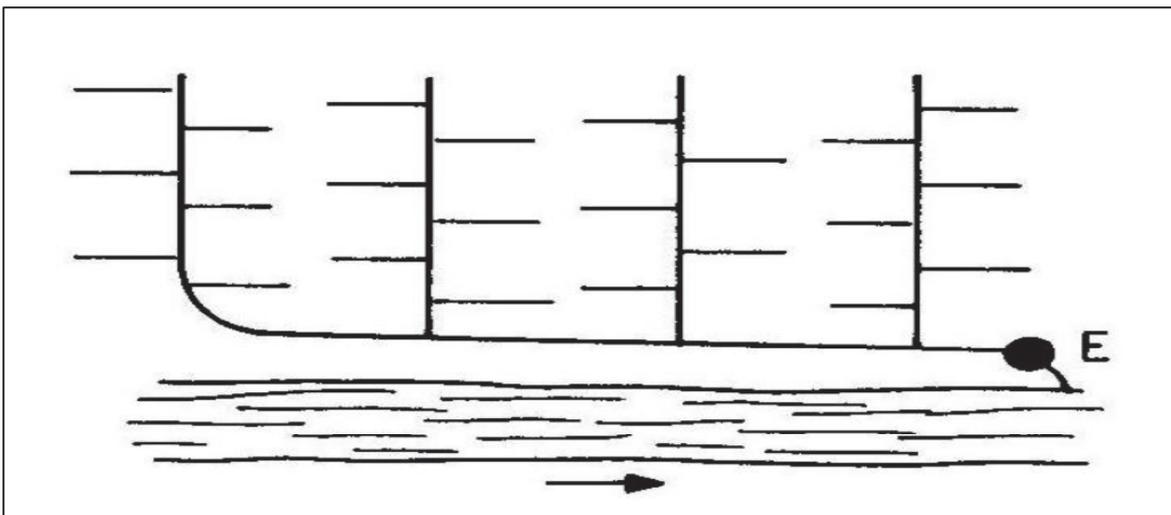


Figure I.5 : Réseau à collecteur latéral.

c) Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent l'apport de l'effluent en aval de l'agglomération.

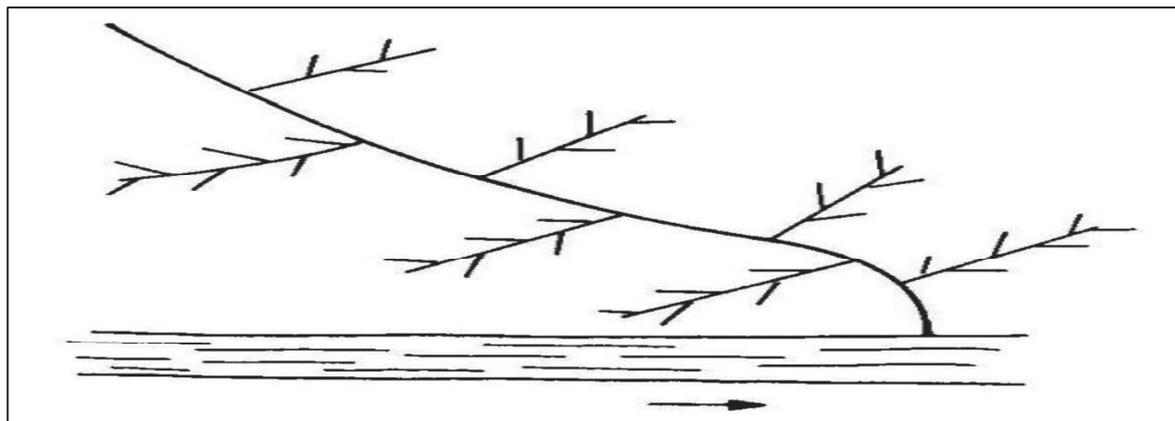


Figure I.6 : Réseau à collecteur transversal oblique.

d) Schéma par zones étagées :

Le schéma par zone étagée est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet d'échanger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

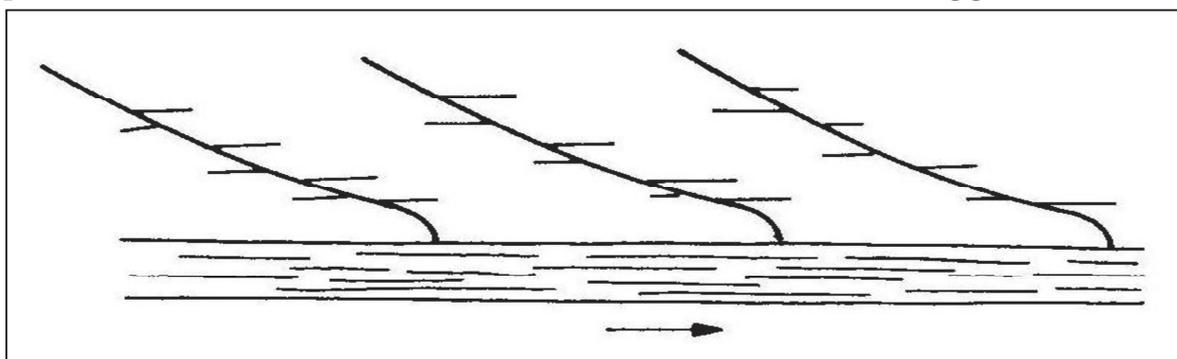


Figure I.7 : Réseau à collecteur étagés.

e) Schéma radial :

Il convient pour les régions plates, il permet de contacter l'effluent en un ou plusieurs points ou il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

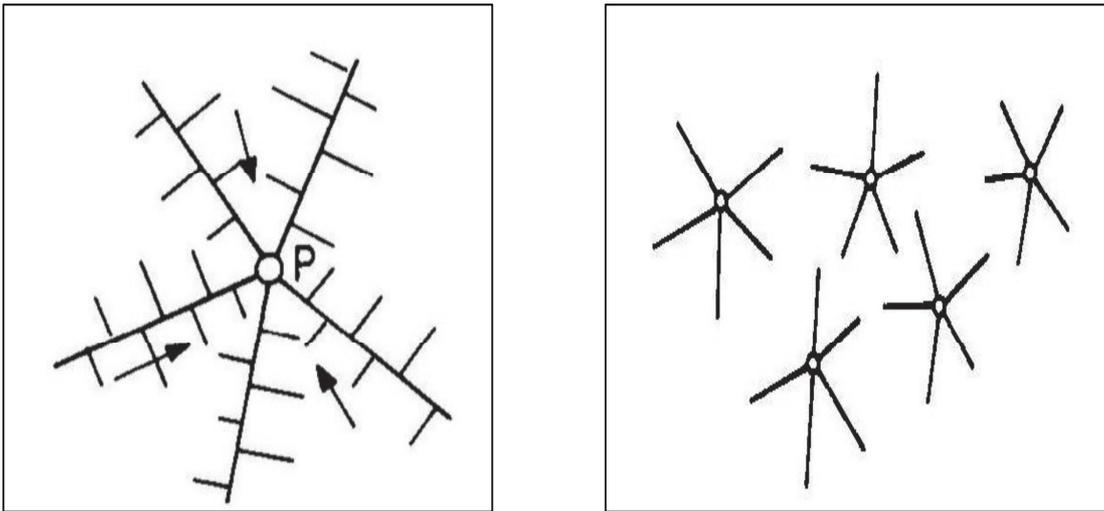


Figure I.8: Réseau radial à collecteur unique ou par zone.

III. Défaut, dysfonctionnement et impacts :

L'idée principale de la méthode RERAU (Réhabilitation des réseaux d'assainissement urbains), est d'identifier des tronçons prioritaires vis à vis d'investigations ou de réhabilitation en basant cette hiérarchisation sur l'impact des défauts détectés ou susceptible de l'être.

Des indicateurs de performance ont donc été définis à trois niveaux :

- ❖ Les défauts caractérisent l'état physique des ouvrages. Ce sont des écarts par rapport aux règles de l'art, qui seraient éventuellement inadmissibles en réception d'ouvrages neufs, mais qui peuvent n'avoir guère de conséquences pratiques sur des ouvrages en service. Les défauts sont en général observables par ITV ;
- ❖ Les dysfonctionnements sont les conséquences de défauts sur le fonctionnement des ouvrages. Certains dysfonctionnements sont également observables ;
- ❖ Les impacts traduisent le caractère plus ou moins nocif des dysfonctionnements en fonction du contexte. Les éléments du contexte pris en compte pour évaluer les impacts sont à eux appelés «facteur de vulnérabilité».

1. Les conditions de dégradation des ouvrages :

L'environnement des ouvrages génère un certain nombre de risques de dégradation, dont certains sont liés :

- aux terrains (**risques géotechniques et hydrogéologiques**) ;
- à l'effluent transporté (**risques hydrauliques**) ;
- à l'ouvrage lui-même (**risques structurels**) ;
- au milieu environnant (**risques d'impacts**).

1.1. Risques géotechniques et hydrogéologiques :

1.1.1. Entraînement de fines :

L'écoulement de l'eau dans un sable engendre des forces hydrodynamiques tendant à entraîner les éléments de sol dans le sens de l'écoulement.

Dans le cas d'une canalisation mise en place sous une nappe, ce phénomène peut s'enclencher dès la phase de construction lorsqu'il y a déficience du système de rabattement de la nappe. Le processus d'entraînement du sol environnant la canalisation et sa périphérie s'aggravant au cours du temps, les vides créés au voisinage de la canalisation vont provoquer des désordres dans celui-ci (fissures, assemblages défectueux...) favorisant la pénétration du sol à l'intérieur et contribuant à l'amplification du phénomène.

Le phénomène peut aussi apparaître ou se développer postérieurement à la phase de construction. C'est le cas lorsque l'environnement perméable immédiat de la canalisation peut constituer un drain. L'origine du drainage de la nappe et donc de l'entraînement de fines peut aussi se trouver ailleurs qu'au droit même de la canalisation, en citant :

- Pompages temporaires dans les fouilles proches de l'ouvrage ;
- Drains perméables défectueux autour de constructions voisines ;
- Proximité d'un réseau d'adduction d'eau non étanche ;
- Remontée importante de nappe dans la partie amont de l'ouvrage ou au contraire baisse importante dans la partie aval (RERAU-2002).

1.1.2. Tassement :

Les collecteurs ne sont pas des ouvrages qui induisent normalement des tassements, car ils n'apportent pas de surcharge au terrain environnant ; ce sont plutôt les conditions de leur réalisation ou l'évolution de leur environnement qui va générer ces tassements.

1.1.3. Tassement influant sur le profil en long de l'ouvrage :

Il s'agit des ouvrages réalisés dans les sols naturellement compressibles suivants :

- ❖ Alluvions constituées d'argiles molles, vases, tourbes, ces matériaux ne se consolidant que sous l'action de rabattement de la nappe qui les baigne et sous l'action de surcharges statiques et / ou dynamiques en surface ;
- ❖ Remblais récents mis en place sans compactage en particulier ceux qui renferment des matériaux évolutifs (matériaux organiques, plâtres...).

Par ailleurs, des tassements peuvent également se produire suite à de mauvaises conditions de mise en œuvre de l'ouvrage notamment :

- ❖ en cas d'absence de compactage de la zone d'enrobage ;
- ❖ en cas de remaniement du fond de fouille dans des sables fins noyés sans rabattement préalable aux terrassements.

Nota : L'effet Marston qui consiste en un tassement influant dans le sens transversal, concerne avant tout les collecteurs en maçonnerie. Ce type d'ouvrage étant quasi-inexistant en zone rurale, nous ne le traiterons pas ici.

1.1.4. Dissolution :

Certains matériaux naturels, tels que le gypse, sont solubles voire très solubles dans l'eau. La dissolution conduit à la formation de cavités et de karst plus ou moins importants. Ceux-ci sont à l'origine de fissure, d'affaissement ou d'effondrement pour les conduites situées au-dessus ou dans des sols de ce type.

Cependant, pour qu'il y ait un risque réel, il faut que le sol soluble soit effectivement baigné par une nappe et :

- ❖ que cette nappe, dans le cas où elle s'écoule naturellement, ne soit pas saturée ;
- ❖ ou bien que cette nappe soit en mouvement sous l'effet d'un pompage dont la zone d'influence intéresse la canalisation.

Une fuite entraînant une circulation d'eau d'origine accidentelle, constitue une autre grande cause de dissolution de ce type de sol.

1.1.5. Effondrement dû aux vides :

L'existence d'un vide naturel ou artificiel souterrain peut entraîner des mouvements dans le sol sous-jacent et des efforts (cisaillement, flexion) sur la conduite qu'il renferme. Ces efforts risquent engendrer des désordres pouvant

aller jusqu'à la ruine, si l'ouvrage n'a pas été conçu pour résister à l'effondrement du toit de la cavité.

1.1.6. Gonflement - retrait :

Certaines argiles et marnes raides ont une tendance à changer de volume en fonction de leur teneur en eau. Pour une conduite qui traverse des terrains de cette nature, l'existence de cycles gonflement - retrait, causés par des fluctuations du niveau de la nappe phréatique ou par des cycles de sécheresses, peut se traduire par des soulèvements, des tassements et des efforts de compression à l'origine de déformation et de fissure de la structure.

1.1.7. Glissement de terrain :

Les glissements de terrains résultent de la rupture d'un massif lorsque la contrainte de cisaillement, au niveau de la surface de rupture, devient supérieure à la résistance au cisaillement du sol. Ils entraînent, le plus souvent la ruine des ouvrages.

1.1.8. Sismicité :

Ce risque reste très limité en zone métropolitaine. Il faut cependant le prendre en compte dans certaines régions exposées. L'importance des désordres tient aux facteurs suivants :

- ❖ Localisation géographique de l'ouvrage (zone de sismicité) ;
- ❖ Nature du terrain encaissant ;
- ❖ Vulnérabilité de la structure.

1.1.9. Mouvement tectonique :

Les facteurs influant sur ce type de risque sont :

- ❖ la nature et la proximité de l'accident tectonique (axe anticlinal ou synclinal, faille ou fosse de subsidence) et sa disposition par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;
- ❖ la nature du terrain encaissant ;
- ❖ la nature de la structure de l'ouvrage ;
- ❖ la qualité du contact entre l'ouvrage et le terrain.

La vitesse d'évolution du phénomène tectonique peut varier fortement. Ainsi, dans le cas d'une faille, il peut s'agir d'une évolution brutale proche de celle d'un séisme, alors que dans le cas de fosse de subsidence, il s'agit de mouvements assimilables aux tassements.

1.1.10. Eboulement rocheux :

Le risque d'éboulement rocheux se présente :

- ❖ pour un ouvrage situé en crête de falaise, risquant d'être entraîné par la rupture de celle-ci
- ❖ pour un ouvrage peu profond situé au pied d'une falaise

Les facteurs intervenants sont liés :

- ❖ à la proximité de l'ouvrage par rapport à la crête de falaise et à la hauteur de celle-ci ;
- ❖ à la nature des terrains concernés, à la fracturation du massif rocheux, à la stratigraphie ou à la schistosité de ces terrains (influence importance des pendages de couche vers la falaise) ;
- ❖ à l'exposition aux intempéries où l'importance des cycles gel / dégel joue un rôle important

1.1.11. Marnage :

Ce risque doit être pris en compte pour les ouvrages longeant et / ou débouchant sur un rivage marin à forte amplitude de marée, sur une berge de rivière avec des variations de niveau cyclique comme c'est le cas par exemple lorsqu'il y a une écluse à proximité.

Le marnage concerne les phénomènes hydrauliques engendrés par ces variations de niveau dans l'ouvrage lui-même et / ou dans le terrain environnant, l'ouvrage pouvant être, ou non, envahi par le flot.

Les facteurs intervenants sont :

- ❖ la position de l'ouvrage par rapport à la berge ou au rivage ;
- ❖ la nature et la perméabilité du terrain encaissant ;
- ❖ la rapidité, la fréquence et l'importance des variations de niveau d'eau.

Le marnage induit un phénomène de fatigue sur la structure.

1.2. Risques hydrauliques :

1.2.1. Action mécanique et physico-chimique de l'effluent :

La vitesse de circulation de l'effluent et / ou la charge solide qu'il transporte provoque inévitablement une usure mécanique des matériaux constitutifs de l'ouvrage. Par ailleurs, la composition chimique de l'effluent peut exercer une action corrosive.

Les conditions de transfert de l'effluent interviennent aussi. En effet, les zones de fermentation par absence de circulation suivies de brassage violent sont sources de dégagement d'H₂S.

Ces phénomènes peuvent conduire à une usure locale de l'ouvrage avec plusieurs conséquences :

- ❖ perte de résistance mécanique ;
- ❖ perte d'étanchéité, permettant des échanges entre canalisation et terrain encaissant. Le phénomène peut alors s'auto-amplifier.

1.2.2. Action hydraulique :

L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel, l'ouvrage peut également subir des charges hydrauliques pour lesquelles il n'a pas été conçu. Il peut aussi avoir à encaisser un déséquilibre de pression différentielle exercée de part et d'autre de ses parois ou des coups de bélier résultant du fonctionnement d'une station de relevage proche.

1.3. Risques structurels :

1.3.1. Les charges statiques et dynamiques :

Une canalisation est d'autant plus sensible aux charges dynamiques et statiques qu'elle est plus proche de la surface.

1.3.2. Maintenance :

L'observation régulière et sérieuse des conduites est une condition impérative pour la prévention de sa dégradation et de ses dysfonctionnements.

Sa négligence constitue un facteur de risque aggravant, de même que l'absence de réalisation des mesures préconisées après constat de désordres ou anomalies.

1.3.3. Construction :

La vulnérabilité des ouvrages est fortement accrue par :

- ❖ l'inadaptation des techniques d'exécution ;
- ❖ la mauvaise maîtrise de ces techniques ;
- ❖ la rencontre d'aléas géologiques, pour lesquels les techniques d'exécution et la structure ont été mal adaptées.

Les modes d'exécution de l'ouvrage défailant suivants sont aussi générateurs, d'une vulnérabilité accrue des conduites :

- ❖ les travaux à ciel ouvert (en tranchés), où la mise en place du soutènement est décalée par rapport au terrassement et surtout où le rabattement préalable de la nappe n'a pas été réalisé induisant ainsi un remaniement de fouille ;
- ❖ les travaux en souterrains, où la décompression du terrain environnant a pu se propager si le soutènement n'a pas été mis immédiatement en place.

Par ailleurs, pour les ouvrages récents, avec terrassement mécanisé et soutènement immédiat, les risques peuvent provenir soit du soutirage de sol plus important que le volume théorique, soit d'un mauvais remplissage de l'espace entre le terrain et l'ouvrage.

La vulnérabilité des conduites dépend aussi de la résistance des matériaux constitutifs de la structure, du dimensionnement de celle-ci, mais également de l'altérité des matériaux qui la constituent.

Il convient de souligner ici que l'ancienneté des ouvrages ne constitue pas un risque obligatoire d'accroissement de la vulnérabilité.

1.4. Risques d'impact du milieu :

1.4.1. Interaction avec les usages de surfaces :

➤ Influence de la végétation en surface :

Les risques engendrés par la proximité des systèmes racinaires des arbres sont accrus, lorsque ces derniers sont âgés, avec un volume foliaire important, dans une structure de sous-sol à agrégats dissociés.

Certaines espèces présentent plus de risques. C'est le cas, par exemple, des peupliers et des saules qui présentent un système racinaire très développé.

➤ Influence de vibrations et charges roulantes importantes

Ce risque concerne notamment les ouvrages sous voies ferrées et sous chemin de roulement de grues ou portiques de manutention, battage de pieux ou palplanches à proximité...

1.4.2. Modification des usages de surfaces :

Une variation des charges réparties en surface peut entraîner un changement de comportement de la conduite par rapport aux conditions initiales de réalisation.

Les contraintes peuvent alors dépasser la résistance mécanique de l'ouvrage et entraîner des déformations telles qu'ovalisation, fissuration et même rupture.

1.4.3. Interaction avec le bâti :

L'évolution des contraintes mécaniques sur la conduite par rapport aux conditions initiales de pose doit être considérée. La construction d'un ouvrage aérien ou souterrain à proximité d'une conduite peut engendrer la modification de l'état d'équilibre du complexe sol / structure. Une mauvaise réalisation des terrassements peut entraîner une décompression du sol avoisinant et un entraînement de fines s'il y a drainage du terrain.

2. Anomalies, défauts, dégradations, désordres de la structure des collecteurs :

Les défauts des réseaux d'assainissements peuvent donc être classés en cinq familles distinctes, en ordre décroissant par rapport aux risques structurels potentiels qui s'y rattachent et donc par rapport aux besoins de restructuration qu'elles engendrent .il s'agit des :

- i. cassures ;
- ii. déformations ;
- iii. défauts d'étanchéité ;
- iv. anomalies ponctuelles ;
- v. dégradations de parements.

i. Cassures :

Les cassures sont l'une des familles des dégradations les plus liées aux risques structurels. Outre les conséquences sur l'intégrité de la structure des collecteurs, les cassures sont à l'origine de dysfonctionnements comme, d'une part, la perturbation des écoulements, d'autre part, des entrées d'eaux parasites de nappe et des fuites d'effluent.

Il est important de préciser qu'une ouverture de fissure s'apprécie différemment selon qu'elle affecte une structure en béton, armé ou non, ou en maçonnerie.

On distingue trois catégories dans les cassures :

- **Fissures** : ce sont des discontinuités physiques dans l'ouvrage, elles peuvent se trouver sous quatre formes :

- ❖ Fissure longitudinale ;
- ❖ Fissure transversale;
- ❖ Fissure oblique ;
- ❖ Fissure annulaire.



Figure I.9 : Fissures longitudinale et transversale.

- **Effondrement** : c'est une rupture localisée d'une partie de collecteur désolidarisée du reste de la structure et généralement responsable à la création d'une cavité béante dans la structure de collecteur;
- **Ecaillage** : il correspond à la formation d'éclats superficiels soulignant une fissure ou une zone comprimée à l'intrados.

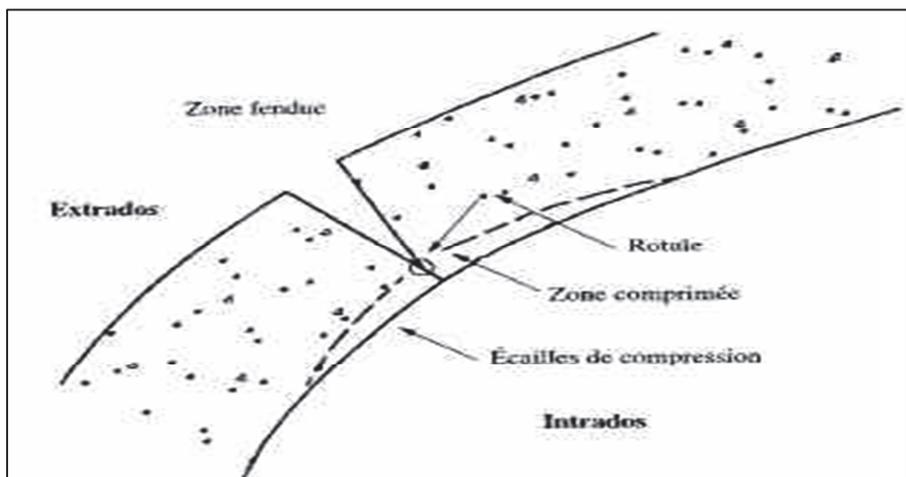


Figure I.10 : Mécanisme de l'écaillage.

- ii. **Déformations** : Au même titre que les cassures, les déformations relèvent d'une famille de dégradations liées à des risques structurels et sont aussi, à l'origine de désordres fonctionnels.

L'Affaissement :

il peut être :

- ✓ **D'ouvrage** : Modification du profil en long de l'ouvrage, par tassement local d'une partie courante, provoquant une modification de la pente.



Figure I.11 : Coupe longitudinale au droit d'une flache.

- ✓ **De radier** : est un déplacement vers le bas (tassement) d'une portion de radier.

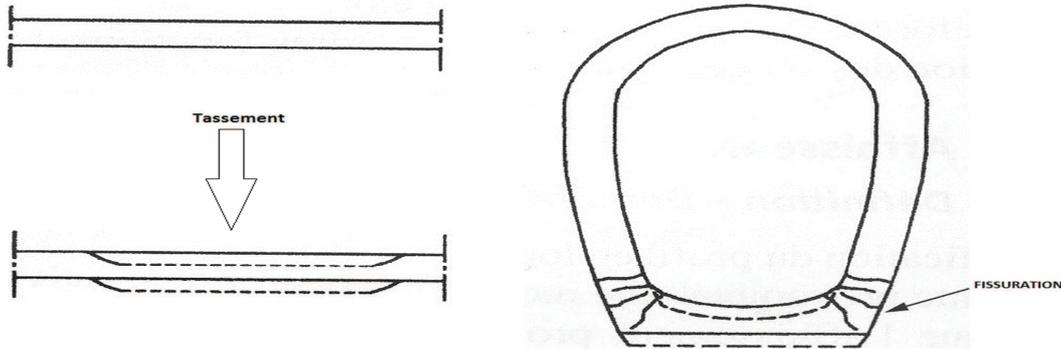


Figure I.12: Affaissement de radier.

- ✓ **De voûte** : voûte est un déplacement de la voûte vers le bas avec déformation par aplatissement.

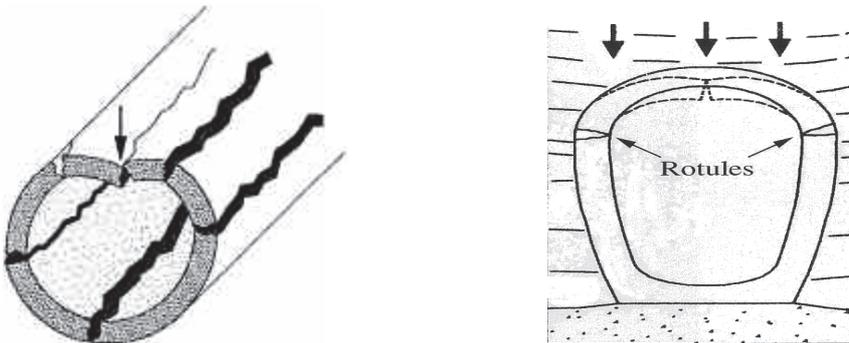


Figure I.13 : Exemple d'affaissement de voûte.

Assemblages défectueux : Est considéré comme une déformation, un ensemble de plusieurs assemblages entre éléments préfabriqués présentant des défauts comme des défaillances de joints, des déboitements, des déviations angulaires, des emboitements désaxés ou décentrés, des épaufrures.

- **Nota**: Les déformations autres suivantes ne concernent pas les ouvrages circulaires.

Ovalisation : L'ovalisation est la déformation verticale ou horizontale de la section d'un ouvrage circulaire (Prenant la forme ovale) constitué de matériaux non rigides.

Convergence des piédroits : Est une réduction de la section du collecteur par rapprochement des piédroits.

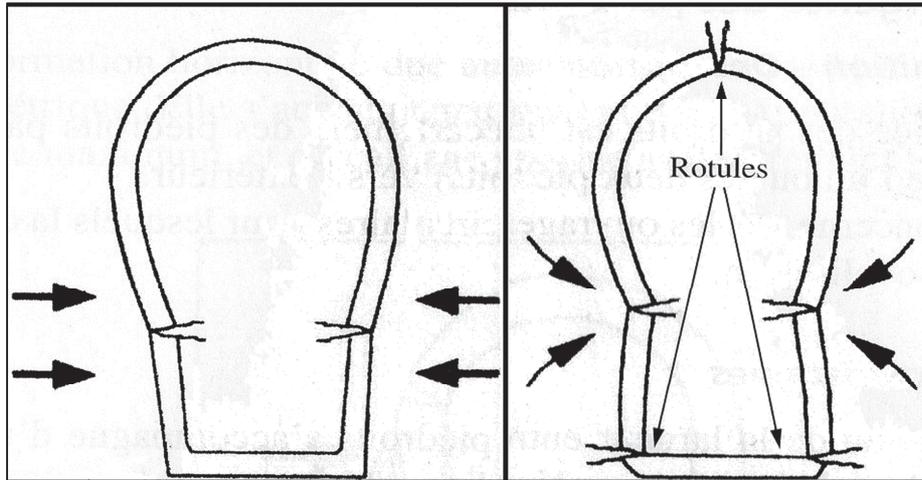


Figure I.14 : Fissures associées à la convergence des piédroits.

Divergence des piédroits : Est un écartement des piédroits par déplacement latéral (de l'un ou des deux piédroits) vers l'extérieur.

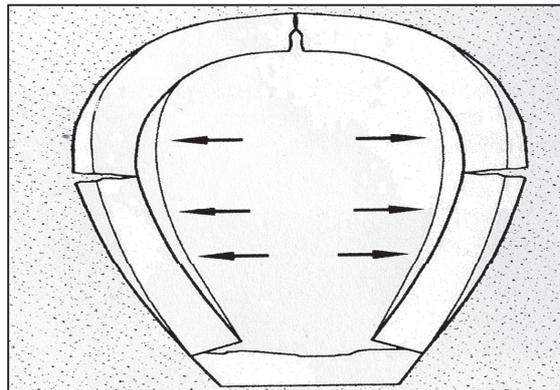


Figure I.15 : Schéma de principe de la fissuration (quelquefois associée à un écaillage) résultant de la divergence des piédroits.

Ventre : Est une déformation ou malformation d'un piédroit par fléchissement vers l'intérieur de l'ouvrage.

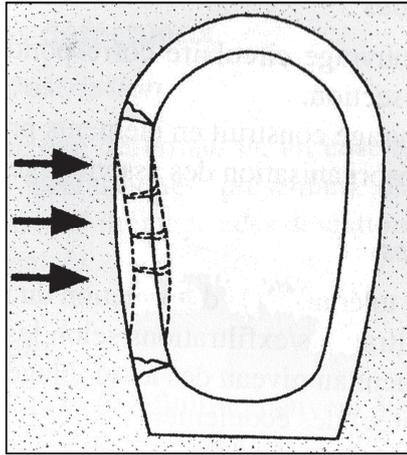


Figure I.16 : Mécanisme de formation d'un ventre.

Déversement : Un déversement est un déplacement latéral d'une portion d'ouvrage par rotation et déformation éventuelle de son profil en travers.

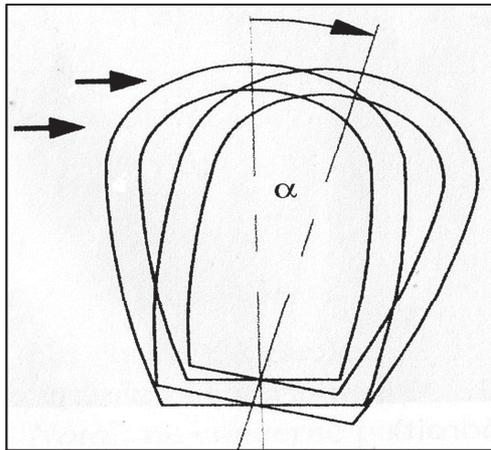


Figure I.17: Mécanisme de déversement.

- iii. **Défauts d'étanchéité :** Les défauts d'étanchéité relèvent d'une famille de dégradation qui peut être liée aux cassures et aux déformations et sont à l'origine de dysfonctionnements essentiellement hydrauliques. Leur ampleur peut également menacer l'intégrité structurelle.

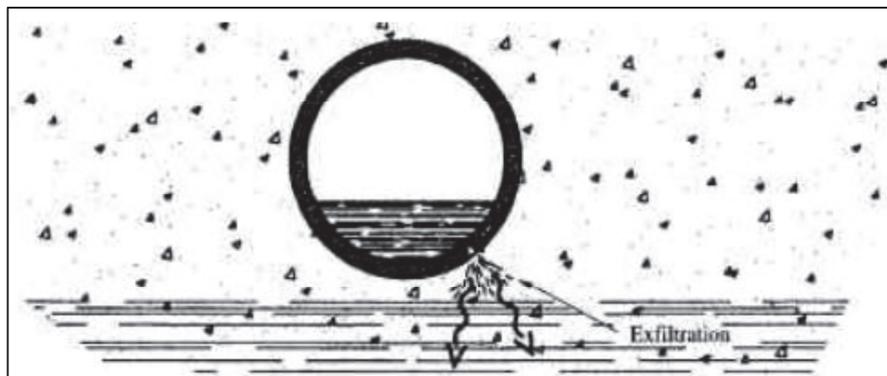


Figure I.18 : Exfiltration.

- iv. **Anomalies ponctuelles** : Du fait même de leur faible étendue, les anomalies ponctuelles ne constituent pas une menace directe et immédiate pour l'intégrité structurelle et le fonctionnement hydraulique d'une conduite. Toutefois, leur caractère évolutif présente de fait un réel niveau de risque pour la conduite. (Berland-J ; 2004)
- v. **Dégradations des parements** : Les dégradations superficielles constituent une famille de désordres sans caractère de gravité immédiate, mais qui peuvent s'amplifier et justifier, de ce fait, une démarche de réhabilitation.

3. Dysfonctionnements (LeGauffre & al ; 2005) :

Le projet RERAU identifie 11 types de dysfonctionnements :

- Infiltration (INF) ;
- Exfiltration (EXF) ;
- Réduction de la capacité hydraulique (HYD) ;
- Débordement (DEB) ;
- Déversement (DEV) ;
- Ensablement (ENS) ;
- Dégradation du complexe sol-conduite (DSC) ;
- Dégradation de la conduite par attaque chimique (ATC) ;
- Dégradation de la conduite par intrusion des racines (RAC) ;
- Dégradation de la conduite par abrasion (ABR) ;
- Effondrement (EFF) ;

3.1. Infiltration (INF) :

Le dysfonctionnement « infiltration » résulte de la conjonction d'un défaut d'étanchéité et de la présence d'eau, à un moment donné, à l'extérieur de la canalisation. Il est en général observé à partir des mesures de débit à l'aval d'un bassin versant, après une analyse permettant d'identifier la composante de ces débits correspondants aux infiltrations.

Les débits d'infiltrations étant éminemment variables avec le temps, il faut préciser l'échelle de temps de leur quantification.

3.2. Exfiltration (EXF) :

Le dysfonctionnement "exfiltration" résulte de la conjonction d'un défaut d'étanchéité et d'un niveau d'eau à l'extérieur de la canalisation inférieur au niveau d'eau à l'intérieur. Son intensité peut varier au cours du temps, y compris à l'échelle de la journée.

Il est en général difficile à évaluer à partir des mesures de débit à l'aval d'un bassin versant, car les pertes éventuelles ne représentent qu'une fraction du débit des eaux usées, et les pertes sur un tronçon peuvent être compensées par des infiltrations sur d'autres tronçons. Dans certains cas particuliers, correspondant à la présence des défauts majeurs de structure, des pertes pourront cependant être détectées entre un point amont et un point aval.

3.3. Réduction de la capacité hydraulique (HYD) :

Une réduction de capacité hydraulique par rapport à un collecteur en bon état est susceptible de provoquer des déversements et/ou des débordements à l'amont. En première approximation, on considère que les principaux impacts de ce type de dysfonctionnement sont des déversements et débordements de temps de pluie.

La réduction de capacité hydraulique (actuelle ou potentielle) peut avoir différentes causes, permanentes ou temporaires, mais toutes liées à des défauts de structure. Ainsi la présence de racines, de branchements pénétrants et des déboitements favorisant l'accumulation des déchets... sont-ils des facteurs de réduction de la capacité hydraulique? L'ensablement aurait pu être inclus dans ces facteurs, mais on a préféré le traiter comme un dysfonctionnement à part entière, compte tenu de sa relation étroite avec une politique de curage, elle-même composante importante de l'activité d'un service d'assainissement. De même le bouchage est traité comme dysfonctionnement en tant que tel, du fait de son caractère « accidentel », et d'analogie avec l'ensablement Le risque d'effondrement est traité en tant que dysfonctionnement sous ses aspects mécaniques. Ses aspects hydrauliques relèvent de la réduction de la capacité hydraulique, à l'exception des risques de bouchage.

3.4. Débordement (DEB) :

Les débordements correspondent à des sorties d'effluent hors du réseau par des voies non prévues à cet effet : ils peuvent se produire via les regards, les avaloirs, voire les branchements, même si les riverains sont censés se protéger contre les mises en charge du réseau.

Comme pour les déversements, seuls sont considérés comme anormaux les débordements se produisant en temps sec, ou lors de pluies inférieures aux hypothèses de dimensionnement.

Ils diffèrent néanmoins des déversements par plusieurs caractéristiques :

1. La seule présence d'un risque est à prendre en compte, même s'il n'a jamais été confirmé par des observations ;

2. L'observation des débordements est moins aisée que celle des déversements : les sites ne sont pas définis à l'avance avec précision, et les événements sont heureusement plus rares. Une des sources d'observation correspond aux plaintes, mais celles-ci nécessitent un diagnostic pour être validées. Par exemple les « inondations » dues à des problèmes d'engouffrement ne sont pas considérées comme des débordements ;

3. L'évaluation des impacts est basée sur une estimation, croisant dysfonctionnement et vulnérabilité. On n'a pas pris en compte les impacts observés, bien que les plaintes puissent éventuellement être considérées comme telles. En effet elles intègrent une composante de vulnérabilité, si l'on considère que la réaction des abonnés est en relation avec la gêne ressentie...

3.5. Déversement (DEV) :

Un déversement est une sortie d'effluents hors du réseau par un ouvrage aménagé à cet effet (déversoir d'orage, trop-plein de poste de relèvement...), il est normal lorsqu'il se produit sur un déversoir d'orage, en réseau unitaire, pour un événement pluvieux supérieur aux conditions de référence définies pour le dimensionnement. Il est anormal dans tous les autres cas, et en particulier en temps sec. On définit donc globalement ou pour chaque ouvrage des conditions pluviométriques de référence, en deçà desquelles un déversement sera anormal.

Le cas des surverses de poste de relèvement est un peu particulier : seuls sont à prendre en compte, pour un programme d'investigations et de réhabilitations, les déversements qui seraient dus à des apports anormaux des eaux parasites d'infiltrations.

3.6. Ensablement (ENS) :

Par sa nature, le dysfonctionnement « ensablement » s'apparente aux dysfonctionnements « réduction de capacité hydraulique » et « bouchage ». Mais à la différence du premier, il est observable directement (relevés d'ensablement aux regards), et par rapport au second il est plus progressif, et moins pathologique. A ce titre il fait l'objet des actions systématiques (curage) permettant de le maintenir à un niveau acceptable.

L'étude de ce dysfonctionnement se concentre sur les observations directes possibles et sur les causes structurelles liées à l'état de santé des collecteurs.

3.7. Dégradation du complexe sol-conduite (DSC) :

Ce dysfonctionnement est défini afin d'étudier les conditions de vieillissement des collecteurs. Il est étudié par : la dégradation par attaque

chimique, la dégradation par pénétration des racines et la dégradation par abrasion.

3.8. Dégradation de la conduite par attaque chimique (ATC) :

Ce dysfonctionnement, qui correspond à un vieillissement accéléré de la conduite, peut être évalué de deux manières :

- ✓ Soit on dispose de deux inspections réalisées à quelques années d'intervalle, et que l'on peut éventuellement constater une aggravation de l'état de santé de la conduite;
- ✓ Soit on considère que toute attaque chimique constatée indique (par défaut) un processus de dégradation en cours, sauf si la source de cette attaque a été identifiée puis supprimée.

3.9. Dégradation de la conduite par intrusion des racines (RAC) :

L'intrusion des racines est un problème préoccupant pour beaucoup de gestionnaires des réseaux d'assainissement.

Outre les effets de réduction de la capacité hydraulique de la conduite, l'intrusion des racines est également un facteur de dégradation de la conduite.

3.10. Dégradation de la conduite par abrasion (ABR) :

Comme pour les dysfonctionnements DSC, ATC et RAC, l'impact d'une dégradation par abrasion est une réduction de la durée de vie de la conduite entraînant un surcout.

En outre, ce dysfonctionnement est également pris en compte pour évaluer l'évolution de l'intégrité structurelle et le risque d'effondrement.

3.11. Effondrement (EFF) :

Ce dysfonctionnement, caractéristique du degré d'altération de l'intégrité structurelle des conduites, ne doit pas être confondu avec le défaut qui représente un état à un instant donné.

Puisqu'il est impossible de prédire exactement quand l'effondrement aura lieu, cette notion correspond à une probabilité d'effondrement (Davies & al ; 2001, Osborne ; 2002).

4. Conséquences des dysfonctionnements du réseau d'assainissement :

Les fonctionnalités du réseau d'assainissement sont l'intégrité structurelle, l'étanchéité et la capacité à évacuer l'effluent (capacité hydraulique). Néanmoins ces trois principes de bon fonctionnement sont liés. Ce paragraphe illustre, sans

être exhaustif, l'influence que peut avoir la défaillance d'une seule fonctionnalité sur les deux autres.

Dans le cas où l'intégrité structurale d'une conduite ne répond plus aux exigences des gestionnaires (déstabilisation de l'équilibre sol/conduite ou effondrement), l'étanchéité de l'ouvrage est mise en péril, ce qui engendre des intrusions de remblai ou de sol encaissant, minimisant la capacité hydraulique (obstruction du tronçon).

Autre cas, si la capacité hydraulique est menacée par l'intrusion d'un objet ou par un sous dimensionnement de l'ouvrage, des mises en charges peuvent intervenir en amont du tronçon et provoquer des phénomènes de surpression sur les joints, pénalisant à terme l'étanchéité (phénomène de fatigue), créant des vides à l'extérieur de la conduite par entraînement des fines du sol extérieur et déstabilisant l'intégrité structurale.

Enfin, autre possibilité, si l'étanchéité n'est pas respectée, une conduite sous nappe va infiltrer des eaux parasites qui peuvent, soit entraîner des fines provenant du sol encaissant (création des vides autour du tronçon) et affecter la stabilité, soit sous dimensionner les conduites aval (capacité hydraulique réduite).

Par définition, le réseau d'assainissement est enterré et dans la plupart des cas, les usagers oublient son existence. L'impact d'un dysfonctionnement n'est perceptible (quand il est observable) que s'il touche directement les biens des usagers ou l'équilibre de l'environnement naturel.

En fonction du lieu et de l'intensité de la défaillance, l'impact est sensiblement différent. Un effondrement dans un milieu rural à faible densité de population a moins de répercussions qu'une casse sous chaussée en pleine ville.

De même, un débordement est moins acceptable s'il inonde les caves d'habitations de toute une rue que s'il touche un terrain abandonné. En fait, la frontière entre impact acceptable / inacceptable dépend du contexte de la défaillance (pourquoi y-a-t-il eu dysfonctionnement ? est-ce un événement rare comme de fortes inondations ?), des habitudes culturelles... cette notion est développée en intégrant les axes de priorités des gestionnaires ou des élus.

En d'autres termes, un dysfonctionnement se traduit en impact et celui-ci se mesure par le coût social engendré. L'exploitant cherche à minimiser le coût social d'un dysfonctionnement (assurances, réparations à l'amiable...) ou du moins le rendre «acceptable» par les usagers.

Les coûts sociaux peuvent également survenir lors d'un impact sanitaire, notamment la contamination de l'eau potable par l'eau usée. Un tiers des

contaminations de l'eau potable impliquent les ressources avec une des causes les plus fréquentes, l'effondrement d'une conduite à proximité d'un forage.

L'ensemble des impacts dont le réseau d'assainissement peut être responsable dans le cas d'un dysfonctionnement sont les suivants :

- Pollution des eaux de surfaces (POL) ;
- Pollution des sols et des eaux souterraines (NUH) ;
- Nuisances diverses (sur le trafic...) (TRA);
- Dommages au bâti (SOB) ;
- Surcoûts d'exploitation du réseau (CXR) et surcoûts d'exploitation de la station d'épuration (CXS) ;
- Coût de la réduction de la durée des conduites(CDV).

Conclusion :

Les caractéristiques des différents défauts pouvant affectés un réseau d'assainissement urbain interagissant entre elles sont si nombreuses qu'il est difficile de rendre compte de son état global. Ce dernier s'effectue à cet effet généralement de façon subjective, à partir de constatations, pour la plupart du temps, pour obtenir un meilleur fonctionnement du réseau nous effectuons un diagnostic pour identifier tous les dysfonctionnements possibles.

Chapitre : II

Auscultation et diagnostic

Introduction :

Le diagnostic est l'ensemble des mesures prises pour réhabiliter ou améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement commencent à avoir des dysfonctionnements résultant de la combinaison d'une série de facteurs.

I. Pourquoi réaliser un diagnostic de réseau d'assainissement ?

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le bon fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement, en générale elle nous aide à :

- Connaitre le réseau ;
- Comprendre le fonctionnement du réseau ;
- Rechercher les défauts ;
- Hiérarchiser les réparations ;
- Proposer un programme de réhabilitation ;
- Prévoir la gestion du système.

1. L'étude de diagnostic :

Avant de commencer le diagnostic il faut en premier lieu faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuel.

Les données à recueillir sont :

- a) données relatives à la collecte :
 - nombre d'habitants et leur consommation en eau potable ;
 - la surface totale drainée et ces caractéristique : intensité de pluie et pente.
- b) données relatives au réseau et ces ouvrages annexes :
 - collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue...
- c) données relatives au traitement :
 - bilans de traitement ;
 - etat de fonctionnement de l'ouvrage de traitement.
- d) données relatives au milieu récepteur :
 - qualité actuelle.

Après le recueil des données on distingue six phases de diagnostic :

1.1. Données d'orientation :

Elles sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements : impact sur le bâti et les réseaux voisins, perturbation des usages en surface, pollution d'une nappe, etc...

Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

On distingue comme données d'orientation, les symptômes et les signes. Dans notre étude, pour rester en cohérence avec le langage habituellement utilisé en génie urbain, nous adopterons les définitions suivantes :

- **Signe** : toute manifestation extérieure au réseau physique (structurel) ; comme par exemple, les plaintes des riverains et des usagers, les effondrements de chaussées, ... ;
- **Symptôme** : toute marque intérieure au réseau physique, comme par exemple les fissures, les déboîtements, les effritements de l'enduit,

Les symptômes et les signes sont ceux qu'interprète un diagnostic, par les auscultations, pour trouver les causes d'un dysfonctionnement, ou d'une panne.

1.2. Le pré diagnostic :

Dans la phase initiale, et après le recueil des données, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau et à remédier aux différentes détériorations et insuffisances constatées.

1.3. Reconnaissance approfondie :

La deuxième phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

- quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs et l'étude de l'impact de rejet sur la nappe d'eau environnante ;
- détecter les apports des eaux parasites ;
- rechercher l'origine d'éventuelle pollution toxique d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds ;
- vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

1.4. Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :

Cette phase permet de localiser les tronçons suspects, elle comporte à priori une représentation des espaces et des réseaux à partir des outils qui conduisent au découpage en sous bassins élémentaires ou secteurs de desserte homogènes ou sous-secteurs d'activités qui tient en compte l'importance de la superficie et du linéaire du réseau.

1.5. Conception de la nouvelle structure d'assainissement :

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension. Autres dispositions particulières sont à étudier telles que les rétentions de pollution, le traitement spécifique aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire et les rejets de station d'épuration.

1.6. Conclusion et permanence du processus d'étude :

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément le fonctionnement et le dysfonctionnement pour concevoir la solution d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

2. Description du système actuel :

2.1. Bassin versant :

C'est le sous bassin versant du collecteur Oued Ouchaiah (C36) sur la figure avec une surface $S=2119$ ha.

Il fait partie du bassin versant Centre de la wilaya Alger;

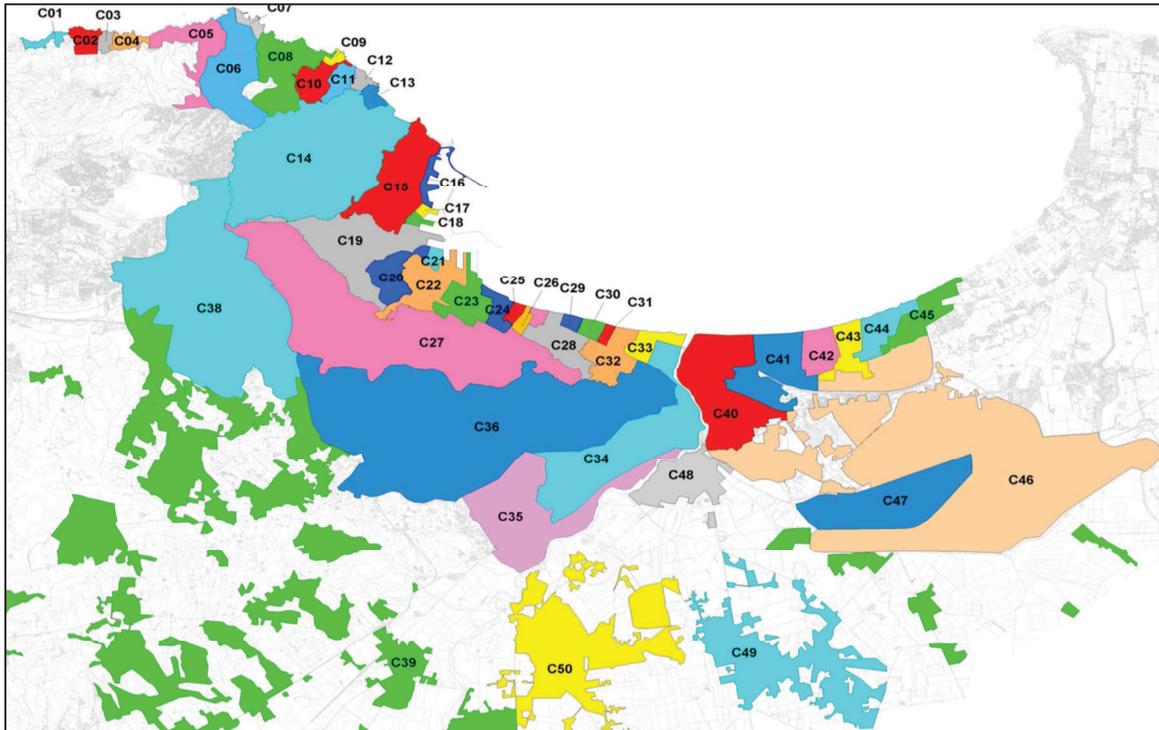


Figure II.1 : Découpage des bassins versants de la wilaya d'Alger
[SAFEGE – JUIN 2009].

Le découpage de la zone d'étude en sous-bassins versants a été réalisé pour deux types des paramètres :

- les caractérisations géométriques de bassin étudié par exemple :
 - _ La superficie drainée ;
 - _ La longueur du plus long chemin hydraulique ;
 - _ La pente moyenne ;
 - _ Nœud d'injection.
- Les données « hydrologiques » intrinsèques du bassin :
 - _ Coefficient d'imperméabilisation, qui caractérise le taux d'occupation du sol ;
 - _ Coefficient de réduction, caractérisant la collecte de surface ;
 - _ Longueur et pente, permettant de calculer le temps de concentration, caractérisant le temps nécessaire à l'arrivée à l'exutoire des écoulements les plus éloignés à la périphérie du bassin versant.

2.2. Représentation quantitative :

2.2.1. Collecteur :

Cette phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages élémentaires composant le réseau :

Le collecteur Oued Ouchaiah suit le tracé de l'oued du même nom sur une longueur de près de 6 000 m, entre la Rocade Sud et l'avenue de l'ALN (quartier Caroubiers). Il traverse les communes de Kouba, Bach Djerrah et El Magharia.

Deux tronçons principaux peuvent être distingués :

- en amont, un premier tronçon de 900 m est composé de deux conduites circulaires de 2 m de diamètre; sur ce tronçon, l'oued Ouchaiah a entièrement disparu ;
- en aval, sur une longueur de près de 5 100 m, la section de l'ouvrage diminue de façon importante (canalisation unique de type ovoïde 1.60 m x1.20 m).

Ces deux tronçons sont limités par trois points particuliers:

- en amont, au niveau de la Rocade Sud, la configuration du point de départ des deux tronçons DN 2000 permet d'orienter les écoulements de temps sec vers le tronçon le plus au Nord, alors que le tronçon Sud n'accueillera que les eaux excédentaires par temps de pluie;
- en aval du premier tronçon, au niveau du lotissement Michel (pont du chemin Benhabiles), du fait de la réduction de section, les débits excédentaires de temps de pluie sont déversés vers l'oued;
- enfin, en aval du second tronçon, le collecteur Oued Ouchaiah se rejette dans l'oued quelques dizaines de mètres avant la confluence de celui-ci avec l'oued El Harrach; sur ce dernier tronçon de l'Oued Ouchaiah, un seuil a été aménagé pour pouvoir détourner les eaux usées vers le collecteur El Harrach Rive Gauche.

Plusieurs collecteurs secondaires d'importance alimentent le collecteur Oued Ouchaiah:

- en tête de l'ouvrage, le collecteur reçoit les apports d'un important bassin versant situé au Sud de la Rocade Sud (communes de Kouba et de Bir Khadem), par l'intermédiaire des collecteurs Romana et Abki, et des oueds du même nom qui ont été conservés ;
- ensuite, deux collecteurs d'importance rejoignent le collecteur Ouchaiah :
 - _ le collecteur El Ain (également nommé Jolie Vue, du nom du quartier qu'il traverse) ;
 - _ le collecteur Ben Omar (anciennement appelé ravin du cimetière).

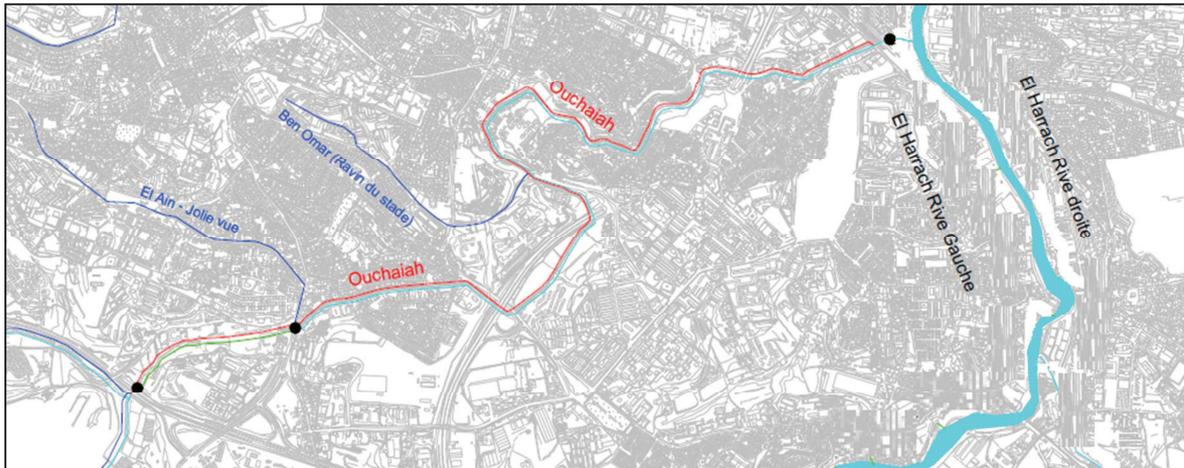


Figure II.2 : Collecteur Oued Ouchaiah (en rouge) .

2.2.2. Regards :

Le réseau d'assainissement d'Oued Ouchaiah a des regards en fonte et en béton armé de types circulaires et carrés. La profondeur maximale est de 3 m et la distance entre les regards varie de 20 à 70 m.

La majorité des regards sont dans un état lamentable (envasé), ceci est dû au manque d'entretien. De plus, ces regards sont parfois sans dalles. Ce constat a été observé au niveau des regards et des avaloirs, ce qui provoque leur remplissage par des débris, par la terre et surtout des déchets solides.

La négligence exorbitante dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié et couvert par les chaussées, et l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non couverts.



Photo II.01 : Regard en mauvais état (Entassement des résidus).



Photo II.02 : Regard complètement obturé.



Photo II.03 : Regard en état dégradé.



Photo II.04: Regard d'ouverture impossible.



Photo II.05 : Regard en bon état.



Photo II.06: Regard en état moyen.

2.2.3. Les Nœuds :

Les nœuds, au même titre que les conduites, représentent le plus souvent les regards de visite du réseau.

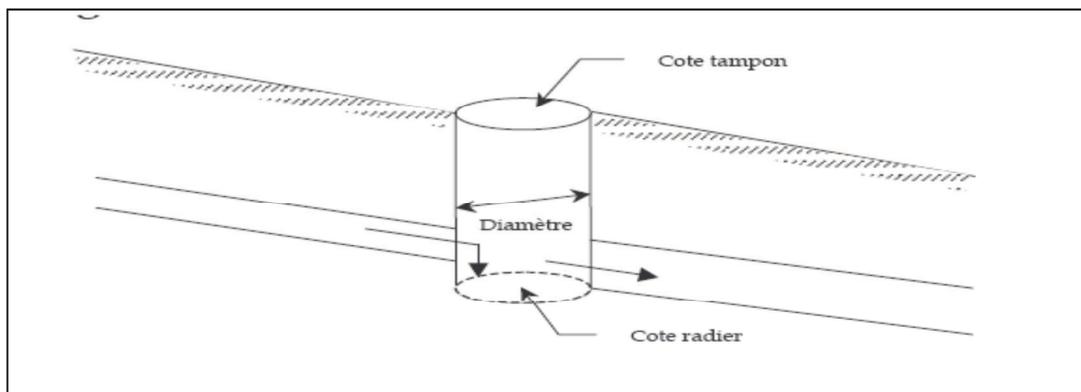


Figure II.3 : Représentation d'un regard de visite.

Les principales caractéristiques des nœuds sont :

- Les cotes de terrain naturel et de radier;
- Le diamètre;
- Le type de nœud;

- ❖ « Normal » : lorsque le réseau se met en charge et déborde, l'eau est maintenue fictivement sur une grande surface et réinjectée dans le modèle à la décrue;
- ❖ « Scellé » : lors de la mise en charge, l'eau ne déborde pas et la mise en charge inhérente est traduite en terme de pression;
- ❖ « Déversant » : lorsque le réseau déborde, les volumes déversés sont « perdus ».
- Différents types de Pertes de Charge permettant de modéliser des changements brusques des sections, des chutes,

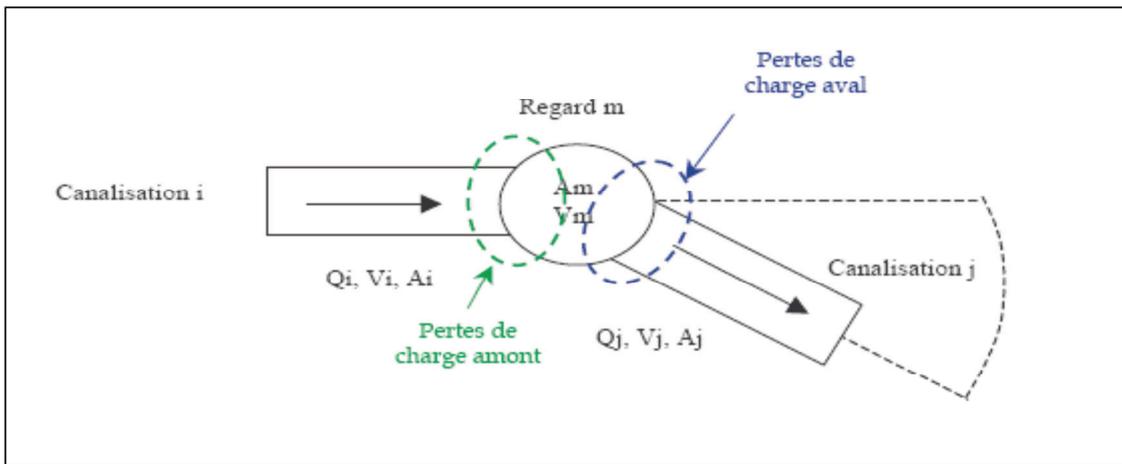


Figure II.4 : Regard de changement de direction.

Pour la réalisation du modèle, certaines données comme des cotes de radiers de certains nœuds ont fait défaut.

Dans ces cas particuliers nous avons procédé à des interpolations linéaires entre les nœuds amont et aval dont les cotes topographiques sont connues.

2.2.4. Nœuds spécifiques de type « Exutoire » :

Les exutoires constituent les limites aval des réseaux. Ils relèvent d'un caractère spécifique car ils permettent de modéliser les conditions d'écoulement à l'arrivée des réseaux au milieu récepteur soit en régime dénoyé, soit en régime noyé. Il est ainsi possible de modéliser l'influence d'une marée sur la sortie d'un exutoire en mer.

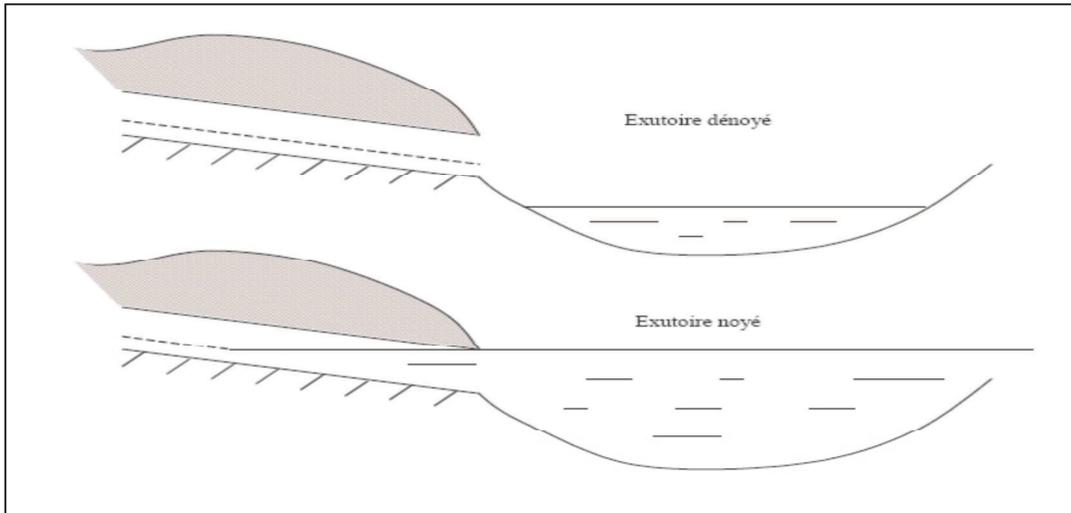


Figure II.5 : Différents régime dans l'exutoire.

2.2.5. Déversoirs d'orage :

La plupart des déversoirs d'orage qui existe (les DO du collecteur El Harrach Rive droite) comprennent une section d'étranglement (d'une capacité inférieure au tronçon amont) et un canal de décharge.

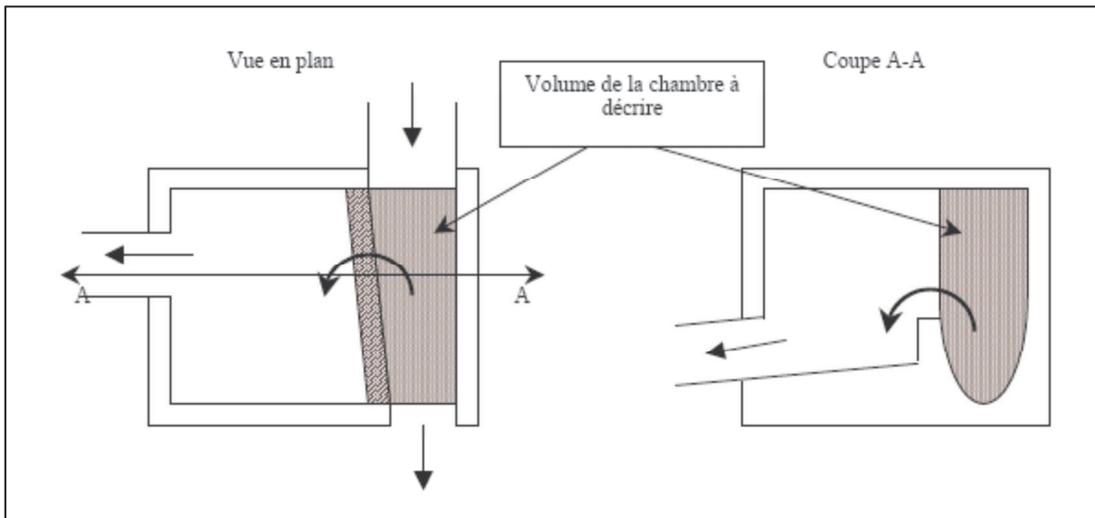


Figure II.6 : schéma représentatif de déversoir d'orage.

2.2.6 État des rejets actuels :

Le rejet du collecteur est dans l'Oued Ochiaiah puis ce dernier se jette directement dans l'Oued El Harrach.



Photo II.07 : Premier rejet dans l'Oued Ochaiah.



Photo II.08 : Deuxième rejet dans l'Oued EL Harrach.

Conclusion :

Après l'analyse et le diagnostic sur les ouvrages de protection et d'évacuation des eaux pluviales provenant des Bassins versants on peut conclure que :

- Le problème majeur de collecteur de l'Oued Ouchaiah est au niveau des rejets dans le milieu naturel ce qui entraîne la pollution des oueds qui provoque des problèmes de la santé publique ;
- Problème des regards non identifiés qui se trouvent sous la chaussée, qui empêche le nettoyage de ces derniers ;
- Le problème des regards qui ne sont pas munis d'échelles et qui ne comportent pas de tampons.

- Le problème d'extension; les diamètres des collecteurs primitifs sont tous presque à revoir étant donné que le diamètre a été étudié en fonction du nombre d'habitant déterminé ;
- Le problème de fissuration des conduites;
- Le passage des collecteurs sous les constructions;
- Le problème des rejets de riverains qui rejettent les eaux usées à ciel ouvert directement vers l'oued;
- Absence du réseau d'assainissement pour les bidonvilles.

Aussi, des recommandations sont proposées et se trouvent dans le chapitre V (Techniques de réhabilitation).

Chapitre : III

Modélisation hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

En raison de l'accroissement constant de l'urbanisation et de l'extension des surfaces imperméabilisées, le ruissellement urbain a pris de plus en plus d'importance depuis une trentaine d'années. Afin de protéger les riverains contre les inondations, les eaux pluviales ont longtemps été considérées sous un angle purement hydraulique avec la volonté d'évacuer le volume ruisselé le plus rapidement possible.

Néanmoins, l'urbanisation croissante ne se manifeste pas seulement en matière de débit, mais aussi en matière de pollution. Ce n'est cependant qu'à partir des années 90 que l'on s'est véritablement tourné vers une approche qualitative des eaux pluviales et donc de leurs impacts sur le milieu naturel.

En effet, la pluie se charge en poussière dans l'air, la lessive des toitures, les trottoirs et les chaussées, rejoint le réseau d'assainissement, est éventuellement mélangée à des eaux usées urbaines, peut éroder des dépôts se trouvant dans les collecteurs, avant de rejoindre le milieu naturel.

A l'heure actuelle, elle passe par deux méthodes principales pour la connaissance des phénomènes mis en jeu à l'amont et au sein du réseau d'assainissement :

- La mesure in situ ;
- La modélisation numérique.

D'une manière générale la modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre son fonctionnement.

En assainissement , la modélisation est une schématisation avec une description des réseaux dans un logiciel dans le but de s'approcher au mieux à la réalité des phénomènes hydrologiques et hydrauliques qui se produisent en temps de pluie depuis le ruissellement jusqu'à l'évacuation des eaux.

Mais si la modélisation numérique de l'hydraulique permet l'obtention de résultats de bonne qualité, la modélisation de la pollution reste délicate et ceci, autant au niveau de la complexité des phénomènes mis en jeu et de l'état des connaissances que de la disponibilité ou l'existence de données expérimentales spécifiques et fiables.

I. La modélisation en hydraulique :

1. Modélisation : concepts, approches, et étapes :

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la pollution en réseau d'assainissement, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé depuis trente ans. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

Ainsi, il est important de faire quelques rappels sur les modèles, les différentes approches modélisatrices et les différentes étapes à suivre.

a. Les modèles :

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués:

- _ d'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié,
- _ d'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables, choisies pour représenter son fonctionnement.

Ces relations, qui doivent permettre de calculer les variables de sortie en fonction des variables d'entrée, font aussi intervenir d'autres paramètres. Cette imitation recouvre deux fonctions essentielles, complémentaires et indispensables :

- _ l'une de représentation simplifiée de la réalité, perçue d'un certain point de vue par le modélisateur, à travers un filtre conceptuel : un modèle est donc une interprétation et non simple reproduction ;
- _ l'autre, d'instrument d'étude de cette réalité, conçu pour répondre à un certain objectif guidant l'ensemble des choix faits au cours de la modélisation : un modèle est donc aussi une représentation orientée et sélective.

D'où le caractère doublement relatif d'un modèle, qui dépend tout à la fois de la justesse des conceptions et des hypothèses sur lesquelles il repose et de l'objectif poursuivi. Ainsi, il est nécessaire, bien que cela soit trop souvent oublié, d'explicitier clairement les objectifs poursuivis, les choix, les hypothèses et les approximations de l'outil, et enfin définir, si c'est possible, les limites de son domaine de validité et donc définir son champ d'application.

b. Les différents types de modèles :

On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste.

- _ avec l'approche empirique : on cherche à lier les différentes variables ou grandeurs du système à partir des séries des données expérimentales en

utilisant des techniques statistiques telles que les régressions simple ou multiples, linéaires ou non linéaires, sans chercher à comprendre les mécanismes réellement en jeu,

- _ avec l'approche conceptuelle : on cherche à établir des relations aussi bonnes que possible entre les entrées et les sorties du système à travers un ensemble de variables d'états qui peuvent ou non, avoir un sens physique,
- _ avec l'approche mécaniste : on cherche à décrire par les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la chimie et de la biologie, l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans le système considéré.

c. Les problèmes à résoudre :

De nombreux problèmes restent à résoudre pour parvenir à des modèles qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnellement. En effet, toute modélisation est assujettie à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser, provenant tant du modèle que des données et de leurs interactions au cours de la modélisation. En effet, on rencontre différents problèmes :

- _ les erreurs liées à la structure du modèle : les limites théoriques (par exemple en hydraulique), les approximations théoriques, les approximations numériques (solutions approchées) et les approximations spatiales (description du bassin versant) ;
- _ la disponibilité des données : les problèmes métrologiques et méthodologiques ;
- _ l'adéquation des données au besoin de la modélisation ;
- _ le calage et la validation du modèle.

Toute modélisation nécessite des phases de paramétrisation et de vérification du modèle qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie.

Le Calage : Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains paramètres du modèle et compenser sur ces seuls paramètres les erreurs liées au modèle et/ou aux données, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées.

La Validation : l'étape de calage ne suffit cependant pas à valider les modèles et donc à s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autres parts sur d'autres sites, étape qu'on nommera transposition.

Ainsi, il est tout à fait indispensable de réaliser les phases de calibration, validation et transposition du modèle étudié. Si en terme de modélisation hydraulique (Barré de Saint Venant, Muskingum), les différentes étapes de mise au point et de tests sont maintenant courantes, il n'en est pas du tout de même pour la modélisation de la pollution. La grande majorité des modèles de pollution sont présentés comme étant en phase de validation, sans justification de la phase de calibration, et sans que les cas de validation soient véritablement nombreux. De plus, la phase de transposition en pollution reste quasi inexistante.

Enfin, il est essentiel de rappeler qu'un modèle de simulation de la pollution doit d'être en premier lieu un modèle de simulation de l'hydraulique, car l'hydraulique est indispensable à l'évaluation de la pollution.

2. Etapes méthodologiques :

Si la construction d'un modèle calé par rapport à des observations expérimentales est assez aisée, l'élaboration d'un modèle convenablement validé est au contraire très difficile. Le fait de ne pouvoir atteindre que très rarement la totalité des objectifs fixés par les critères de justification ne doit pas empêcher de construire des modèles qui, même insuffisants, guident le travail de réflexion et d'observation.

Mais il est au moins aussi utile de savoir apprécier où se situent les insuffisances, afin de pouvoir progresser. Il reste indispensable que l'élaboration d'un modèle soit une interaction entre l'expérience et la théorie. On représente sous forme de schéma, les différentes étapes méthodologiques de la mise en œuvre d'un modèle.

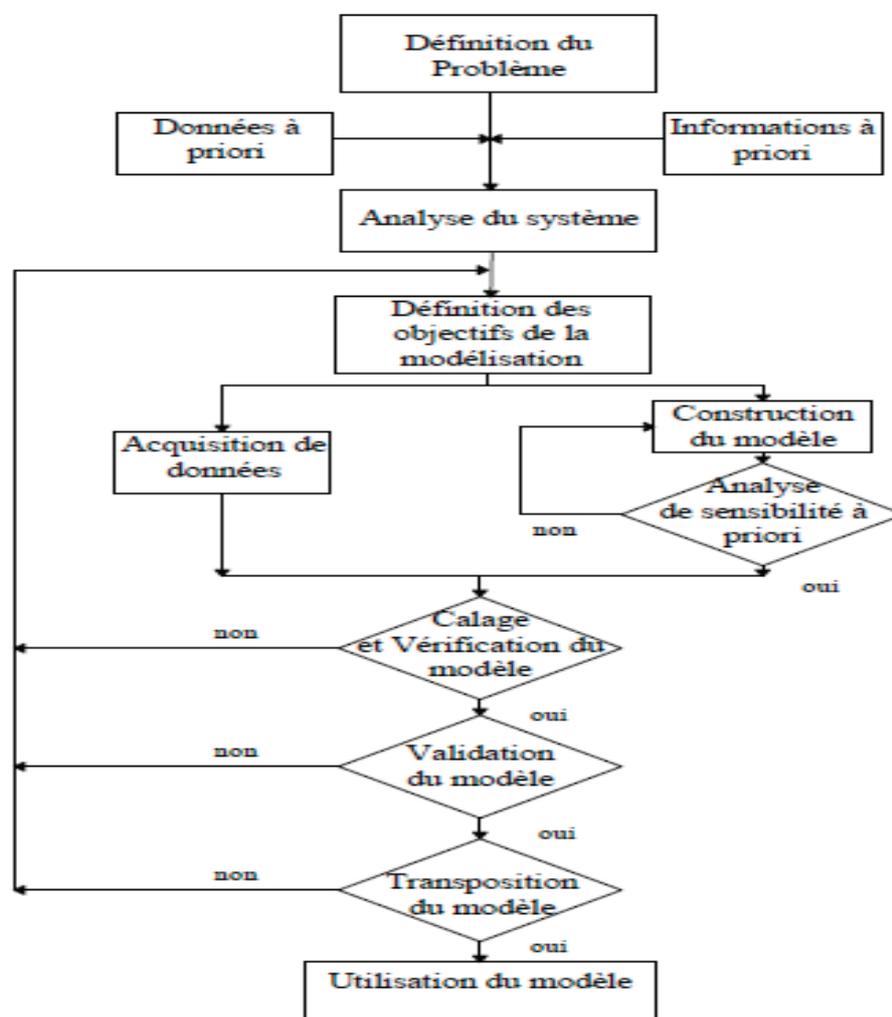


Figure III.1 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.

3. Prise en compte des données :

Les données nécessaires à la construction et à l'exploitation des différents logiciels sont de deux types : les données du site et les données « mesurées » événementielles.

❖ Les données du site :

- _ Les données d'entrée : traduisant les caractéristiques des différents éléments de la schématisation préalable (description de la topologie des bassins versants et des réseaux), sont également les données indispensables à la description du modèle mathématique pour un logiciel de simulation.
- _ Les données topologiques : caractérisent l'ensemble des éléments déterminés lors de la schématisation préalable du système, à savoir les nœuds de calculs, les liens entre les nœuds et les types d'occupation de sol.

❖ **Les données « mesurées » événementielles :** les données événementielles comprennent essentiellement des mesures par temps sec et par temps de pluie. Au moins une campagne de mesure en temps sec et trois événements

pluvieux sont nécessaires pour le calage et la validation du modèle. Ceci est bien entendu un minimum.

a. Modélisation hydrologique :

Elle est relative aux processus que l'on retrouve dans le cycle de l'eau. Parmi ces mécanismes, nous citerons :

- L'évapotranspiration ;
- L'interception et le stockage dans les dépressions ;
- L'infiltration ;
- les dépôts ;
- Les écoulements : par la diversité de ses formes les hydrologues distinguent plusieurs types d'écoulement. Quatre chemins principaux vont guider la goutte d'eau jusqu'à la rivière ou l'exutoire du bassin versant :
 - _ Précipitation directe ;
 - _ Ecoulement de surface ou ruissellement ;
 - _ Ecoulement de subsurface (ou hypodermique) : Ces écoulements sont plus lents que le ruissellement mais plus rapide que les écoulements souterrains. On peut également les traduire par « écoulement rapide interne », signalons que pour ce type d'écoulement, il est nécessaire que la conductivité hydraulique latérale soit nettement supérieure à la conductivité verticale;
 - _ Ecoulement souterrain.

b. Modélisation hydraulique - propagation des écoulements :

La propagation des hydrogrammes dans les conduites est d'une importance considérable dans un réseau. La variabilité des types d'écoulements est due à quatre causes principales : le réseau qui est caractérisé par de très nombreux changements de pentes, de type, de section et par une grande quantité de tronçons ; de la forme des sections ; des débits qui sont la conséquence des événements pluviométriques ; et enfin du type d'écoulement qui peut être en charge ou à surface libre, et varie très vite de l'un à l'autre.

La propagation d'un écoulement dans une conduite est un phénomène physique. Elle peut être décrite par des équations de la mécanique des fluides connues sous le nom des équations de Saint-Venant. Elles constituent en fait un système d'équations fondées sur l'équation de continuité et l'équation de la conservation d'énergie.

En formulant certaines hypothèses, il est possible de classer les types des solutions des équations de Saint-Venant en différents types d'ondes. On parle d'onde dynamique pour un écoulement non uniforme et non permanent, et d'onde cinématique pour un écoulement uniforme et permanent. Cette dernière constitue l'expression la plus simple des équations de Saint-Venant.

c. Modélisation polluative :

La modélisation de l'aspect qualitatif des réseaux d'assainissement doit intervenir dans la conception des réseaux et dans la gestion des ouvrages en place.

En général, les modèles intégrant la gestion qualitative, sont des modèles classiques auxquels un bloc de calcul de la pollution a été ajouté. Les phénomènes de fluctuation de la qualité des eaux qui sont intégrés dans ces blocs sont :

- _ l'accumulation de la pollution dans le réseau et sur le sol au cours du temps ;
- _ le lessivage de cette pollution par la pluie ;
- _ le transport des polluants dans le réseau et cours d'eau.

Les approches permettant la représentation de ces phénomènes peuvent être d'origine statistique, conceptuelle ou déterministe. Cette dernière approche tente d'établir des relations univoques entre les variables d'entrée qui caractérisent les apports polluants et les variables de sortie qui traduisent l'accumulation des polluants dans les réseaux d'assainissement. Elle tend à décrire les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la biologie et de la chimie, soit l'ensemble des phénomènes qui sont liés aux polluants. Ainsi, ces modèles contiennent les fonctions d'accumulation et de mobilisation des polluants et le transport en réseau est représenté par une fonction de transfert des polluants.

Modèle d'accumulation : Il permet de déterminer la masse des polluants présente sur la surface drainée et qui pourra être disponible et entraînée par la lame ruisselante.

Modèle de lessivage : L'entraînement de la masse accumulée au cours d'un événement varie en fonction des caractéristiques de l'événement pluviométrique, de la topographie du bassin versant (surface, pente, etc.) ainsi que des caractéristiques des sédiments.

II. Description du logiciel :

1. Choix du logiciel :

Pour réaliser la modélisation des réseaux d'assainissements, il existe plusieurs logiciels qui ont été développés dans différents pays, les plus utilisés sont : CANOË (modèle Français), MOUSE (modèle danois) et SWMM (modèle américain). Ces trois logiciels présentent beaucoup de ressemblance en ce qui concerne leurs bases théoriques physiques et mathématiques, les deux premiers logiciels (CANOË et MOUSE) sont payant, par contre le logiciel SWMM est disponible gratuitement.

Pour notre projet, on s'est limité au logiciel SWMM qui au stade de ce travail a permis d'atteindre nos objectifs. Ce logiciel utilise les équations de Barré De Saint Venant pour simuler les écoulements à surface libre. Les modèles basés sur ces

équations permettent de bien décrire le comportement hydraulique. Leur utilisation est très recommandée pour les études de diagnostic du réseau existant.

Notre choix s'est porté sur le logiciel SWMM basé sur le modèle SWMM (*Huber et al. 1988*).

EPA-SWMM est une des nombreuses interfaces qui ont été créés pour rendre l'entrée des données et l'utilisation plus conviviales. On trouve une description détaillée dans les manuels d'utilisation.

Au départ, ce logiciel a été développé par l'Agence de Protection de l'Environnement des États Unis (US EPA). Depuis cette date, plusieurs améliorations et ajustements ont été apportés à sa première version. Bien qu'à l'origine ce modèle fût développé pour la simulation des polluants dans les eaux de ruissellement, c'est dans ses applications de drainage qu'il est actuellement le plus utilisé.

Le logiciel EPA-SWMM a été principalement choisi pour deux raisons :

- a. **Sa puissance et sa rapidité de convergence** : La propagation de l'écoulement dans les conduites est représentée par le système complet des équations de Barré De Saint Venant et des schémas de calcul performants sont utilisés ;
- b. **Sa popularité** : Une large proportion des municipalités et des consultants est très familière avec SWMM ou l'une de ses interfaces.

Le modèle hydrologique utilisé par SWMM 5 est assez répandu pour les études d'hydrologie urbaine, et bien adapté pour la description des techniques alternatives. Ce modèle représente le bassin versant sous la forme de trois objets principaux :

- _ les sous-bassins versants;
- _ les nœuds;
- _ les conduites.

2. Modèles utilisés dans XP-SWMM :

2.1. Modèles hydrauliques :

La modélisation de l'écoulement graduellement varié et non permanent dans le réseau repose sur la résolution des équations de Barré De Saint-Venant. Ces équations, au nombre de deux traduisent la conservation de la masse et conservation de la quantité de mouvement le long de l'écoulement.

Equation de continuité (conservation de la masse) :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{III.1})$$

Equation dynamique (conservation de la quantité de mouvement ou de l'énergie) :

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + J = 0 \quad (\text{III.2})$$

Où

Q : débit ;

x : abscisse ;

t : temps ;

S : surface mouillée ;

V : vitesse ;

H : charge hydraulique ;

J : perte de charge unitaire, calculée avec la formule de Manning-Strickler ;

i : pente de radier ;

y : tirant d'eau ;

z : cote du radier.

Cette deuxième équation s'écrit aussi :
$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{g} \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} - i + J = 0 \quad (\text{III.3})$$

Où les deux premiers termes sont des termes d'inertie : (accélération locale $\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$ et accélération convective $\frac{1}{g} \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x}$).

Le terme $\frac{\partial y}{\partial x} - i$ représente la pente de la surface libre. I représente la pente du radier, J représente la pente de la ligne de charge.

Les différents modèles de transfert disponibles dans le logiciel correspondent à différents degrés de simplification utilisés dans la résolution numérique des équations de Barré De Saint Venant :

i. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme :

C'est le modèle le plus simple possible. Il considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme. Pour relier à chaque pas de

temps, le débit et la hauteur d'eau dans chaque tronçon, il utilise l'équation de Manning-Strickler.

Les hydrogrammes entre l'entrée et la sortie des conduites, ne subissent ni décalage dans le temps, ni amortissement.

Ce type de modèle ne peut représenter ni les effets de stockage de l'eau dans les réseaux, ni les phénomènes d'influences aval, ni les inversions du sens de l'écoulement, ni les écoulements en charge. De plus son utilisation est restreinte aux réseaux ramifiés (non maillés).

ii. Modèle de l'onde cinématique :

Il résout les deux équations de Barré de Saint Venant en négligeant, dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de la surface libre est égale à la pente du radier.

Soit $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$. L'équation (IV.3) de Barré de Saint Venant est alors remplacée par l'équation de Manning-Strickler en régime uniforme.

Ce modèle considère également que le débit capable maximum d'un collecteur est le débit à pleine section. Dès que le débit à l'entrée d'un collecteur est supérieur au débit capable du collecteur, l'excédent est soit perdu pour le système soit stocké au-dessus du nœud d'entrée puis réinjecté dans le collecteur lorsque celui-ci a retrouvé sa capacité d'évacuation.

Le modèle de l'onde cinématique permet de représenter des écoulements dans lequel débit et le tirant d'eau varient à la fois dans le temps et dans l'espace. Cela se traduit par un décalage temporel ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur.

Cependant, il ne prend en compte ni les influences aval, ni les inversions du sens d'écoulement, ni les écoulements en charge et son utilisation se limite aux réseaux ramifiés (non maillés).

Ce modèle peut être utilisé avec des pas de temps de calcul relativement longs, de l'ordre de 5 à 15 minutes.

iii. Modèle de l'onde dynamique :

Il résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis.

Avec ce modèle, il est possible de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Le débordement à

un nœud survient lorsque la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel.

Le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au-dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction des capacités d'évacuation de ce dernier.

Ce modèle permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe quel réseau, y compris les réseaux maillés et les réseaux comportant des diffluences.

C'est le modèle à choisir quand on peut s'attendre à des influences aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débit à l'aval ou des systèmes de régulation tels que déversoirs ou orifices calibrés.

En revanche, ce modèle requiert des pas de temps de calcul beaucoup plus courts que le modèle de l'onde cinématique, de l'ordre de la minute, ou moins. (SWMM réduit automatiquement la durée du pas de temps choisie par l'utilisateur; afin de garantir la stabilité numérique du calcul).

Comme dans les deux modèles précédents, l'équation de Manning-Strickler est utilisée pour relier la perte de charge unitaire au tirant d'eau et au débit lorsque l'écoulement est à surface libre. Pour les écoulements en charge dans les conduites circulaires, c'est la formule de Darcy-Weisbach ou celle d'Hazen-Williams qui est utilisée.

2.2. Méthodes hydrologiques :

2.2. 1. Modèles utilisables pour la production :

I. Modélisation des dépôts :

En SWMM, le paramètre permettant l'évaluation physique des dépôts est la hauteur des matières déposées, La hauteur du dépôt et son évolution le long du réseau dépendent de plusieurs facteurs (présence de chantiers, pourcentage des surfaces non revêtues, ...etc.),La condition de dépôt d'une particule est que sa trajectoire aboutisse au fond de la canalisation et qu'elle s'y maintienne ou qu'elle y revienne. Les variations hydrauliques constatées dans les réseaux font qu'une même particule peut, en des temps différents, être soit :

- _ déposée ;
- _ prise dans un mouvement de roulement le long de la canalisation ;
- _ remise en suspension ;
- _ transportée en surface.

II. Modèle d'infiltration de Green-Ampt :

Il s'agit d'un modèle décrit d'une manière simplifiée le mouvement de l'eau dans le sol, en fonction de certains paramètres physiques du sol.

Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol est le suivant : la pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravité et de succion.

Le modèle de Green-Ampt, représente ce processus de manière simplifiée selon le schéma suivant :

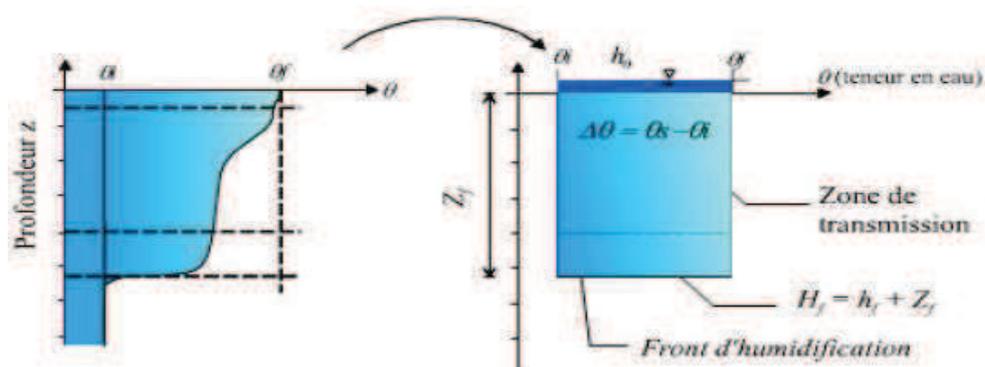


Figure III.2 : Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt.

Paramètres du modèle :

Z_f : Hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation (mm) ;

h_f : Potentiel de succion au niveau du front d'humidification ($h_f < 0$) (mm) ;

h_0 : Hauteur d'eau au niveau de la surface du sol (mm) ;

θ_0 : Teneur en eau initiale du sol (en %) ;

θ_f : Teneur en eau finale du sol (à saturation) (en %) ;

K_s : Conductivité hydraulique du sol sature (mm h) ;

H_f : Charge hydraulique (potentiel total) au niveau du front d'humidification (mm).

Le modèle de Green-Ampt repose sur certaines hypothèses simplificatrices, une teneur en eau de la zone de transmission et un potentiel matriciel h_f à l'aval du front constant dans le temps et dans l'espace, avec un front d'humidification très marqué.

Ce modèle est basé principalement sur la loi de Darcy, en l'appliquant entre la surface du sol (0) et le front d'humidification (f), on aura finalement la vitesse d'infiltration $i(t)$ qui exprime la formule générale du modèle :

$$i(t) = K_s \cdot \left(\frac{h_0 + h_f}{z_f(t)} + 1 \right) \quad (\text{III.4})$$

Ou encore, l'équation de Green-Ampt est une équation différentielle :

$$i(t) = \frac{dI(t)}{dt} = K_s \cdot \left(\frac{(h_0 - h_f) \cdot (\theta_f - \theta_0)}{I(t)} + 1 \right) \quad (\text{III.5})$$

III. Modèle d'infiltration d'Horton :

C'est un modèle empirique qui exprime la décroissance exponentielle, au cours d'une averse, de la capacité d'infiltration du sol $i(t)$ depuis une valeur initiale i_{max} jusqu'à une valeur limite i_{min} qui exprime le potentiel d'infiltration à saturation.

On observe en effet que la capacité d'infiltration d'un sol diminue très rapidement au début de l'infiltration mais par la suite, la décroissance est plus progressive et tend en règle générale vers un régime constant, proche de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation : $i_{min} = K_s$.

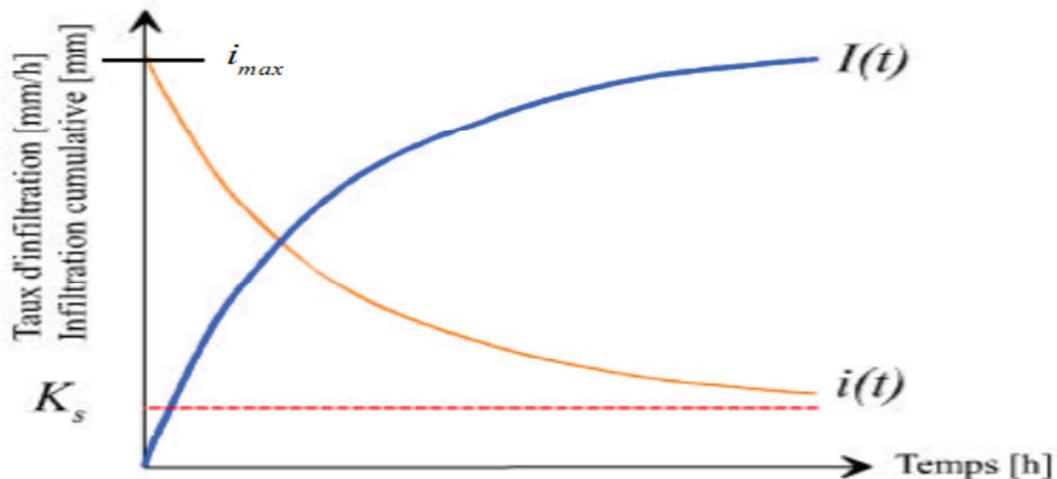


Figure III.3 : Evolution générale du régime d'infiltration et d'infiltration cumulative au cours du temps (K_s conductivité hydraulique à saturation).

$$i(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (\text{III.6})$$

Où :

k est une constante de temps t ;

i_{\max} : Capacité d'infiltration maximale du sol;

i_{\min} : Capacité d'infiltration minimale du sol.

IV. *Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS :*

Ce modèle empirique développé par le Soil Conservation Service (SCS, 1968), reliant le volume total ruisselé depuis le début d'un événement pluvial à la hauteur totale de pluie. Cette formule ne comporte qu'un seul paramètre S : la capacité totale de stockage du sol en mm. Le modèle repose sur l'hypothèse que le coefficient d'écoulement global à un instant donné d'un événement pluvieux est égal au taux de saturation des sols :

$$\frac{Q}{P} = \frac{P_e - Q}{s} \quad (\text{III.7})$$

Où :

P_e : Hauteur cumulée d'eau depuis le début de la pluie en mm ;

Q : Volume total d'eau ruisselé depuis le début de la pluie en mm ;

S : Capacité maximale de Stockage du sol.

L'expérience montre que P_e est souvent proche de $P - 0.2*S$ où P est la pluie brute. L'équation du SCS s'écrit donc :

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (\text{III.8})$$

Avec : $I_a = S$.

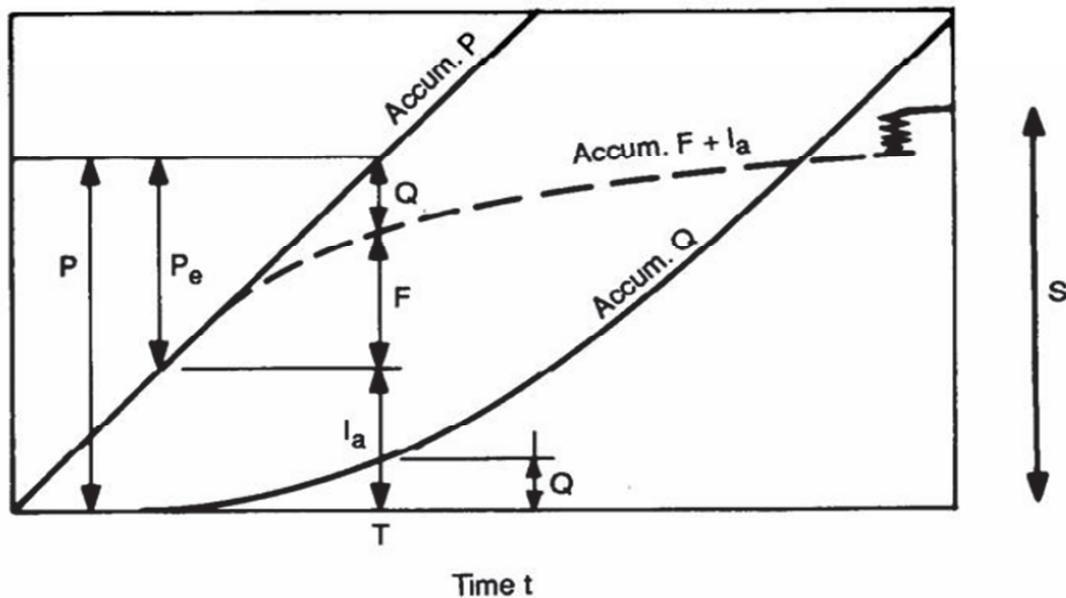


Figure III.4 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante (Maidement.D ; 1992).

Cette équation repose sur l'hypothèse que, une fois les pertes initiales satisfaites, le rapport entre le volume effectivement ruisselé Q et le potentiel maximal de ruissellement $(P - I_a)$ est égal au rapport entre le volume effectivement infiltré F et le potentiel maximal d'infiltration S :

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P - I_a} \quad (\text{III.9})$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression :

$$F = P - I_a - Q \quad (\text{III.10})$$

On obtient l'équation générale du modèle en combinant (III.9) et (III.10).

V. Modèles utilisables pour le transfert :

i. Modèle de ruissellement de l'onde cinématique :

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre.

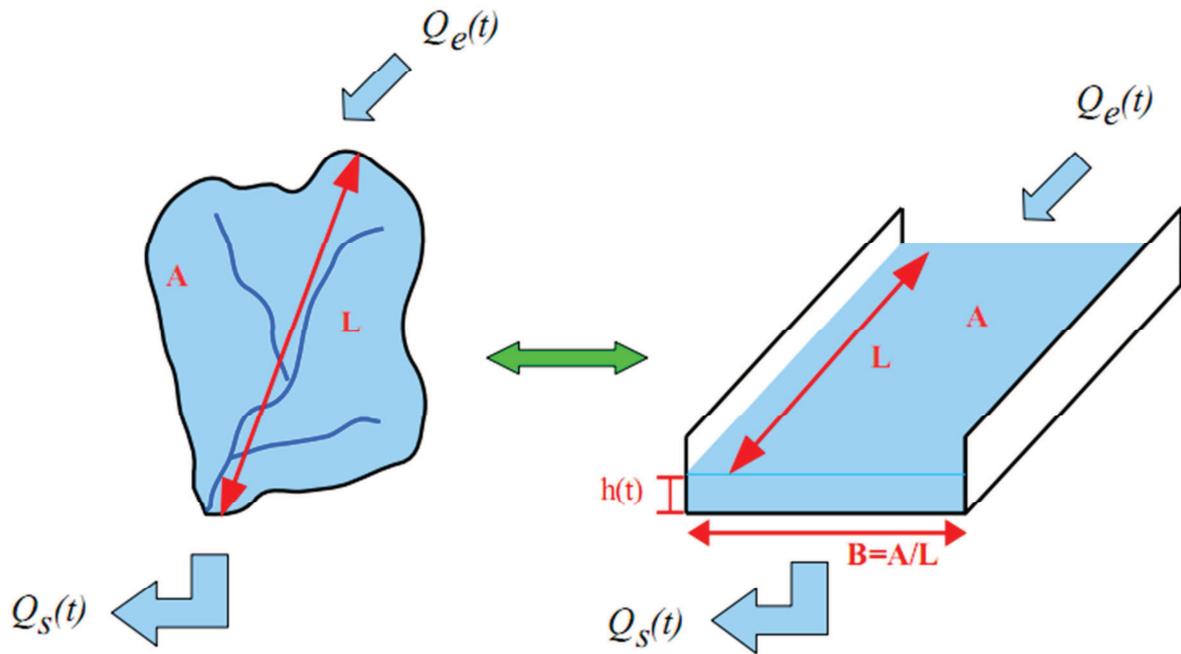


Figure III.5 : Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B*L$).

Le débit entrant $Q_e(t)$ correspond à l'excès de précipitations (précipitations - infiltration - évaporation - interception par la végétation ou les dépressions à la surface du BV).

Le débit sortant $Q_s(t)$ est calculé à chaque pas de temps grâce à la formule de Manning-Strickler à partir des caractéristiques du canal (largeur et rugosité) et de la hauteur $h(t)$ de la lame d'eau qui ruisselle dans le canal :

$$Q_s(t) = S_H(t) \cdot R_H(t)^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{III.11})$$

$$\text{Avec : } S_H(t) = B \cdot h(t) \quad \text{et } R_H(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2 \cdot h(t)} \approx h(t) \quad \text{car } h(t) \ll B$$

Enfin une équation de conservation du volume (ou loi de stockage) relie à chaque pas de temps, la hauteur de la lame d'eau qui ruisselle $h(t)$, aux débits entrants $Q_e(t)$ et sortants $Q_s(t)$:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{III.12})$$

Où : $V(t)$ est le volume d'eau dans le canal soit :

$$V(t) = A \cdot h(t) \quad (\text{III.13})$$

ii. Modèle du réservoir linéaire :

C'est le modèle le plus couramment utilisé pour les bassins versants urbains vue sa simplicité en terme de paramètre demandé (il contient un seul paramètre).

Dans ce modèle on peut considérer que le bassin versant peut être représenté par un réservoir avec une entrée (pluie nette), une vidange (débit à l'exutoire) et une fonction de stockage. Le modèle est donc établi en combinant :

Une équation de stockage reliant linéairement le volume stocké au débit sortant :

$$V_s(t) = K \cdot Q_s(t) \quad (\text{III.14})$$

Et l'équation de continuité :

$$\frac{d(V_s)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{III.15})$$

Avec K paramètre unique du modèle homogène a un temps appelé lag-time ou temps de réponse (S).

$Q_e(t)$: débit de pluie nette (m³/s) ;

$Q_s(t)$: débit à l'exutoire (m /s) ;

$V_s(t)$: volume instantané stocké dans le bassin versant (m³).

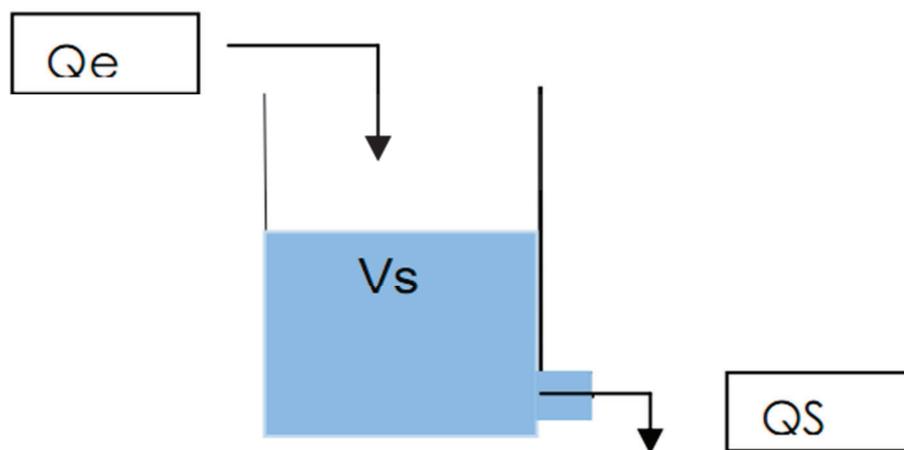


Figure III.6 : Représentation du modèle de réservoir linéaire.

iii. Modèle de réservoir non linéaire :

Dans le but de mieux représenter le caractère non linéaire des écoulements transitoires à surface libre, certains chercheurs ont proposé d'utiliser des modèles de stockage non linéaire (*kidd; 1978*).

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning-Strickler.

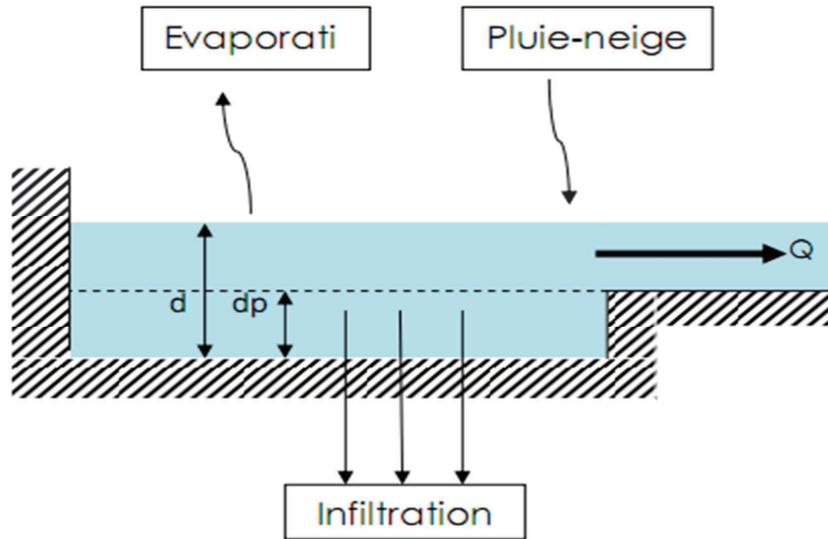


Figure III.7 : Représentation du modèle du réservoir non linéaire.

$$\text{L'équation de continuité s'écrit : } \frac{dv}{dt} = A \cdot \frac{dd}{dt} = A \cdot i - Q \quad (\text{III.16})$$

$$\text{L'équation de Manning-Strickler : } Q = w \frac{1}{n} (d - dp)^{5/3} S^{1/2} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

V : volume de l'eau dans le bassin versant (m^3) ;

A : surface du bassin versant ;

d : tirant d'eau (m) ;

t : temps (s) ;

dp : hauteur de l'eau stocké dans les dépressions (m) ;

i : intensité de la pluie nette (mm/s) ;

Q : débit de sortie (m^3/s) ;

W : largeur du bassin(m) ;

n : coefficient de Manning-Strickler ;

S : pente de terrain.

La combinaison des équations (III.16) et (III.17) donne l'équation des réservoirs non linéaires :

$$\frac{dd}{dt} = i - \frac{w}{A.n} (d - dp)^{5/3} S^{1/2} \quad (\text{III.18})$$

Conclusion :

L'utilisation du logiciel SWMM pour la modélisation du fonctionnement du réseau permet de connaître son fonctionnement ainsi que les pollutions rejetées au milieu naturel. Elle est un outil indispensable pour la gestion du réseau et le diagnostic. Elle fait l'objet d'une maintenance permanente, à partir des études réalisées, des observations faites par l'exploitant sur le fonctionnement du réseau, ainsi que des modifications et extensions qui lui sont apportées. Elle est une aide à l'exploitation et peut permettre par exemple de prévoir les interventions de curage. Celles-ci peuvent alors être programmées pendant les périodes les plus favorables (l'été en particulier, en raison de la circulation moins importante, et du débit plus faible). Les égoutiers sont ainsi amenés à faire de la surveillance et des interventions préventives.

Chapitre : IV

Application du Modèle EPA-SWMM sur le Collecteur principal de L'OUED OUCHAIAH

Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons la zone d'étude et les résultats de la simulation du réseau d'assainissement, qui montra les points de dysfonctionnement du réseau causés par le risque de débordement. Ainsi qu'une comparaison des résultats issus des différents modèles de Saint-Venant. En dernier, on présente l'influence des dépôts sur les différentes conduites débordées.

I. Localisation et caractéristiques de la zone d'étude :

1. Situation géographique :

La zone d'application Oued Ouchaiah est située dans la wilaya d'Alger à cheval entre deux communes, la commune de Bach Djerrah et la commune d'El Magharia.

Le plan de situation général du site est donné sur la figure suivante :

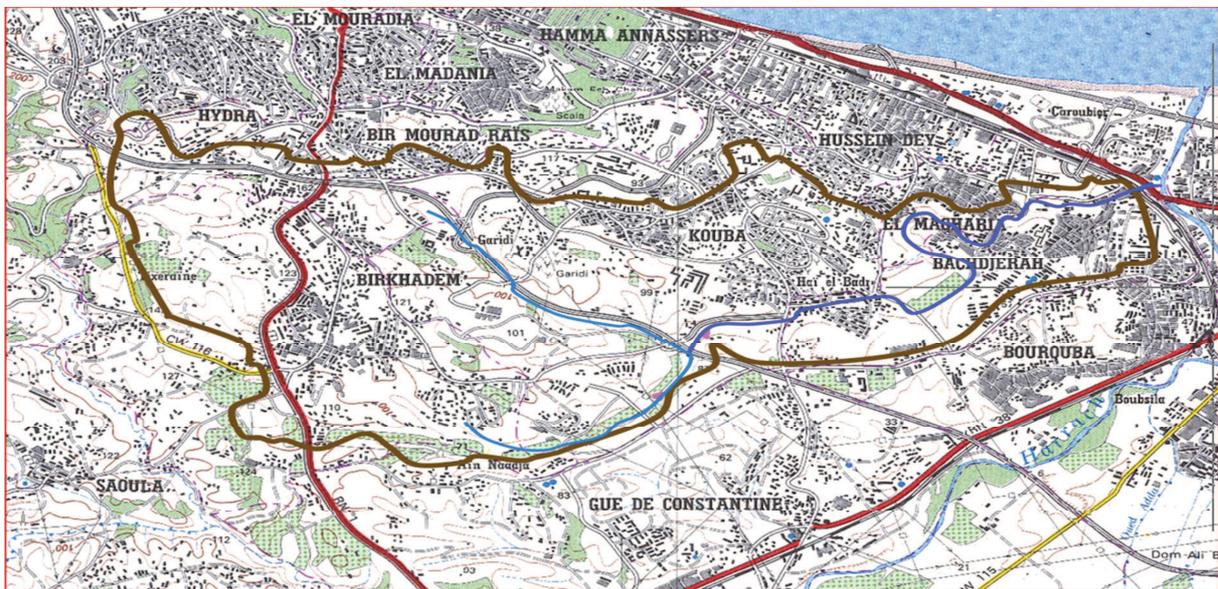


Figure IV.1 : Situation géographique générale du bassin versant de la zone d'application.

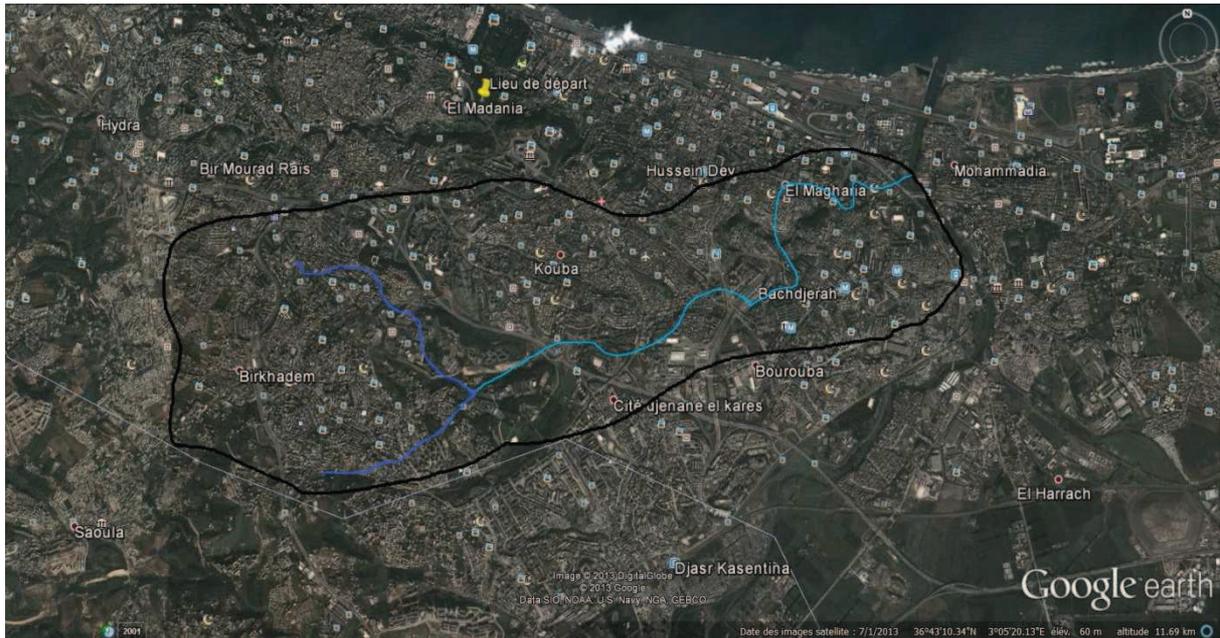


Figure IV.2 : Vue satellitaire de la zone d'application.

La zone d'application s'étale sur une superficie de 2119 ha, dont la surface active est de 85%, le reste étant pris perméable et représente des espaces verts.

Le tracé en plan du réseau est donné sur la figure suivante :

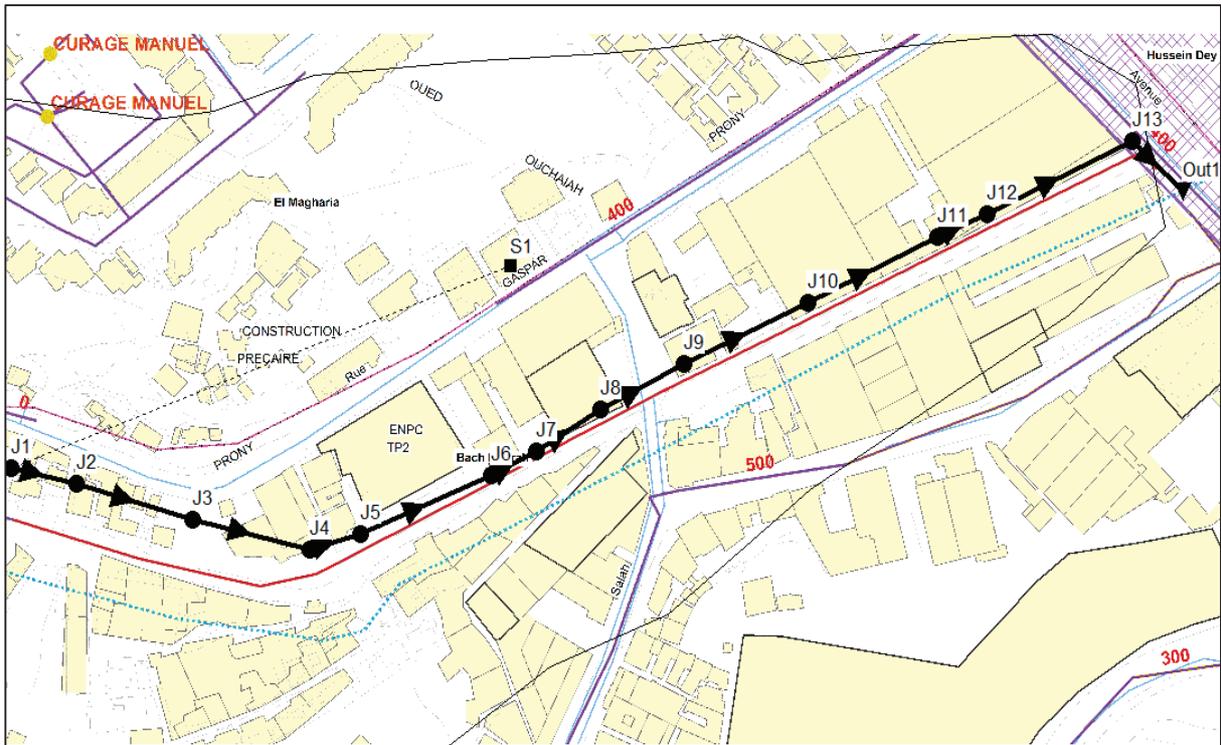


Figure IV.3 : Tracé du réseau d'assainissement.

La position de la période intense par rapport à l'épisode est décentrée au $\frac{3}{4}$ de la durée totale de la pluie, car c'est dans cette position que l'on obtient en règle générale les débits maximaux dans les réseaux (prise en compte optimale de l'effet de stockage en début de pluie dans les collecteurs pluviaux).

Trois périodes de retour différentes (2, 5, 10 ans) sont étudiées. Sur lesquelles les périodes intenses varient de 15 à 60 minutes. Ce sont les pluies synthétiques utilisées de manière classique dans le test et le dimensionnement des réseaux pluviaux. La discrétisation est effectuée au pas de temps de 2 minutes sur la durée totale de l'évènement pluvieux. Le pas de temps de calcul du modèle est en revanche descendu à la seconde pour un maximum de précision dans le rendu.

La simulation des pluies de projet des périodes de retour élevées a pour but de détecter les points du réseau sensibles au risque de débordement lors d'événements pluvieux particulièrement intenses.

Diverses périodes de retour ont été prises en compte :

- T = 2 ans, période de retour retenue pour le dimensionnement des ouvrages lors des schémas directeurs de 1976 et 1994;
- T = 5 ans;
- T = 10 ans, période de retour minimale qui sera vraisemblablement retenue pour le dimensionnement des aménagements qui seront préconisés en présent schéma directeur.

Tableau IV.1 : Pluies de projet type Desbordes.

| T (ans) | 2 | | 5 | | 10 | |
|----------------------|-----|----|-----|----|-----|-----|
| D intense (min) | 15 | 60 | 15 | 60 | 15 | 60 |
| Intensité max (mm/h) | 104 | 58 | 147 | 88 | 173 | 103 |
| Hauteur cumulée (mm) | 33 | 42 | 43 | 55 | 53 | 68 |

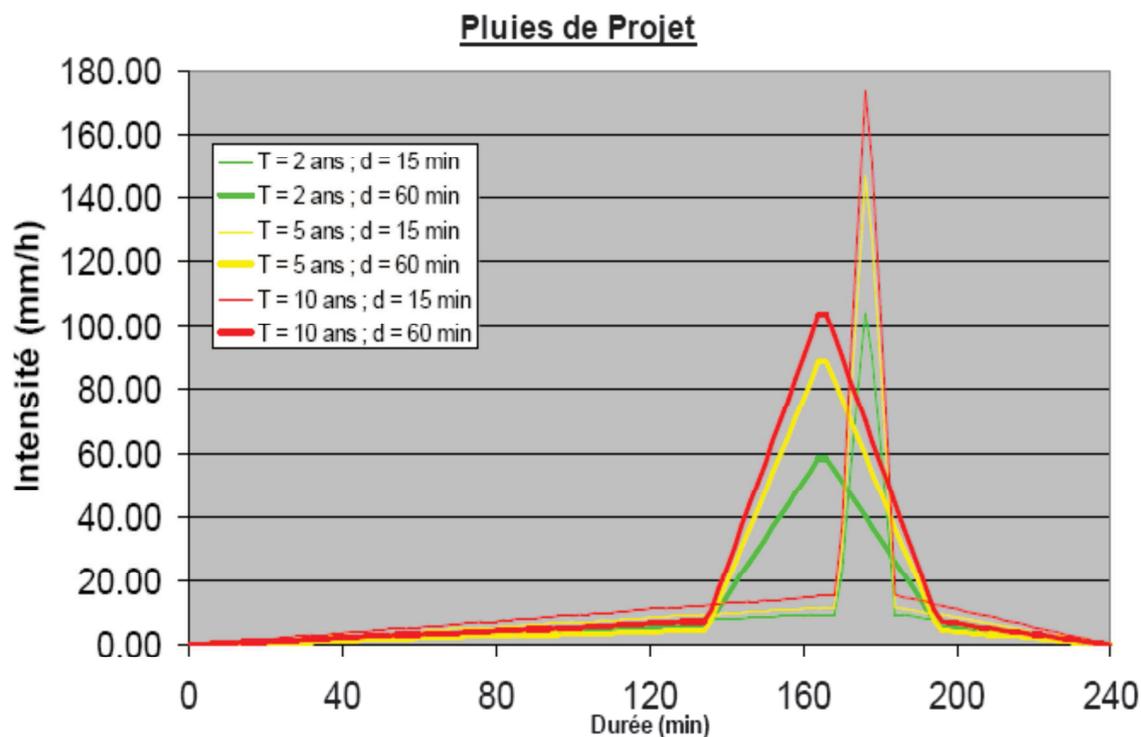


Figure IV.5 : Pluies de projet type Desbordes (ANRH).

Les pluies de projet qui ont été simulées sont des pluies de type double triangle centrées (figure IV.5), d'une durée totale de 5 heures et de 1 heure de durée intense. Le choix de la durée intense a été guidé par le temps de concentration moyen du bassin versant modélisé, l'objectif étant de retenir la durée la plus défavorable vis à vis du risque de débordement.

Note : la durée des pluies de projet est de cinq heures, mais les simulations sont effectuées sur une durée de six heures, la dernière heure étant consacrée à l'observation de la décrue dans les réseaux.

➤ *Application pour le projet :*

Pour la simulation de notre réseau d'assainissement, on utilisera la pluie de projet de type double triangle symétrique.

Sachant que les paramètres de Montana sont connus ($a = 4,1$ et $b = -0.52$)

L'intensité est donnée dans le tableau IV.3 ci- dessous.

Tableau IV.2: Valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique.

| Temps (min) | I (mm/h) | Temps (min) | I (mm/h) |
|-------------|----------|-------------|----------|
| 0 | 0,00 | 155 | 52,01 |
| 5 | 0,96 | 160 | 39,01 |
| 10 | 1,93 | 165 | 26,00 |

| | | | |
|-----|-------|-----|-------|
| 15 | 2,89 | 170 | 25,05 |
| 20 | 3,85 | 175 | 24,08 |
| 25 | 4,82 | 180 | 23,12 |
| 30 | 5,78 | 185 | 22,16 |
| 35 | 6,74 | 190 | 21,19 |
| 40 | 7,71 | 195 | 20,23 |
| 45 | 8,67 | 200 | 19,27 |
| 50 | 9,63 | 205 | 18,30 |
| 55 | 10,60 | 210 | 17,34 |
| 60 | 11,56 | 215 | 16,38 |
| 65 | 12,52 | 220 | 15,41 |
| 70 | 13,49 | 225 | 14,45 |
| 75 | 14,45 | 230 | 13,49 |
| 80 | 15,41 | 235 | 12,52 |
| 85 | 16,38 | 240 | 11,56 |
| 90 | 17,34 | 245 | 10,60 |
| 95 | 18,30 | 250 | 9,63 |
| 100 | 19,27 | 255 | 8,67 |
| 105 | 20,23 | 260 | 7,71 |
| 110 | 21,19 | 265 | 6,74 |
| 115 | 22,16 | 270 | 5,78 |
| 120 | 23,12 | 275 | 4,82 |
| 125 | 24,08 | 280 | 3,85 |
| 130 | 25,05 | 285 | 2,89 |
| 135 | 26,01 | 290 | 1,93 |
| 140 | 39,02 | 295 | 0,96 |
| 145 | 52,02 | 300 | 0,00 |
| 150 | 65,03 | | |

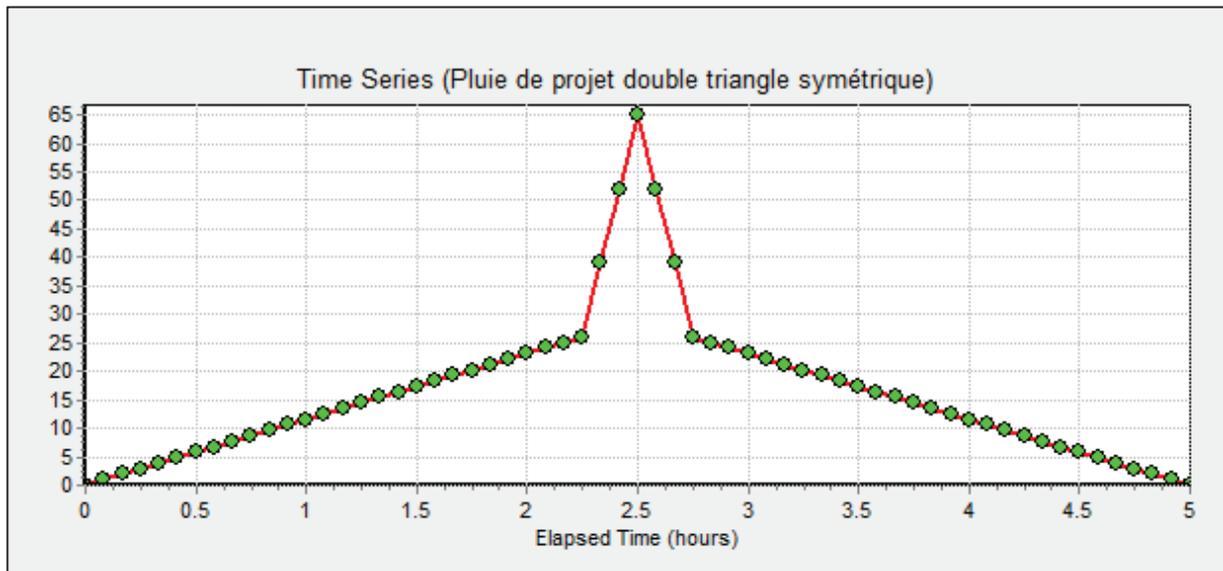


Figure IV.6 : Pluie de projet double triangle symétrique appliquée à la simulation.

III. Construction du modèle :

La modélisation de bassin versant retenue a engendré la création, sous le logiciel SWMM de :

- 13 nœuds ;
- 13 tronçons hydrauliques ;
- 01 exutoire ;
- 01 bassin versant ;
- 01 pluie de projet ;

Pour chaque catégorie d'élément, les entrées de définitions sont les suivantes :

- **Nœud et exutoire :**
 - L'emplacement ;
 - Cote de radier ;
 - Profondeurs des regards ;
- **Tronçon :**
 - Nœud amont, nœud aval ;
 - Longueur ;
 - Rugosité ;
 - Section ;
 - Hauteur de chute amont / aval ;
 - Note : le calcul de la pente est automatique.
- **Bassin versant :**
 - Délimitations ;
 - Nœud exutoire ;
 - Pente moyenne;

- Surface ;
- Largeur équivalente ;
- Coefficient de ruissellement ;
- Caractéristiques d'imperméabilisation ;
- Caractéristiques d'infiltration ;
- Pluie affectée ;

1. Délimitation du bassin :

Le découpage du bassin en sous bassin élémentaire est lié à la topographie du site, son urbanisation ainsi que la nature du sol (perméabilité) comme on a détaillé précédemment. Et comme on a un bassin :

- homogène ;
- coefficient de ruissellement constant ;
- un seul exutoire pour tout le bassin (autrement dit toutes les eaux qui ruissellent en surface sont collecter dans une seul conduite) ;
- en tenant compte aussi que logiciel SWMM prendre en considération le temps de concentration du basin modéliser.

Tous ces points nous ont amené à ne pas découper le bassin versant.

Les espaces verts sont pris comme étant perméables durant l'événement pluvieux, le reste (toitures, chaussées, parking...), leur coefficient de ruissellement est compris entre 0,75 et 0,95, on prend le coefficient de ruissellement $C=0,6$ pour tout le bassin.

Leurs caractéristiques sont données dans le tableau IV.4 :

Détermination de la largeur équivalent :

$$K_G = 0.28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$$

$$l = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1.12} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G \geq 1.12$$

l = largeur du rectangle équivalent (km);

K_G = Indice de compacité de Graveleuse;

A = l'aire du bassin en (km²);

P = le périmètre du bassin en (km).

Tableau IV.3 : Caractéristiques de bassin.

| Bassin versant | A (km ²) | P (km) | C | l (km) | I (m/m) |
|----------------|----------------------|--------|-----|--------|---------|
| S1 | 21,19 | 27 | 0,6 | 1,82 | 1,7 |

Les données concernant les conduites dans notre travail, sont données comme suit :

Tableau IV.4 : Caractéristiques des tronçons.

| Tronçons | Cote de radier des regards | | L (m) | Forme de section(m ²) |
|----------|----------------------------|------|-------|-----------------------------------|
| | Amont | Aval | | |
| C1 | 7.1 | 6.95 | 29.65 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C2 | 6.95 | 6.56 | 52.75 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C3 | 6.56 | 6.23 | 50.97 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C4 | 6.23 | 6.10 | 23.72 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C5 | 6.10 | 5.72 | 67.73 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C6 | 5.72 | 5.70 | 5.56 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C7 | 5.70 | 5.44 | 43.03 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C8 | 5.44 | 5.20 | 39.83 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C9 | 5.20 | 4.90 | 60.20 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C10 | 4.90 | 4.54 | 61.09 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C11 | 4.54 | 4.40 | 23.82 | Ovoïde 1.2*1.6 |

| | | | | |
|---------------|------|------|-------|-------------------|
| C12 | 4.40 | 4.05 | 70.58 | Ovoïde 1.2*1.6 |
| C13(Exutoire) | 4.05 | 4.00 | 8.67 | Ovoïde 1.2*1.6 |

2. Réseau modélisé :

Nous présentons en dernier, le réseau modélisé sous le logiciel SWMM. La figure (IV.7) présente la numérotation des nœuds et des conduites du réseau.

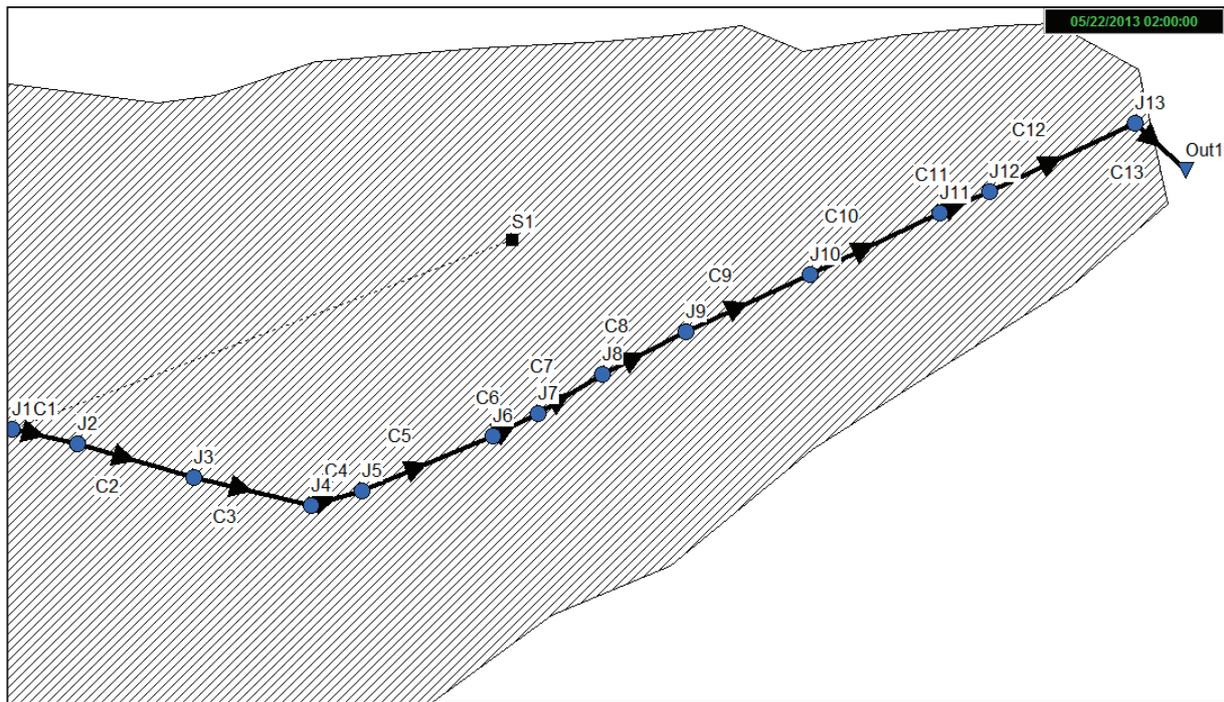


Figure IV.7: Numérotation des nœuds et des conduites du réseau modélisé.

La figure suivante présente les valeurs des pentes associées aux conduites du réseau avec leur symbole.

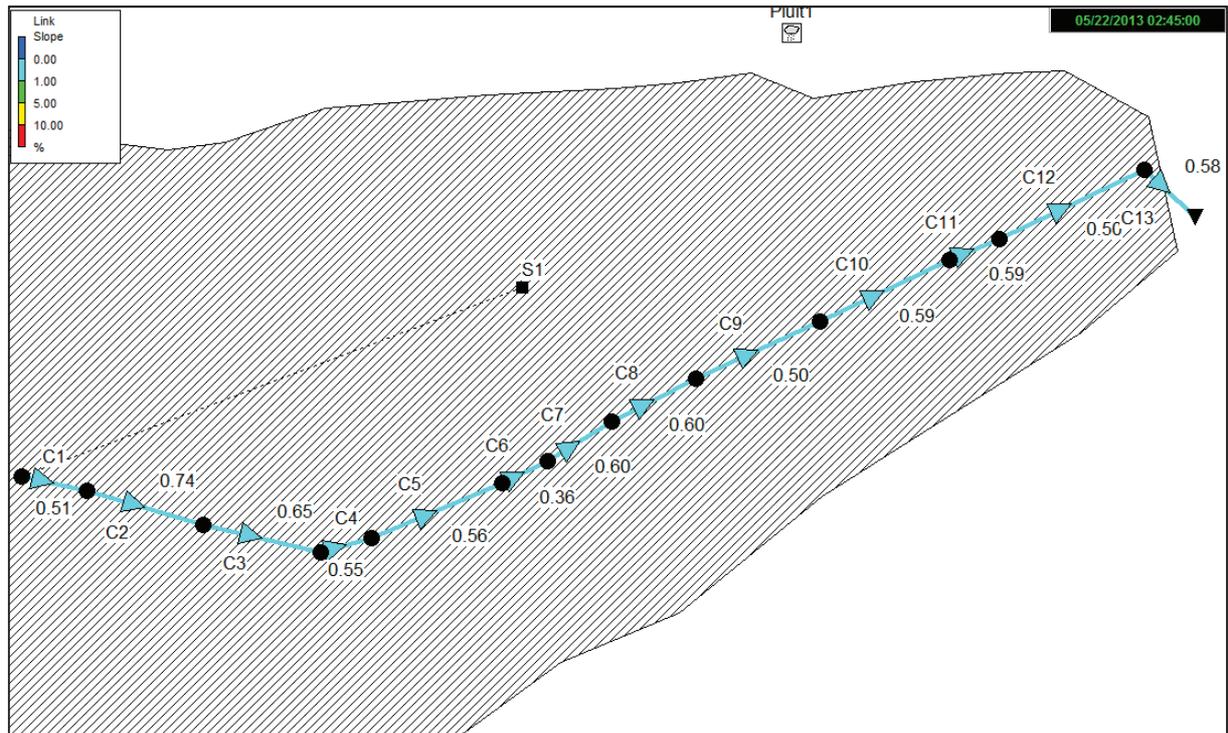


Figure IV.8: Pentés des conduites du réseau avec leur numérotation.

IV. Simulations et diagnostic du réseau modélisé :

1. Résultats de la simulation :

a. Modèle complet de Saint-Venant sans prise en compte des dépôts :

i. Capacité du réseau :

En premier lieu, le critère principal d'analyse du réseau d'assainissement est bien de vérifier sa capacité hydraulique en fonction de l'averse par laquelle il est sollicité.

La capacité de transfère de flux de chaque tronçons du réseau est traduite par le rapport du débit véhiculé au débit admissible de celui-ci. La figure suivante illustre la capacité maximale du réseau atteinte lors de l'événement pluvieux.

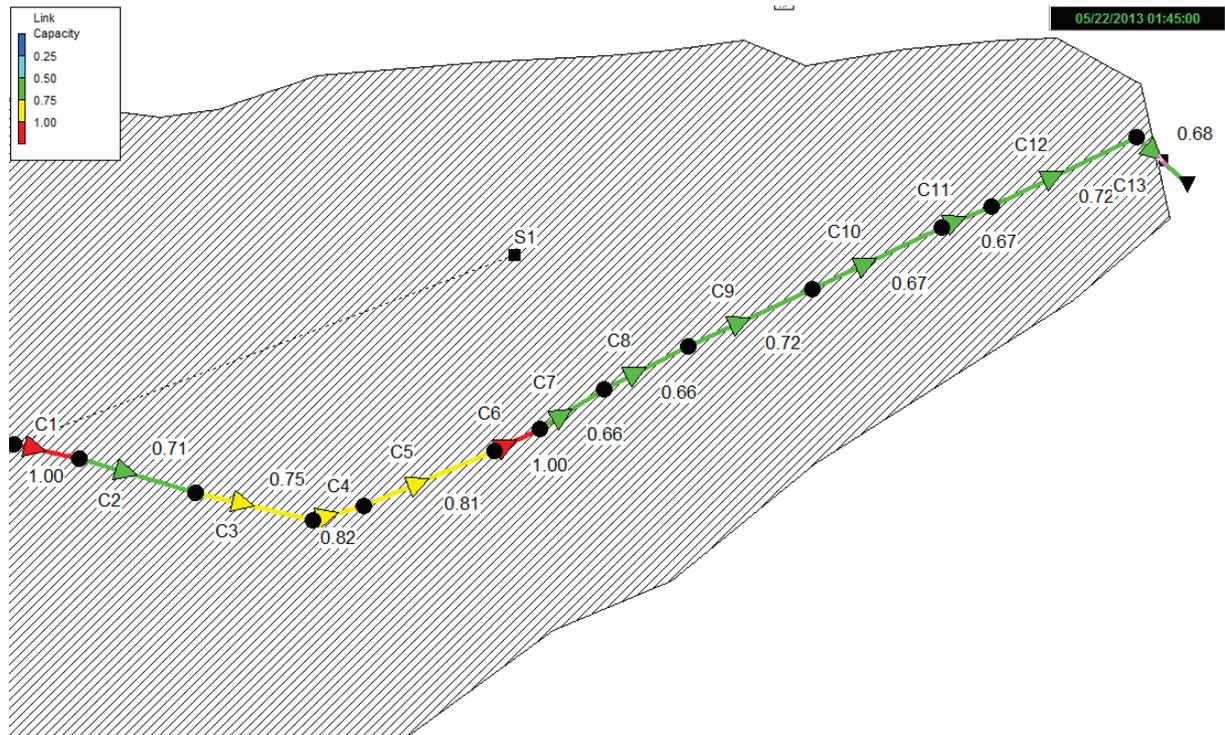


Figure IV.9 : Capacité des tronçons de réseau au bout de 01 h 45 min.

ii. Hydrogrammes des débits dans les conduites :

A titre représentatif, nous choisissons les deux Tronçons de la dernière confluence précédant l'exutoire pour représenter les hydrogrammes des débits :

- Tronçon C5 : J5-J6 ;
- Tronçon C6 : J6- J7.

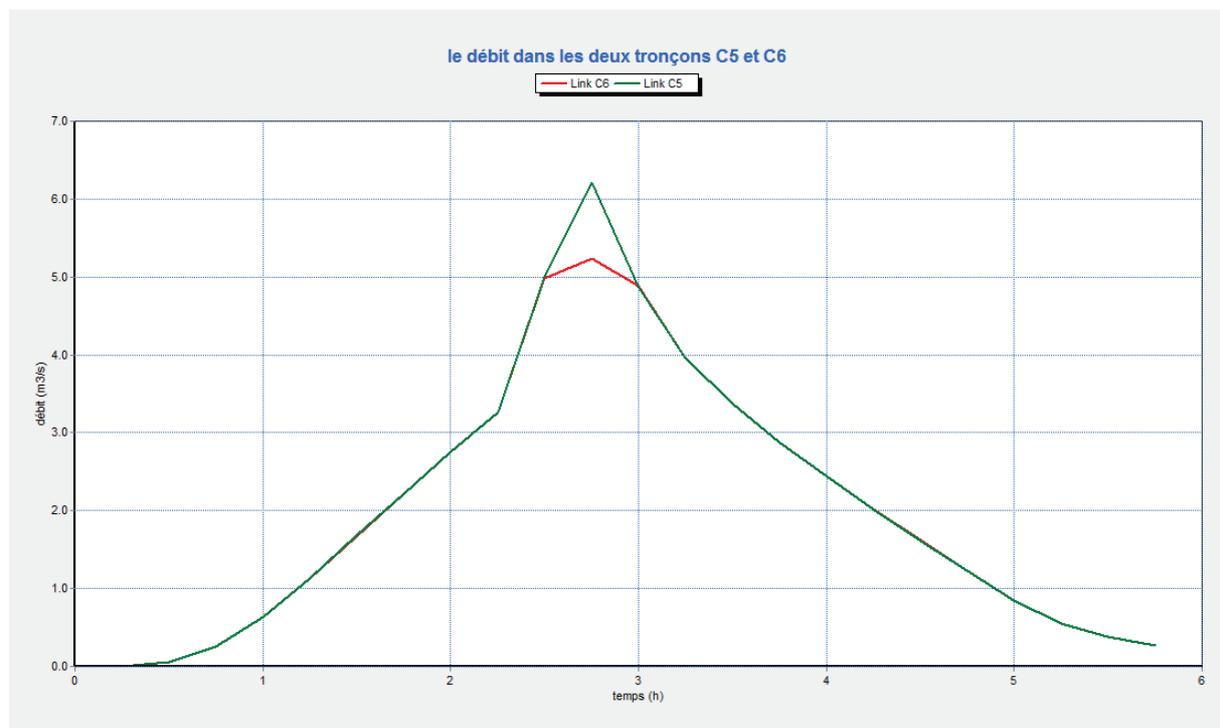


Figure IV.10 : Variation des débits dans les deux tronçons C5 et C6.

Le débit de pointe dans C6 est moins par rapport au débit dans C5 donc il y'a une perte quelque part(en marque débordement).

Les débits de pointe des deux conduites C5 et C6 sont respectivement de **6,20 m³/s** et **5,23 m³/s**.

iii. Débits de pointe dans le réseau :

Les débits des pointes dans les conduites atteintes lors de l'averse sont donnés en image figée de simulation de la figure suivante :

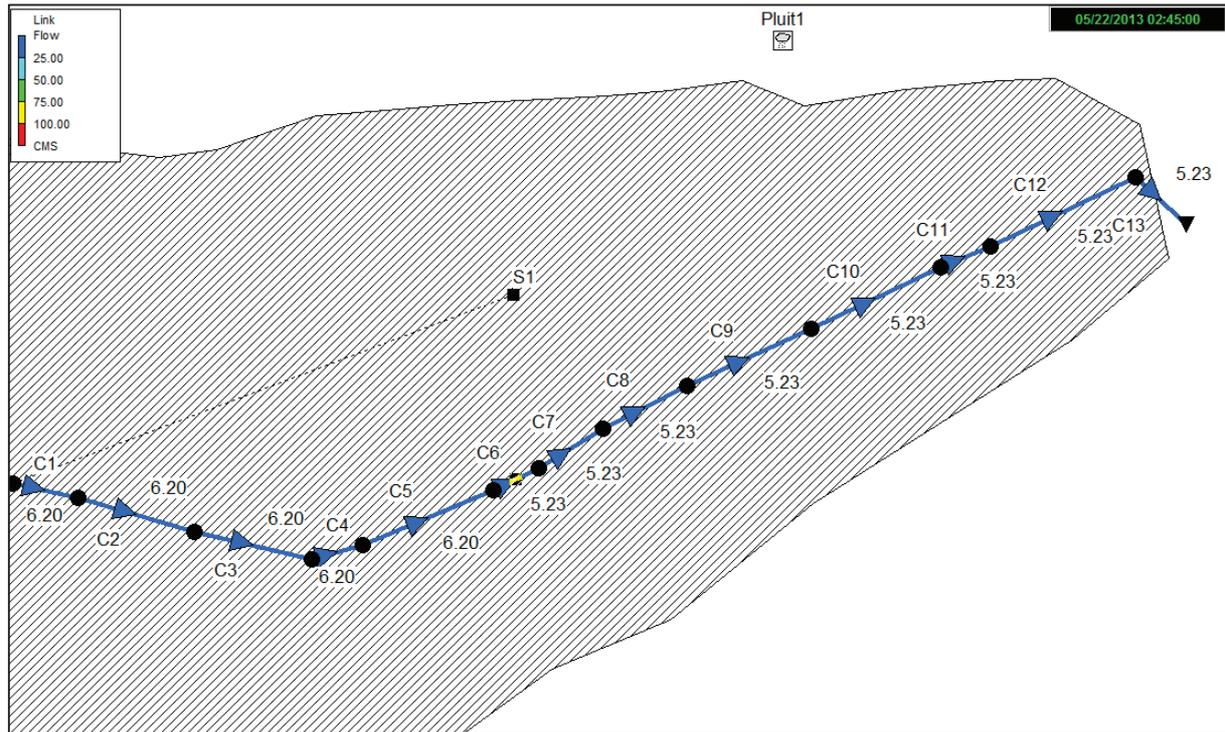


Figure IV.11 : Débits de pointe dans le réseau au bout de 02 h 45 min.

iv. Vitesses d'écoulement :

Il est nécessaire de vérifier les vitesses d'écoulement maximal atteint lors de l'événement pluvieux. Donc la vitesse limite est de l'ordre 5 m/s.

Les vitesses atteintes dans le réseau au bout de de 02 h 45 min. sont données sur la figure (IV.12).

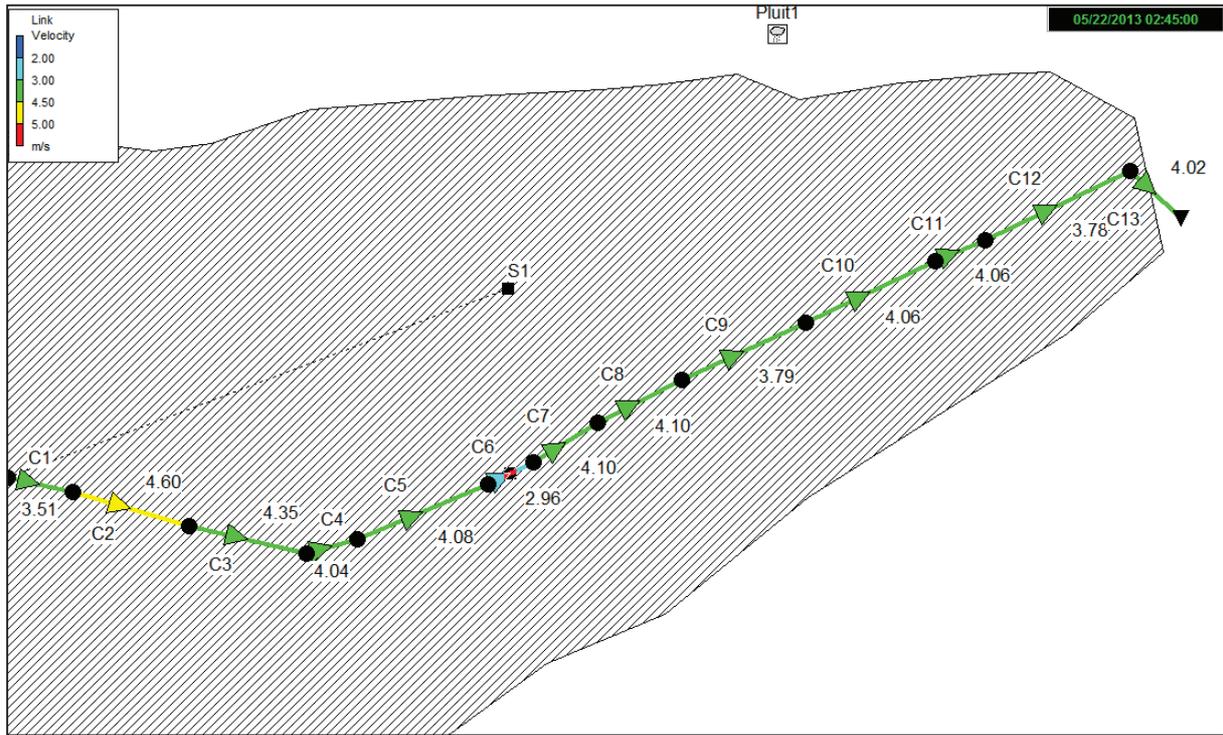


Figure IV.12 : Vitesses maximales dans le réseau au bout de 02 h 45 min.

D'après la figure ci-dessus, le tronçon C2 est le siège d'une vitesse dépassant les 4,5m/s. de ce fait, il est nécessaire de voir l'évolution de la vitesse dans ce tronçon en fonction du temps. (Figure IV.13).



Figure IV.13 : Vitesse d'écoulement dans le tronçon C2.

On remarque que la vitesse maximale dépasse 4,5 m/s, pendant plus que 30 min, ce qui peut provoquer le phénomène d'érosion des parois.

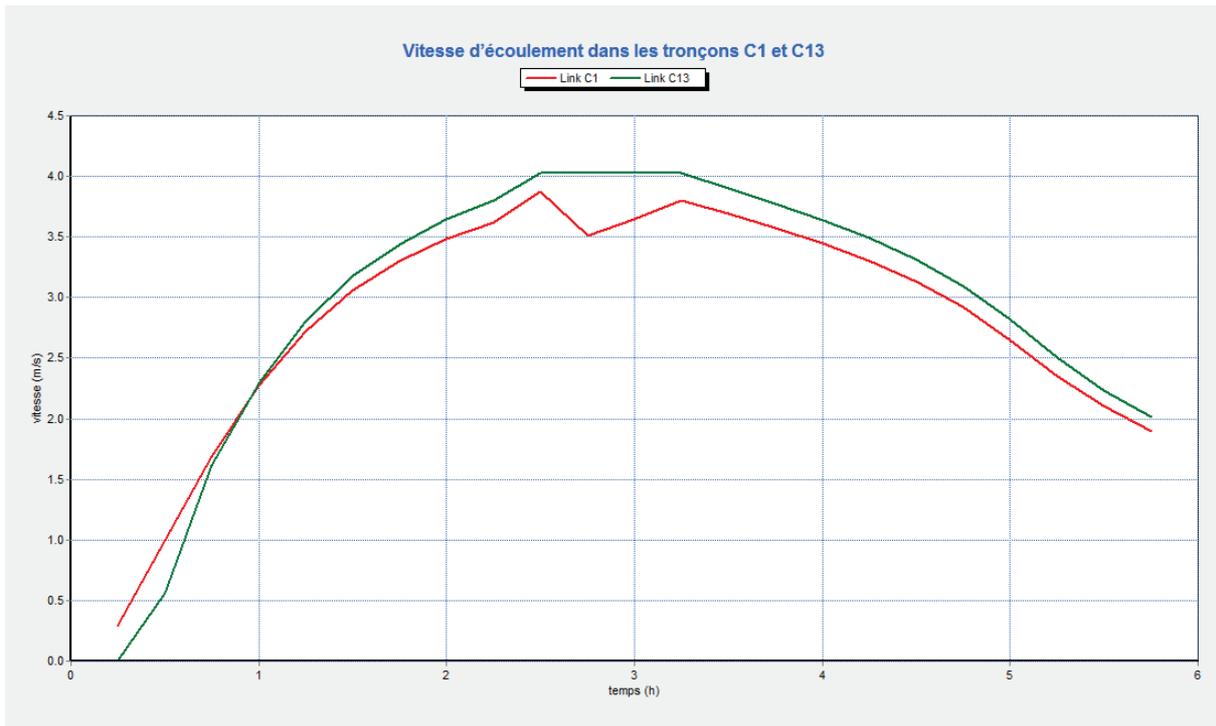


Figure IV.14 : Vitesse d'écoulement dans les tronçons C1 et C13.

On observe que la vitesse d'écoulement dans l'exutoire est supérieure par rapport au premier tronçon, ceci est relié au changement de la pente qui existe.

v. Régime d'écoulement :

Le régime d'écoulement se distingue en fonction du nombre de Froude. Ceci permet de localiser les tronçons travaillant en régime torrentiel ou fluvial (Figure IV.15).

On constate alors que la plupart des tronçons sont le siège d'un régime torrentiel ($F > 1$), sauf le tronçon C6 qui porte une valeur de nombre de Froude inférieur à 1 (régime fluvial). Le passage du torrentiel au fluvial peut se manifester par un ressaut hydraulique, par conséquent des écoulements diphasiques à entraînement d'air peuvent avoir lieu, et provoquer même un dégagement des gaz dissous dans les regards de visite des eaux usées évacuées. Ces phénomènes suscitent à prévoir des dispositifs d'aération dans ces regards pour la bonne aération de l'écoulement par des événements par exemple. Donc on proposera de maintenir un dispositif d'aération aux regards surtout pour faciliter le dégagement des gaz toxiques.

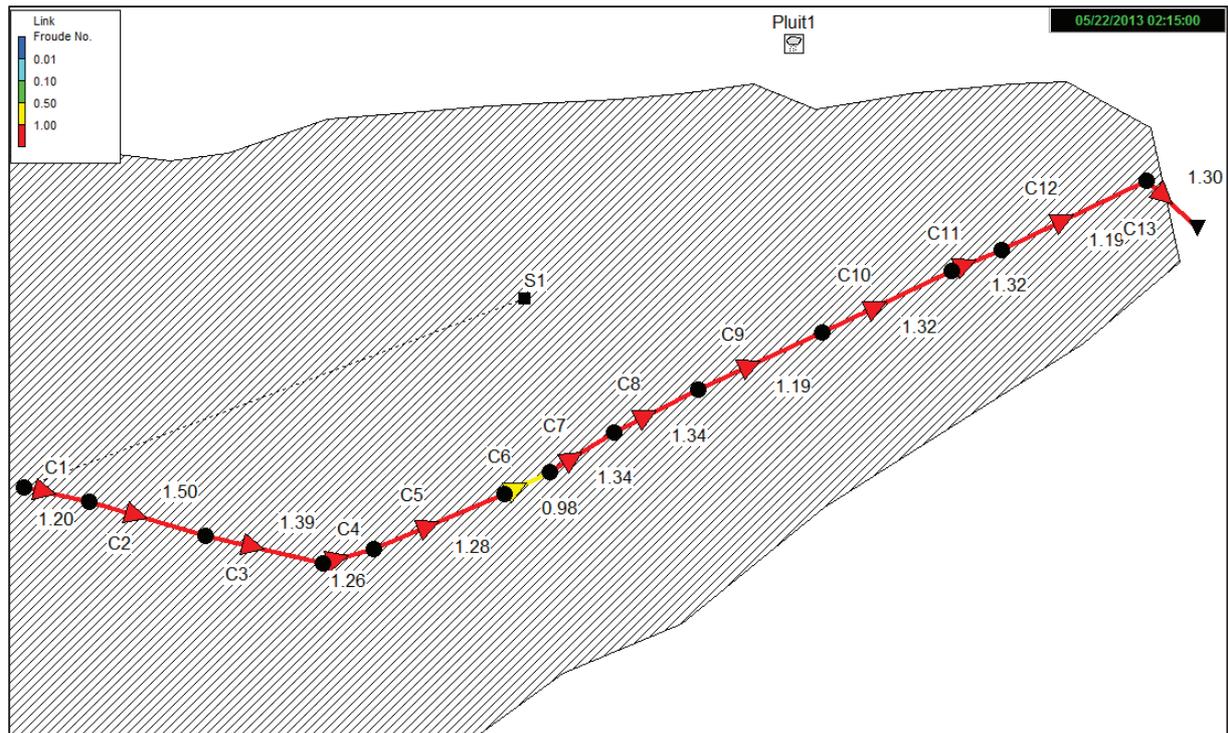


Figure IV.15 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min.

vi. Ligne d'eau dans les conduites :

La simulation est effectuée par le modèle complet de Saint-Venant, ceci permet une visualisation réaliste et animée de l'évolution de la ligne d'eau dans les conduites avec prise en compte de l'influence aval.

La ligne d'eau sur la conduite J1- Out1 est donnée sur la figure (IV.17).

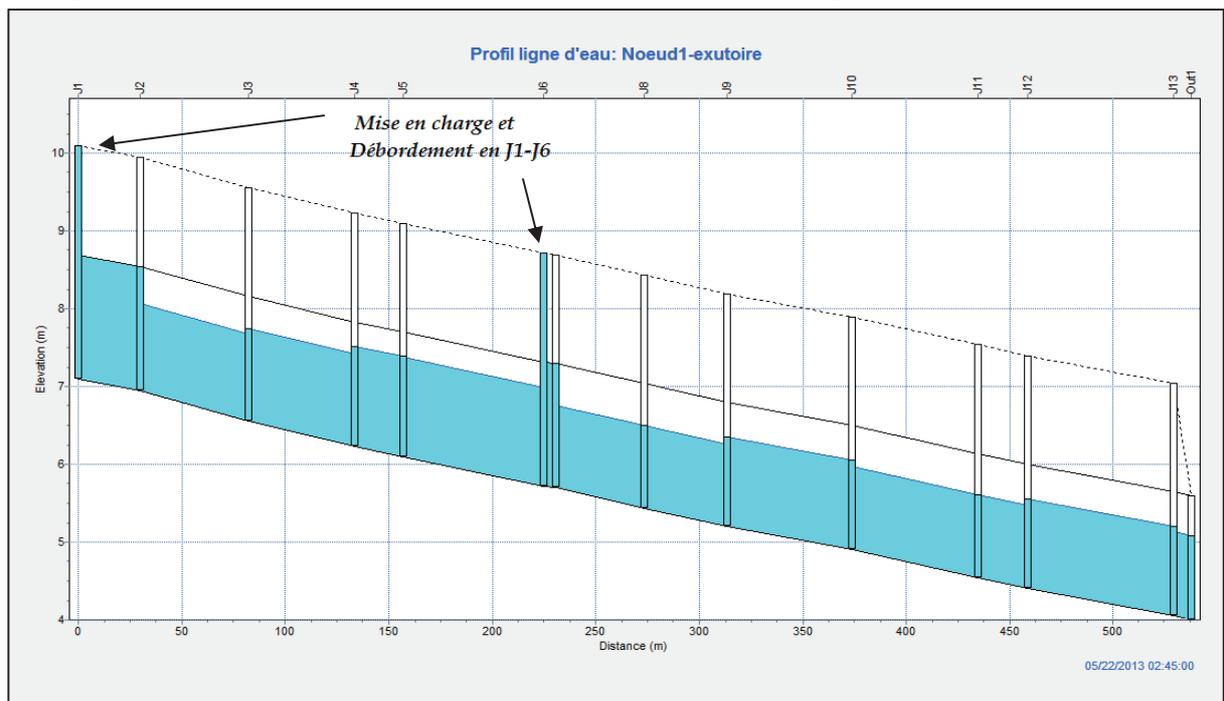


Figure IV.16 : Ligne d'eau (cas de pointe) en J1-J6.

Pour une durée totale de pluie de 5h, la réponse hydraulique du réseau n'est pas parfaite le logiciel SWMM5 a fait ressortir certain nombre d'insuffisance de capacité, donc débordement dans les nœuds J1 et J6 qui est provoqué par la surcharge des conduites.

Le modèle décrit une saturation importante des conduites, puisque on a modélisé qu'une seule partie du dernier tronçon, sûrement, il y'a d'autre débordement dans l'amont de J1.

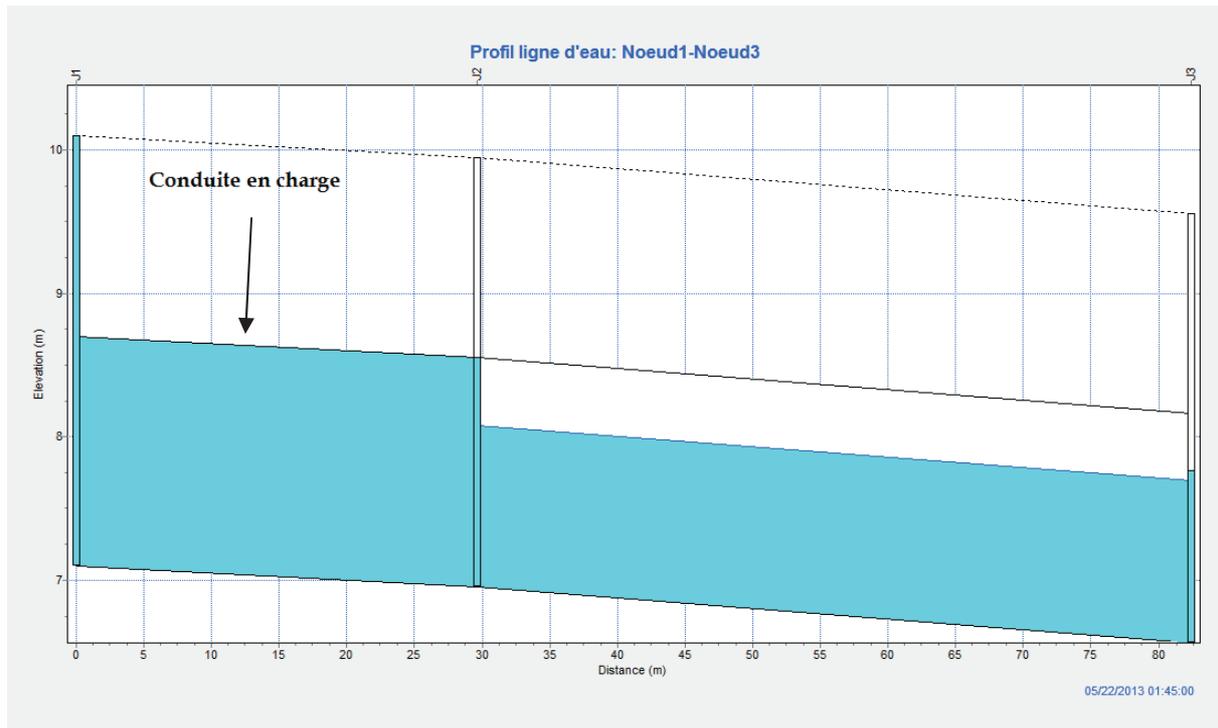


Figure IV.17: Ligne d'eau (cas de pointe) dans la conduite C1.

On remarque que pour le débit de pointe, une légère mise en charge survient sur le tronçon C1. Cette mise en charge est due à l'influence aval causée par le nœud J1. Ayant lieu pendant 30 minutes, elle ne cause pas de problème d'interférence sur les autres branches du réseau, de ce fait, cette mise en charge à l'aval est acceptable.

Le réseau surverse pendant 15 à 45 minutes selon les nœuds incriminés, et génère une hauteur d'eau estimée pouvant dépasser les 25 cm en pointe sur la chaussée.

Sur l'autre partie au niveau du regard J7, la ligne d'eau pour le cas de pointe est donnée sur la figure suivante :

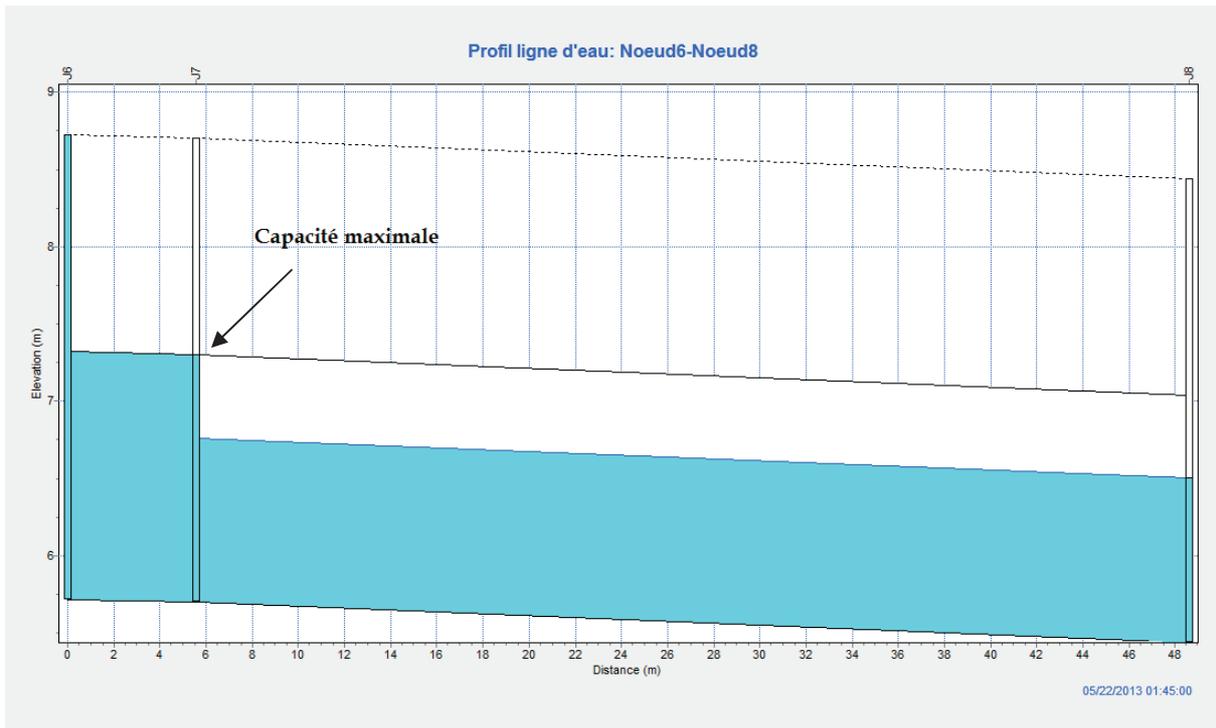


Figure IV.18 : Ligne d'eau (cas de pointe) J6-J8.

On remarque aussi sur cette branche que le réseau a atteint sa capacité maximale au bout de 2 h 45 min.

A partir de ces lignes d'eau obtenues sur ce tronçon du réseau, comme cité précédemment, ce problème montre un peu le mâle fonctionnement du réseau du fait que sa durée de réponse dépasse les 40 minutes.

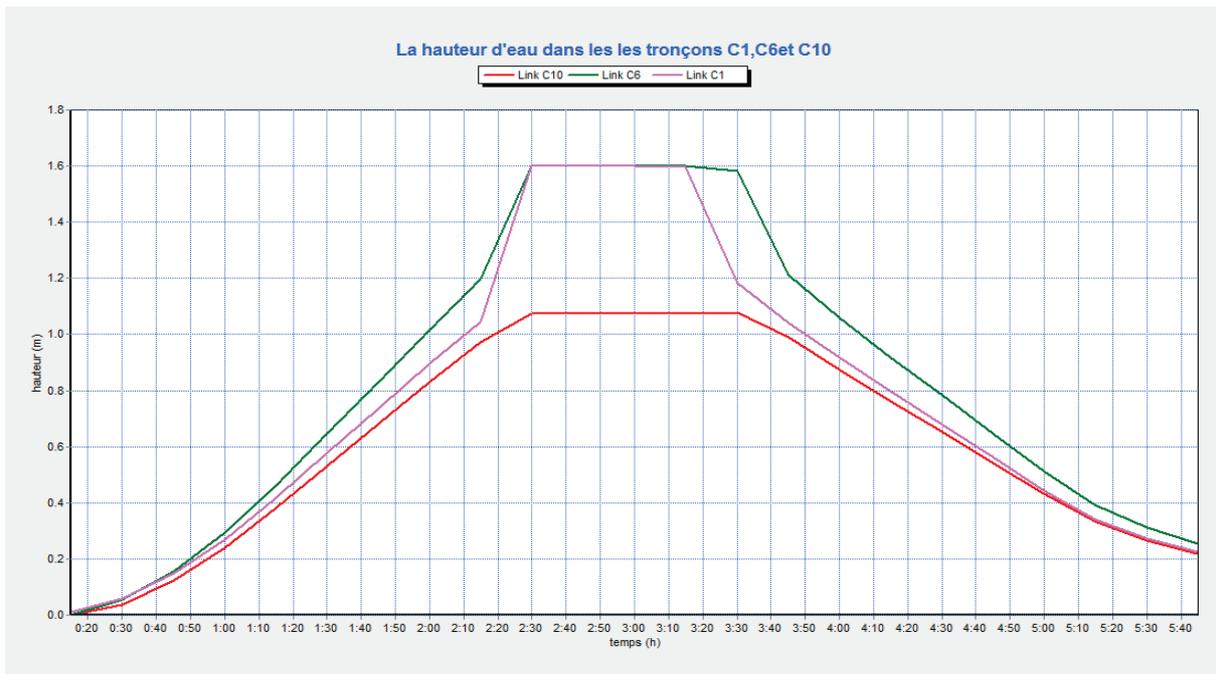


Figure IV.19 : La hauteur d'eau dans les tronçons C1, C6 et C10.

vii. Ruissellement sur les sous bassins :

La simulation dynamique du réseau permet de visualiser les différentes transformations et les pertes sur le bassin.

On visualiser le hyétogramme à l'entrée (Figure IV.20), l'hydrogramme du ruissellement (Figure IV.21) et les pertes sur le bassin (Figure IV.22).

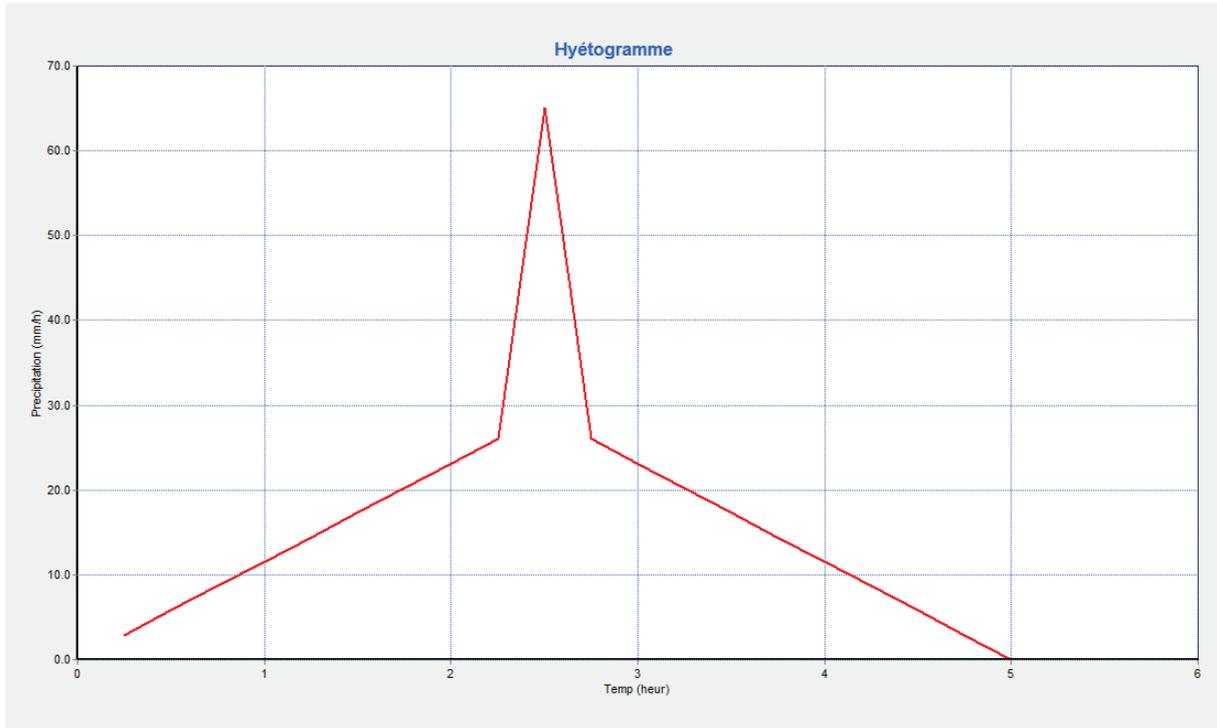


Figure IV.20: Hyétogramme à l'entrée du sous bassin.

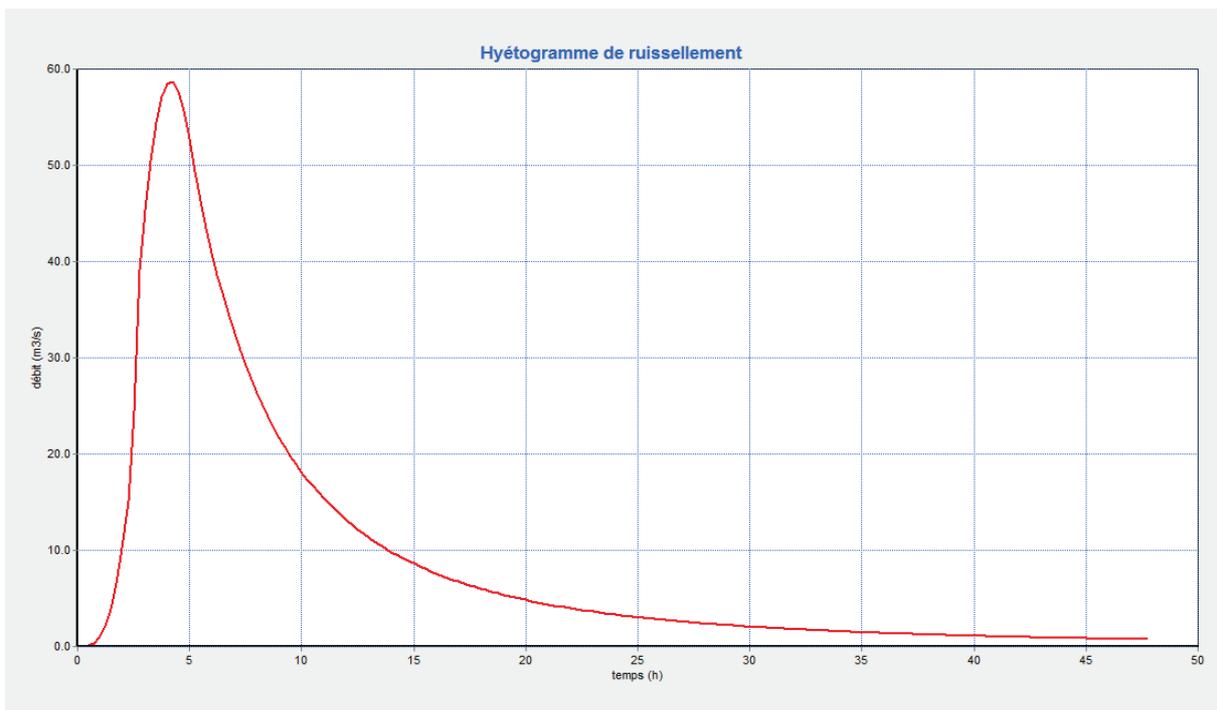


Figure IV.21 : Hydrogramme de ruissellement sur le sous bassin.

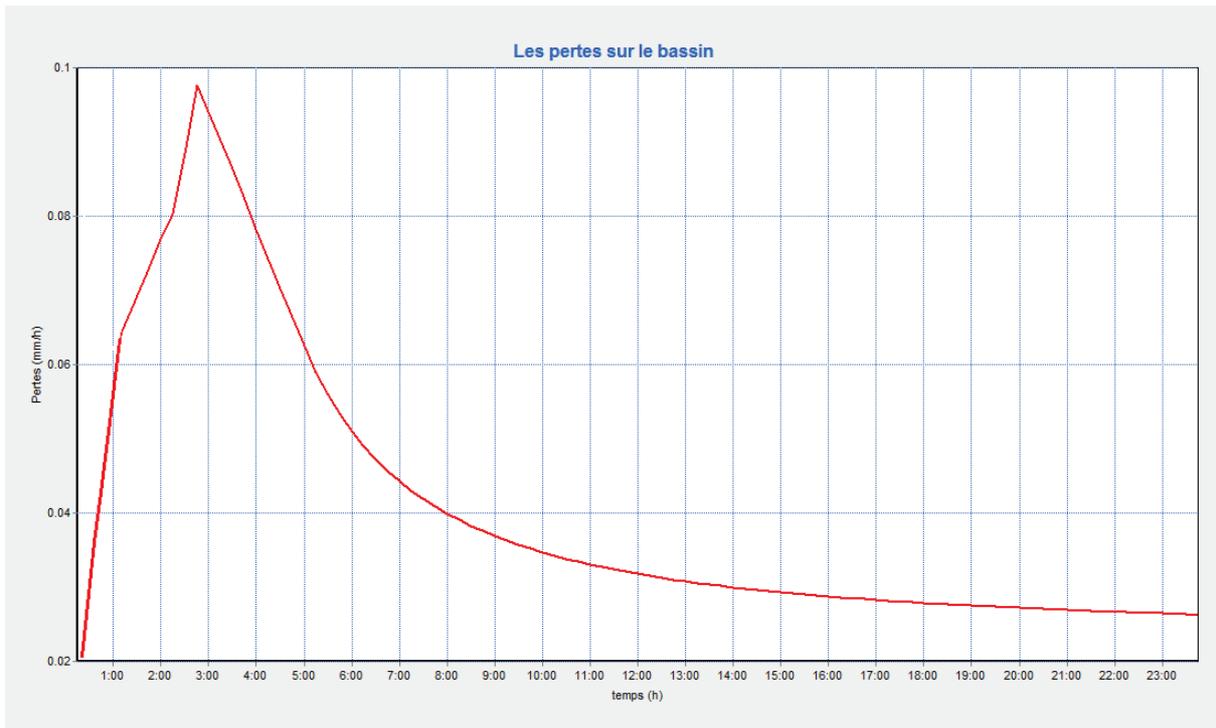


Figure IV.22 : Courbe des pertes sur le sous bassin.

On remarque sur cette dernière courbe la création du phénomène du ruissellement. Contrairement au modèle du coefficient de ruissellement constant, le modèle de Horton illustre parfaitement le ruissellement par diminution de l'infiltration. Suite aux pertes initiales par infiltration (très minime) et stockage sur le bassin (dépression du sol et autres). Après environ 2 heures d'averse, le régime d'équilibre est atteint, suite à une diminution des pertes jusqu'à des valeurs limite très négligeables d'environ 0.04 mm/h.

b. Modèle de Saint-Venant avec prise en compte des dépôts :

L'un des problèmes actuels auxquels les exploitants de réseau se heurtent quotidiennement est constitué par des dépôts de toutes sortes et de toutes origines qui obstruent totalement ou partiellement les collecteurs. La sédimentation de ces matières provoque des dysfonctionnements hydrauliques tels que : les mises en charge et les débordements.

L'objectif de la simulation de ce scénario est de déterminer quelle hauteur de dépôt dans les conduites, engendrant la mise en charge de ces dernières et le débordement des regards. Pour y parvenir, nous supposons que la hauteur de dépôt est uniformément répartie sur tout le réseau (Figure IV.23).

Après plusieurs essais, la mise en charge du réseau provoquant le débordement des regards est obtenu pour une hauteur de dépôt d'environ 30 cm.

Pour cette hauteur de dépôt, la figure IV.24 donne les tronçons travaillant à gueule bée (en charge).

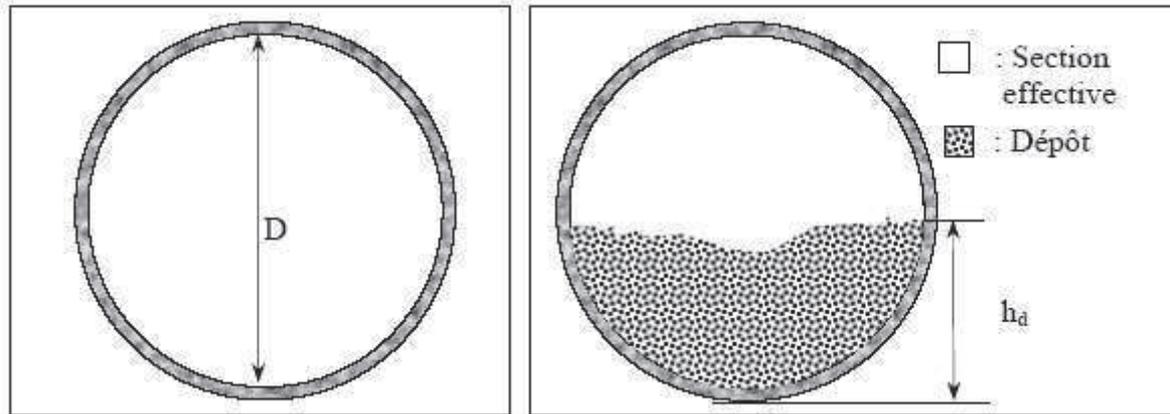


Figure IV.23 : Schéma d'une conduite sans dépôt (gauche), et avec dépôt (droite).

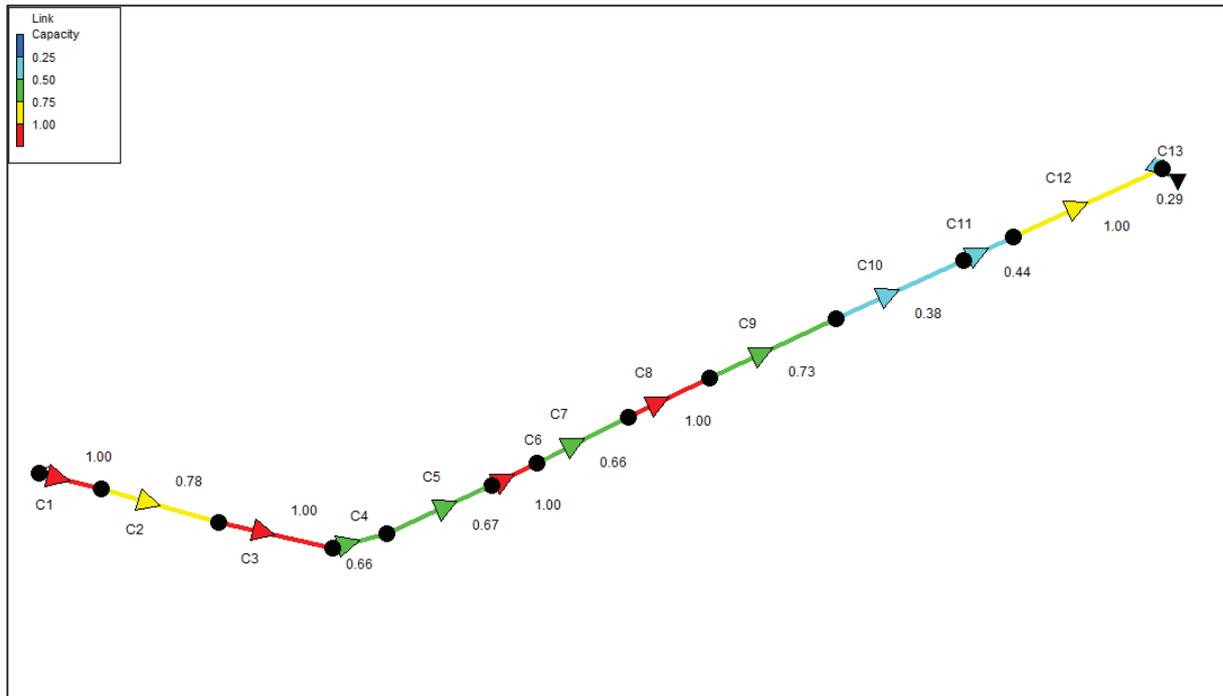


Figure IV.24 : Capacité du réseau avec dépôts.

Le débordement du réseau est apparu au niveau de 4 regards (J1, J3, J6etJ8).

Les regards en débordement avec un débit mentionné sur la figure IV.25.

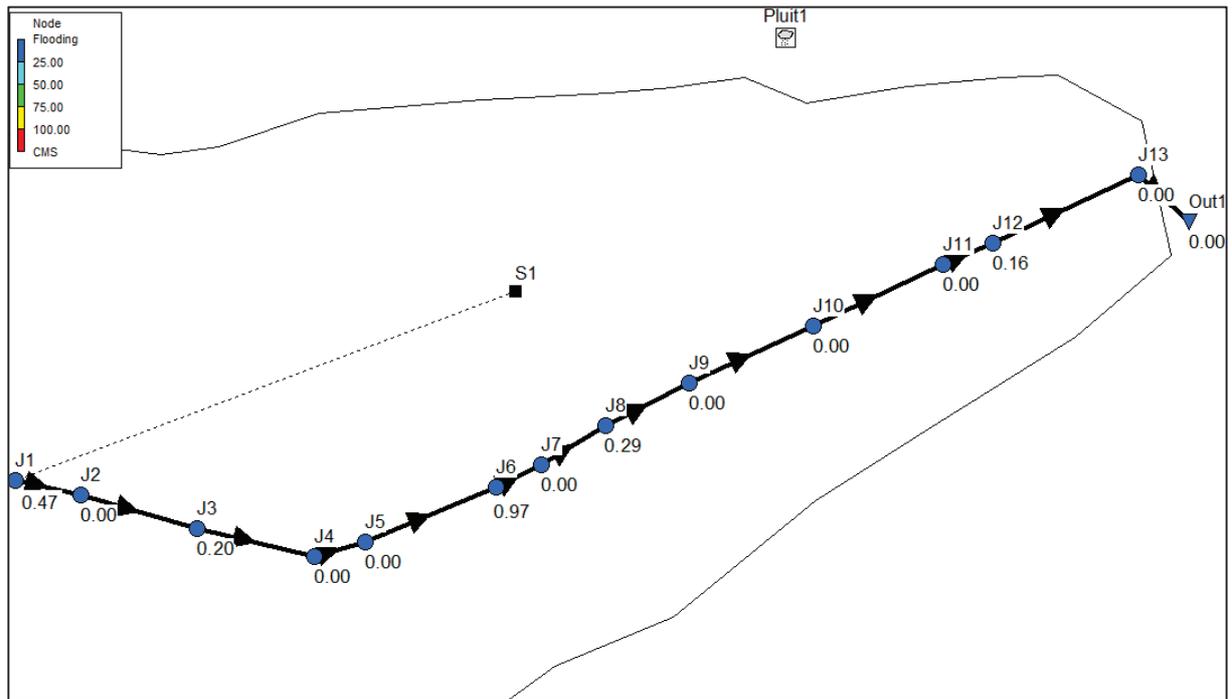


Figure IV.25 : Regards causant le débordement du réseau.

On constate alors que les tronçons C1, C3, C6 et C8 sont chargés. Et vu son insuffisance hydraulique provoquée par les dépôts, ceci a provoqué le débordement des regards J1, J3, J6 et J8 respectivement pendant quelques minutes. Si le pic de la pluie persistait (comme les cas fréquents), le volume débordé sera considérable et peut provoquer des inondations sur l'intégralité de la zone d'étude.

A partir de ces résultats de simulation avec la prise en compte des dépôts, le réseau en question doit être fréquemment nettoyé et suivez pour éviter l'augmentation de la hauteur de dépôt.

c. Résultats avec le modèle de l'onde dynamique :

Ce modèle est plus précis que celui de l'onde cinématique, puisque il ne néglige pas les termes d'inertie, d'accélération convective et de pression, le modèle a révélé un fonctionnement anormal du même tronçon avec une mise en charge totale.

Nous remarquons aussi sur la figure suivante qu'il n'y a pas une discontinuité d'écoulement, ce qui laisse à dire que ce modèle est proche de décrire les phénomènes hydrauliques associés au réseau.

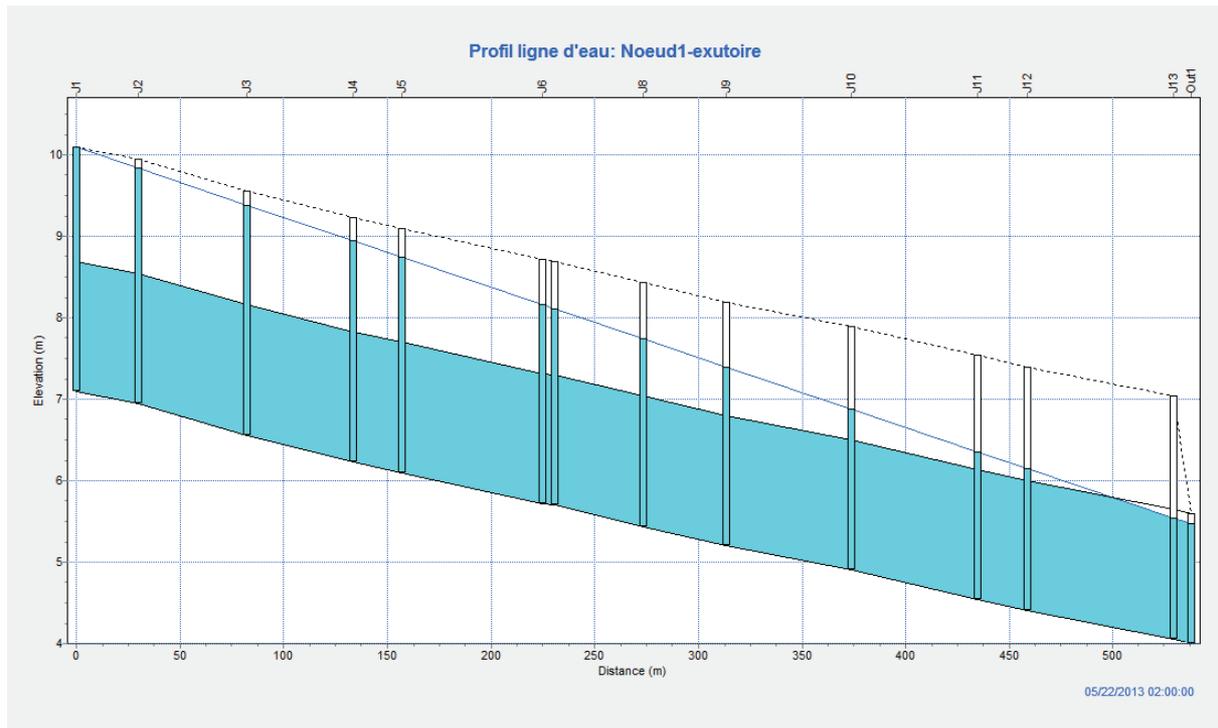


Figure IV.26 : Ligne d'eau sur le tronçon J1-exutoire (onde dynamique).

Conclusion sur les résultats de simulation et perspectives :

A travers ce travail, on a envisagé d'évaluer les résultats de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en utilisant le logiciel SWMM5

La simulation du réseau d'assainissement a révélé les points suivants :

- le réseau en question ne répond pas aux exigences d'évacuation des eaux usées ou pluviales ;
- pour un événement pluvieux d'une occurrence décennale, on a un risque d'inondation remarquable sur le bassin ;
- la rugosité des conduites augmente en fonction des dépôts, ce qui influe gravement sur l'état du réseau, en augmentant considérablement des nœuds débordés;
- Vu le nombre important des points de débordement dans le réseau (pour la simulation dynamique), pour la même pluie, toutes les conduites sont sous dimensionnées, alors elles nécessitent l'augmentation de leurs diamètres;
- dans le dimensionnement des réseaux, on doit prendre en considération non seulement la population à l'horizon mais aussi le changement des surfaces perméables (diminution d'infiltration) qui provoque un excès de volume ruisselé qu'il faut l'évacuer.

Il est recommandé pour les études des nouveaux réseaux et des extensions que le maître d'ouvrage mentionne dans le cahier des prescriptions spéciales ce qui

suit : «les études doivent être faites par la méthode classique comme un pré dimensionnement en phase d'Avant-projet Sommaire, et par modélisation en avant-projet détaillé avec exigence d'utilisation des techniques alternatives».

On propose donc de surdimensionner le collecteur ou ajouter un deuxième en reliant les deux par une communication qui aide à décharger l'un à l'autre.

Chapitre : V

Techniques de réhabilitation

Introduction :

Dans ce dernier chapitre, nous présenterons les techniques et les moyens susceptibles pour la réparation des réseaux d'assainissement, surtout après l'étude et le diagnostic qu'il nous a aidé à détecter les différents problèmes en cas de crue

I. Réhabilitation et Entretien :

1. Définition:

La réhabilitation est un terme générique qui englobe «toutes les actions destinées à remettre en état à améliorer les performances d'un réseau d'évacuation ou d'assainissement existant, visitable ou non, réalisées à partir des regards de visite, d'un puits d'intervention ou d'ouvertures ponctuelles sur la canalisation et sans ouverture des tranchées».

Plusieurs techniques peuvent être mises en œuvre dans le cadre d'une réhabilitation, mais en dehors de l'entretien courant, on peut les regrouper en trois catégories principales distinctes:

- ❖ le remplacement ;
- ❖ la rénovation ;
- ❖ les réparations ponctuelles.

2. Les techniques de réhabilitation :

A. Pour les conduites non visitables (diamètre compris entre 200 et 1200 mm) :

Les techniques de réparation et de rénovation pour les conduites non visitables sont réalisées sans ouverture de tranchée et ne sont pas destructives contrairement aux techniques de remplacement à neuf.

Les techniques de réparation et de rénovation sont les suivantes :

- Procédés non destructifs :
 - robots multifonctions (réparation) ;
 - injections d'étanchement (réparation) ;
 - chemisage partiel (réparation) ;
 - chemisage continu (rénovation) ;
 - tubages (rénovation).
- Procédés destructifs (remplacement) :
 - Mange tube ;
 - Eclate tuyaux.
- Ouverture de tranchée (rénovation, réparation ou remplacement).

A.1 Procédés non destructifs :

A.1.1 Robots multifonctions :

Les robots multifonctions sont utilisés pour les tâches suivantes :

- l'application des résines ;
- l'étanchement ;
- les réparations ponctuelles des fissures diverses (en particulier longitudinales) ou de joints ;
- l'élimination des obstacles (racines, branchements pénétrants, dépôts...);
- percements après chemisage ou tubage.

Un robot est introduit dans une conduite depuis le regard de visite. Il est installé sur un chariot automoteur piloté, sous contrôle vidéo, à partir d'un véhicule spécialement équipé. Il doit être procédé à un hydro curage au préalable. Le robot s'adapte au diamètre de la canalisation et peut opérer à partir d'un diamètre de 150mm. En général la dérivation des effluents est inutile sauf en cas de débit important.

Le robot multifonction dispose de plusieurs outils adaptables aux défauts à traiter ou aux interventions à réaliser :

- meulage, fraisage ;
- talochage, application de résines époxydiques ou acryliques ;
- percement avec réagréage , mise en place de coffrages.

Le robot multifonction permet de traiter, selon les défauts, de 3 à 8 points par jour.

A.1.2 Injections ponctuelles d'étanchement :

Ces injections ont pour but de rétablir l'étanchéité de la conduite en supprimant ponctuellement les infiltrations ou exfiltrations d'eau, entre le sous-sol et la conduite. Ainsi sont traitées localement les défaillances de joint, les fissures circulaires et les perforations de la canalisation.

Les résines les plus utilisées sont les résines acryliques et polyuréthanes. On trouve également les résines époxydes et les élastomères. Ces produits sont souvent des bi-composants auxquels on ajoute d'autres produits comme des catalyseurs, des plastifiants, etc..., afin de modifier certaines caractéristiques du mélange. Enfin des coulis à base de ciment peuvent parfois être utilisés.

Les étapes à respecter lors d'injections ponctuelles d'étanchement sont les suivantes :

- évaluation du nombre des fuites et localisation de leurs points (joints, fissures, trous) ;
- inspection de la canalisation, vérification de l'absence de détérioration importante de la structure ;
- élimination des obstacles susceptibles de gêner le passage du manchon ;
- nettoyage très soigné de la canalisation par curage hydrodynamique et, si nécessaire, par disques racleurs en caoutchouc ;

- mise hors eau du tronçon détérioré par obturation à l'aide du ballon gonflable et dérivation des eaux, si l'écoulement est important. Un faible écoulement n'est pas gênant ;
- introduction par les regards de visite de l'équipement télévisé et du manchon. Les appareils sont descendus par une personne à l'aide de cordes (diamètre du manchon 150 - 200 mm) ou éventuellement à l'aide d'un palan (diamètre du manchon 400-600) ;
- tractage manuel ou électrique des équipements à l'aide d'un câble introduit antérieurement ;
- positionnement du manchon à partir de l'écran TV situé dans le camion laboratoire ;
- vérification de l'étanchéité du joint par gonflage des ballons latéraux, mise sous pression à l'air comprimé (0,5 à 1 kg/cm²) de la chambre d'injection ;
- si la pression ne se stabilise pas, le joint est fuyard, on procède à l'injection de deux composants de la résine (0,5 - 1 bar), la quantité varie en fonction de la nature du terrain (en moyenne on injecte 50 à 70 l/joint pour un diamètre de 700 mm) ;
 - après polymérisation, vérification de l'étanchéité du joint par mise sous pression à l'air ; si le joint n'est pas étanche, on recommence l'opération ;
 - mise en eau immédiate.

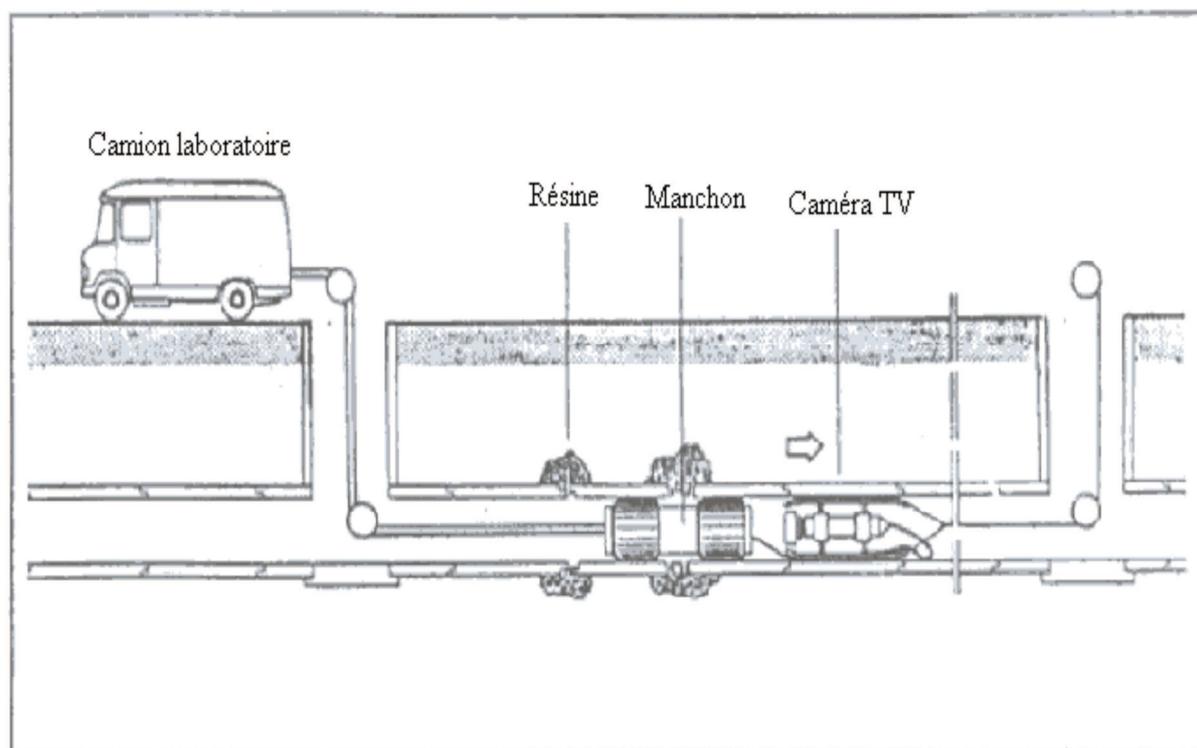


Figure V.1 : Technique d'injection : vue d'ensemble.

Le schéma ci-après résume les principales phases de la technique d'injection pour les conduites non-visitables.

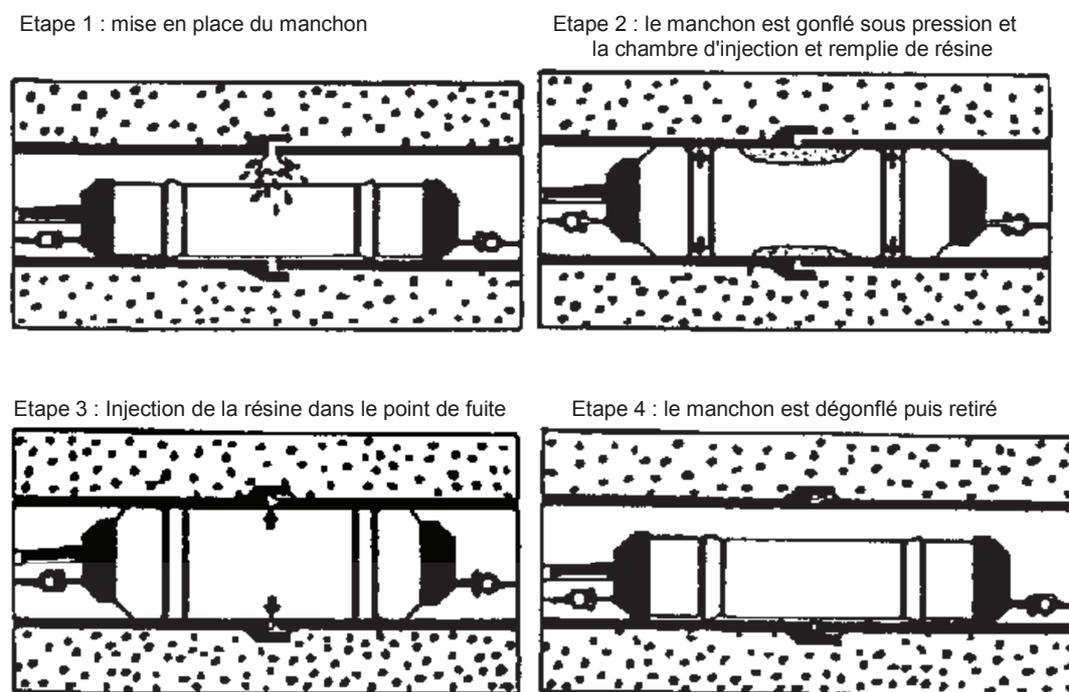


Figure V.2 : Les principales phases de la technique d'injection pour les conduites non-visitables.

Nota : Le produit pénètre dans la zone dégradée puis se répartit à l'extérieur de la conduite en empruntant les voies d'infiltration pour former après la prise en masse, un magma de terre et de coulis qui adhère à la canalisation et en assure l'étanchéité.

A.1.3 Manchette (ou chemisage partiel) :

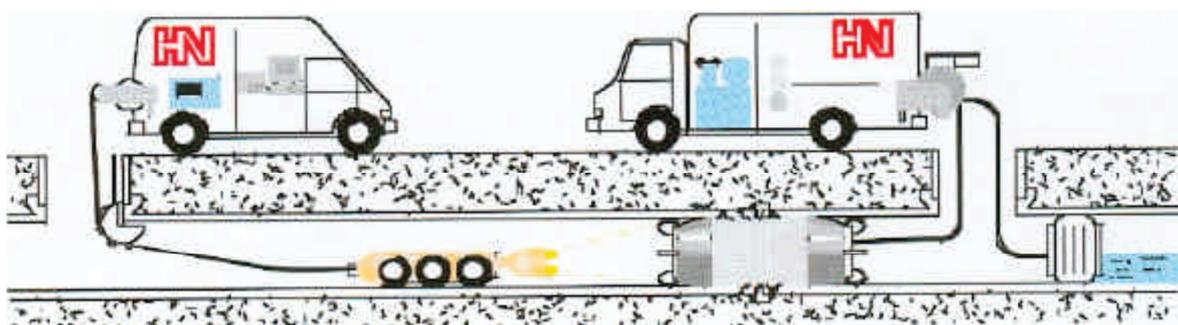


Figure V.3 : Principe du procédé ASS
(Source : AVICE Jean-Michel - 1997).

Cette technique concerne, en général, les canalisations non visitables à partir d'un diamètre de 150mm.

Le double objectif du chemisage partiel est l'étanchement et la réparation résistante ou structurante des défauts ponctuels. Il peut donc être fait appel à cette technique afin de corriger localement les faiblesses de structure et d'étanchéité telles que :

- les fissures longitudinales ou multiples, fissures circulaires, microfissures et perforations ;
- les joints déboîtés et / ou fuyards ;
- les pénétrations des racines ;
- les casses ;
- la condamnation des branchements hors service.

Cette technique ne s'applique pas aux défauts de masse et de surface.

Il existe deux types de chemisage partiel :

- le manchonnage ;
- le gainage partiel.

Ces deux techniques permettent l'application sous pression d'une manchette imprégnée auparavant de résine ou l'application sous pression de résine constituant la manchette.

La polymérisation de la résine est :

- préprogrammée (mise en place juste avant le chantier) pour les manchettes imprégnées de résine ;
- réalisée sur place par chauffage (eau, vapeur, résistance électrique) dans le cas d'application sous pression d'une résine constituant la manchette.

La manchette est composée de trois éléments :

- résine protégée ou non par un film (polyester, époxydique, vinylester...);
- armature en fibres de verre ou de polyester tissé ou non ;
- film en polychlorure de vinyle (PVC), polyuréthane (PU) ou polyéthylène (PE).

Le procédé ASS (cf. schéma de principe ci-avant), reste actuellement l'un des plus utilisés par les entreprises de réhabilitation, propose des manchettes composées de tissu en fibre de verre et de feutre (3 ou 4 épaisseurs de tissu de verre alternées par 2 ou 3 épaisseurs de feutre). Les différentes couches sont ensuite imprégnées de résine vinylester. Cette résine apporte à la manchette une résistance mécanique et chimique pour lutter contre l'abrasion et la corrosion, le tissu en fibre de verre lui fournit épaisseur et résistance, le feutre lui assure son étanchéité.

Quel que soit le procédé utilisé, la technique de pose consiste à plaquer la manchette sous pression pour l'encreur ou la fixer à la paroi de l'ouvrage. L'opération

doit être réalisée avec beaucoup de soin afin d'éviter tout décollement ultérieur. Selon les diamètres et l'implantation des défauts à traiter, il est possible de mettre en place de 4 à 6 unités par jour.

Les étapes à respecter lors d'une pose de manchette sont les suivantes :

- imprégnation de la manchette en atelier ou sur site ;
- installation sur le manchon ;
- introduction du manchon par traction ;
- mise en place du manchon au droit du défaut à traiter ;
- gonflage du manchon ;
- polymérisation de la résine et durcissement ;
- dégonflage éventuel et dégagement du manchon ;
- chanfreinage éventuel des extrémités de la manchette ;
- renouvellement de l'opération au défaut suivant ;
- inspection télévisée ou visuelle d'autocontrôle ;
- remise en service du réseau.

A.1.4 Chemisage continu :

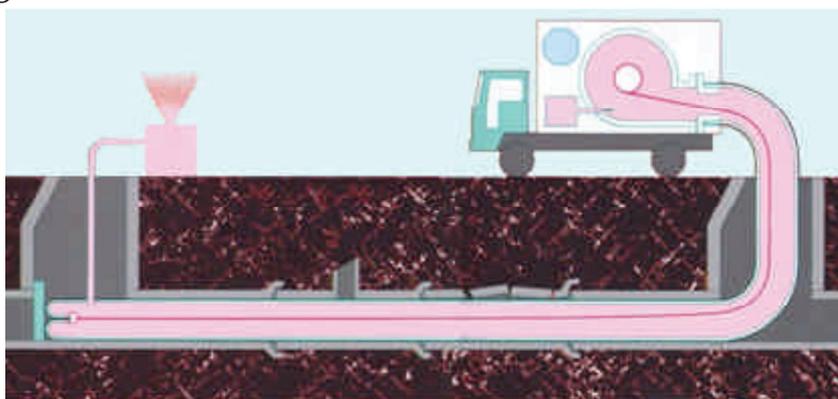


Figure V.4 : Principe d'un chemisage en continu.

Cette technique de rénovation est employée couramment sur des diamètres allant de 200 à 800mm.

Les objectifs du chemisage sont :

- l'étanchéité seule (chemisage non structurant) ;
- la restructuration de l'ouvrage ;
- l'amélioration de l'hydraulicité (exceptionnellement) ;
- l'amélioration de la résistance aux effluents corrosifs et à l'abrasion.

La technique du chemisage continu consiste à insérer à l'intérieur de la conduite dégradée une enveloppe souple constituée d'une armature souple fortement imbibée d'une résine sans laisser subsister d'espace annulaire.

Le chemisage ne réduit que de manière marginale la section d'écoulement (l'épaisseur de la gaine est comprise entre 3 mm et 10 mm). En revanche, il améliore

les caractéristiques hydrauliques de la conduite de 15 à 35 % de ses capacités d'écoulement et cela grâce aux phénomènes suivants:

- diminution de la rugosité ;
- suppression des variations de section (limité) et des obstacles ;
- suppression des remous et décalages au droit des assemblages.

Le chemisage, qui peut être considéré comme un tuyau sans joints, est préformé en usine aux dimensions du tronçon à réhabiliter. Il est constitué de matériaux composites, la résine armée pouvant être protégée par un film. Les résines utilisées sont en polyester, époxy, ou vinylester ; les armatures en fibres de verre ou de polyester tissées ou non ; les films en polychlorure de vinyle (PVC), polyuréthane (PU) ou polyéthylène (PE).

Les règles de calcul du chemisage continu que nous ne détaillerons pas ici sont basées sur les préconisations du Fascicule 70.

La méthode ainsi que la note de calcul figurent en annexe de «Recommandations pour la réhabilitation des réseaux d'assainissement ».

A.1.5 Tubage :

Les objectifs et les défauts traités sont les mêmes que pour le chemisage

Les matériaux utilisés sont des plastiques :

- polychlorure de vinyle (PVC) ;
- plastique renforcé fibres de verre (PRV) ;
- polyéthylène (PE).

La technique consiste à mettre en place par tractage ou poussage dans la canalisation existante une nouvelle conduite d'un diamètre inférieur.

Le tubage peut être une technique structurante si le vide annulaire est injecté pour assurer la transmission des charges extérieures au nouveau tuyau.

L'ouverture d'une fouille servant de fosse d'introduction est nécessaire pour les cas suivants :

- tubage par éléments longs ; la taille de la fouille est alors 2 fois supérieure aux longueurs unitaires d'éléments ;
- tubage par éléments longs en continu ; la taille de la fouille est, dans ce cas, fonction du rayon de courbure.

La dérivation des effluents est souhaitable si l'on réalise un tubage par éléments. En revanche, elle est obligatoire pour les tubages en continu.

A.1.5.1 Poussage ou traction d'éléments :

Le tubage peut être réalisé par poussage ou traction d'éléments courts (0,50 à 0,80 m) ou longs (3 à 6m), des tuyaux à assemblage étanche (collage, verrouillage, emboîtement).

La mise en œuvre consiste à tirer ou pousser le nouveau tube dans l'ancienne canalisation puis à remplir par injection l'espace annulaire.

L'assemblage des tubes diffère selon le procédé utilisé. L'étanchéité est obtenue par un joint en caoutchouc.

A.1.5.2 Traction en continu d'un tubage long :

Cette technique consiste en une traction en continu d'un tubage long (en couronne ou en barre) préfabriqué en usine, assemblé par thermo-soudure.

A.1.5.3 Traction en continu d'un tube pré déformé :

La technique du tube pré déformé ne s'applique qu'aux ouvrages non visitables de diamètre 150 à 800 mm ; il s'agit d'un tubage par tuyau continu sans espace annulaire. Cette technique est destinée à la rénovation de tronçons des réseaux droits, légèrement courbés ou désaxés, pouvant atteindre de grandes longueurs.

Elle consiste en l'insertion par traction :

- d'un profil au diamètre réduit dans un gabarit conique ;
- ou bien d'une section déformée à chaud en usine, sous la forme d'un U si bien que le diamètre extérieur est réduit d'environ 30 %.



Figure V.5 : Les tubes pré déformés pour le tubage par traction en continu
(source : *YAHIAOUI Fadila* - 2000).

Le tube est introduit dans la canalisation par un regard ou une fouille de départ à l'aide d'un treuil. Il est alors coupé à la longueur souhaitée. Il reprend ensuite sa forme initialement ronde et se plaque contre la paroi intérieure de la canalisation existante soit spontanément, soit par mise sous pression à la vapeur ou à l'eau (après obturation des extrémités). Le rapport entre le diamètre intérieur du tube à réhabiliter et le diamètre extérieur du nouveau tube est préalablement défini afin de garantir une bonne adhérence (*YAHIAOUI Fadila* - 2000).

A.1.5.4 Tubage par enroulement hélicoïdal :

Cette technique s'emploie couramment sur des diamètres de 500 à 1500 mm. Elle consiste en la fabrication mécanique in situ d'un tuyau, par enroulement hélicoïdal d'un profilé spécial assemblé par clipsage. L'étanchéité est assurée par la compression des joints en caoutchouc ou par collage. L'espace entre la canalisation existante et le tube est rempli par injection de coulis. L'épaisseur du coulis est ajustée en fonction de la résistance mécanique à obtenir et de la section finale désirée.

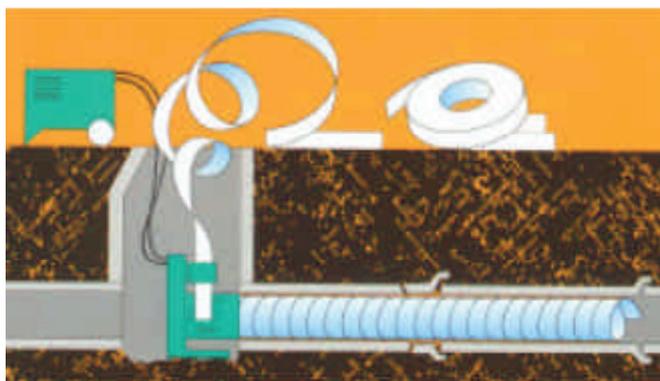


Figure V.6 : Aménagement de la cunette pour installation de la machine à spiraler.

A.2 Procédés destructifs pour un remplacement des réseaux sans ouverture de tranchée :

Les techniques destructives sans ouverture de tranchée sont fondées sur la destruction totale de la conduite dégradée et son remplacement par l'intérieur, sans ouverture de tranchée.

Il s'agit du tubage après broyage à l'aide d'un micro tunnelier (micro tunnelier « mange tube ») ou après éclatement de la canalisation dégradée (« éclate tuyau »). Ces dispositifs sont utilisés lorsque que l'on ne peut plus recourir aux procédés de rénovation non destructifs ou au remplacement traditionnel par tranchée.

L'ouverture des fosses de travail peut s'avérer indispensable de même que des grandes courbes nécessitent des fouilles ponctuelles. Ces techniques destructives concernent uniquement les ouvrages non visitables. Elles sont applicables sur la plupart des canalisations non seulement pour les matériaux dit « cassables » (grès vitrifié, amiante ciment, béton non armé et fonte grise) mais aussi, depuis peu, pour la fonte ductile et l'acier.

Par ailleurs, il doit être procédé à la dérivation des effluents (YAHIAOUI Fadila - 2000).

Il n'est donc pas certain que ces techniques soient les plus appropriées en zone rurale où les ouvertures de tranchées ont un impact bien moindre sur le trafic. Seuls les centres villes resteront concernés.

A.2.1 Le micro tunnelier « mange tube » :

A partir d'un puits de travail, un ensemble des tuyaux précédés d'une tête de forage orientable est poussé en continu vers un puits de sortie. La tête de forage est guidée par laser à partir d'un poste de pilotage. Elle broie le terrain en place et surtout la conduite existante. C'est en cela que réside toute la particularité de ce micro tunnelier « mange tube ». C'est ainsi que peuvent être installés des tuyaux de diamètre supérieur à celui de la canalisation de départ. Les débris broyés de l'ancienne conduite sont évacués à travers la nouvelle canalisation (par un circuit de marinage) vers un bac de décantation.

A.2.2 Eclates tuyaux :

L'éclate tuyau peut être soit poussé, soit tiré à l'intérieur de la canalisation à remplacer. Il permet le remplacement des canalisations de diamètre nominal 100 à 1000mm. L'ensemble des tuyaux neufs est mis en place dans la continuité de l'éclate tuyau (fusée), qui détruit l'ancienne conduite à l'avancement et repousse les débris dans le terrain environnant (éclatement statique ou dynamique). Il est ainsi possible de mettre en place des tubes de section nominale identique voire même supérieure. L'assemblage se fait ensuite de façon mécanique ou par soudage.

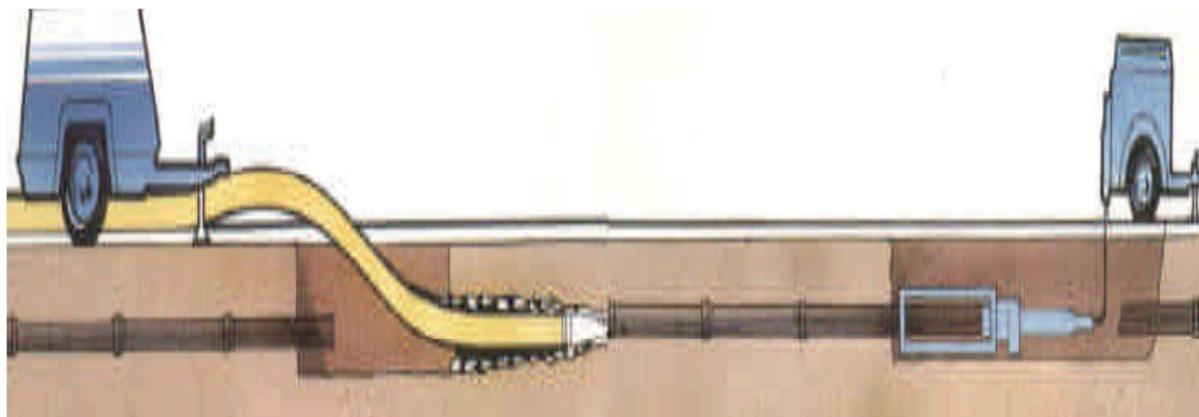


Figure V.7 : Principe du renouvellement des conduites à l'aide d'un éclate tuyau (source : *YAHIAOUI Fadila* – 2000).

Nota : La mise en œuvre de l'éclate tuyau entraîne un soulèvement du sol en place bien que le diamètre installé ne soit pas différent du diamètre détruit. Par ailleurs, des phénomènes de dilatation, de compression, de cisaillement et fracturation du sol en place ont été mis en évidence, ce qui implique de bien connaître le sous-sol avant d'intervenir.

A.3 La réhabilitation des réseaux avec ouverture de tranchée :

Il s'agit de la technique qui reste la plus répandue pour la réhabilitation des réseaux en zone peu dense. Beaucoup d'entreprises la pratiquent mais il convient de s'assurer que les règles de l'art sont bien suivies. A cet égard, si une charte pour la qualité des réseaux d'assainissement a été signée dans son département, le maître d'ouvrage aura tout intérêt à vérifier que les entreprises qu'il souhaite employer ont bien signé ce document.

Différentes normes, très complètes, fixent les règles de l'art pour la pose de conduites d'assainissement. L'ouvrage de référence reste le fascicule 70. Nous ne le détaillerons pas mais nous rappellerons les points qu'il est absolument nécessaire de respecter lors de la conduite des chantiers de pose de canalisations.

Nous aborderons quatre grands points :

- la préparation du chantier ;
- la pose des tuyaux ;
- le remblayage des tranchées ;
- les contrôles préalables à la réception.

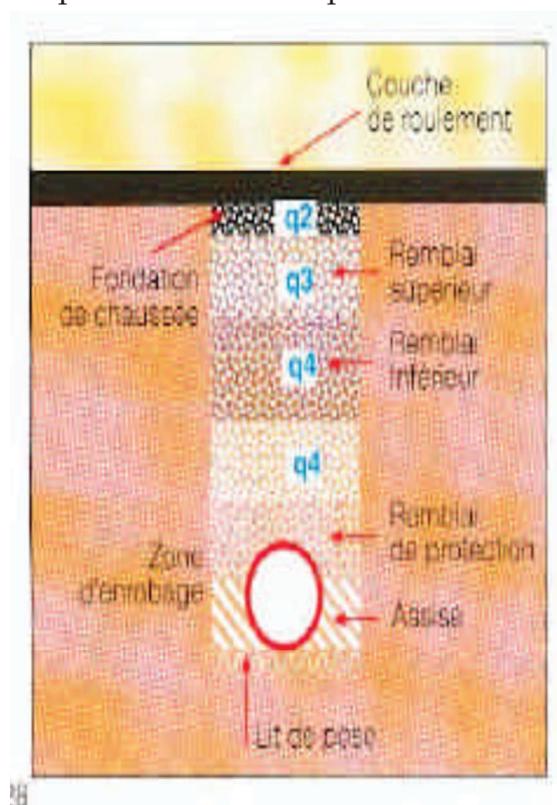


Figure V.8 : Les différentes couches de remblai.

B. Pour les conduites visitables (diamètre supérieur à 1200 mm) :

Les différentes techniques de la réhabilitation continue ou partielle des conduites visitables (regards de visite) se caractérisent par :

- reprise des surfaces dégradées ou traitement global ;
- traitement de l'étanchéité ;
- remise en conformité des éléments de sécurité.

Les quatre grandes familles de techniques utilisées sont :

- enduisage projeté ou manuel, résine ;
- chemisage en béton coulé en place ou projeté ;
- tubage en un seul élément ou plusieurs éléments préfabriqués ;
- injection de l'ouvrage (étanchement ou régénération) ou de l'extrados (collage ou traitement du sol environnant).

Tableau V.1 : Les composants des différentes techniques de réhabilitation des regards de visite.

| Technique | Composants |
|-----------|---|
| Enduisage | <ul style="list-style-type: none"> - mortier hydraulique ou mortier de résine - résine |
| Chemisage | <ul style="list-style-type: none"> - béton hydraulique ou fibres tissées ou non (verre, polyester, carbone...) avec résine (époxydique, polyester, vinlester...) |
| Tubage | <ul style="list-style-type: none"> - polychlorure de vinyle (PVC), polyéthylène basse ou moyenne densité (PEBD ou PEMD), polyuréthane (PU), polymère renforcé de verre (PRV)... avec coulis à base de ciment injecté entre l'ouvrage existant et le ou les nouveaux éléments |
| Injection | <ul style="list-style-type: none"> - gel acrylique ou polyuréthane, coulis à base de ciment |

3. Les techniques alternatives:

Depuis une vingtaine d'année, les techniques alternatives ou compensatoires, susceptibles de compléter, voire de se substituer complètement au système par réseau, se sont développées. Ces solutions nouvelles permettent de se rapprocher le plus possible du cycle naturel de l'eau en retardant son transfert vers les exutoires souterrains. On peut ainsi citer des techniques tels que :

3.1 Les bassins de rétention:

Ils sont destinés à contenir le surplus d'eaux de pluie et de ruissellement généré par l'urbanisation ou l'aménagement d'un site en fonction d'un débit d'évacuation régulé vers un exutoire ;

L'exutoire pouvant être le réseau public, le milieu hydraulique superficiel ou un système d'infiltration. Ils ont un rôle d'étalement, d'écêtement des eaux pluviales.

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

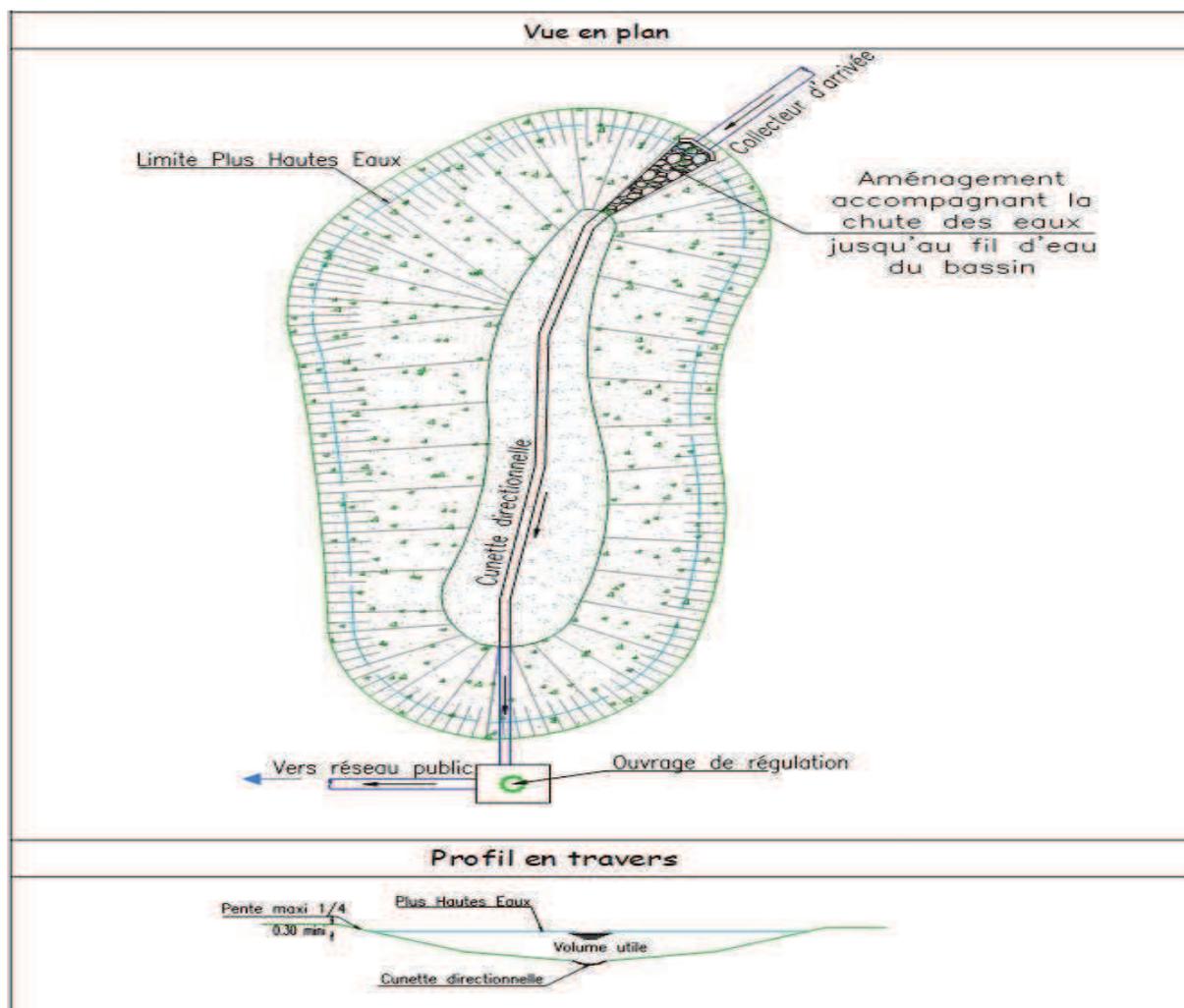


Figure V.9 : Les bassins de rétention (alimentation directe).

3.2 Les bassins en eau :

Ce sont des plans d'eaux permanentes dans lesquels sont déversées les eaux de pluie et des ruissellements collectés au cours de l'épisode pluvieux, on peut même conserver la totalité des eaux pluviales collectées.

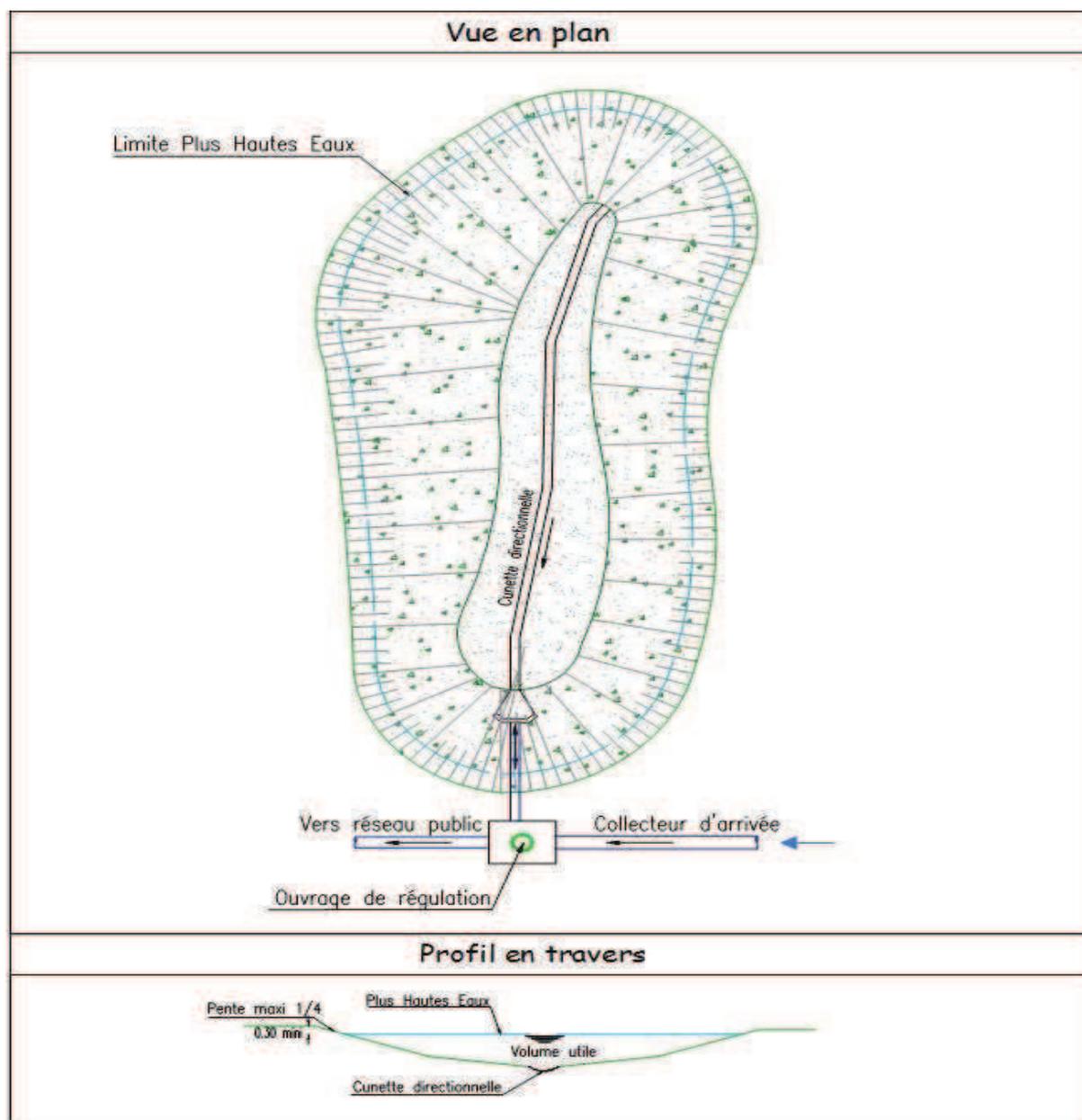


Figure V.10 : Le bassin en eau (Alimentation par mise en charge).

3.3 Le puits d'infiltration / d'injection :

Le recours aux puits d'infiltration afin de réduire les rejets d'eaux de pluie et de ruissellement est une technique longuement éprouvée. Elle permet l'infiltration au plus près du point de collecte. Anciennement, ils pouvaient être comblés par des matériaux poreux (graviers, concassés,...), assurant la stabilité de l'ouvrage, la filtration des eaux pluviales et ainsi réduisant l'effet de colmatage en fond.

On remarque donc qu'il existe deux principaux types de fonctionnement :

- les puits d'infiltration, qui ne sont pas en contact direct avec la nappe phréatique,
- les puits d'injection, qui eux, sont en contact direct avec la nappe et injectent

donc directement l'eau dans la zone saturée.
 Dans cette technique on peut même utiliser le béton perméable dans les trottoirs.

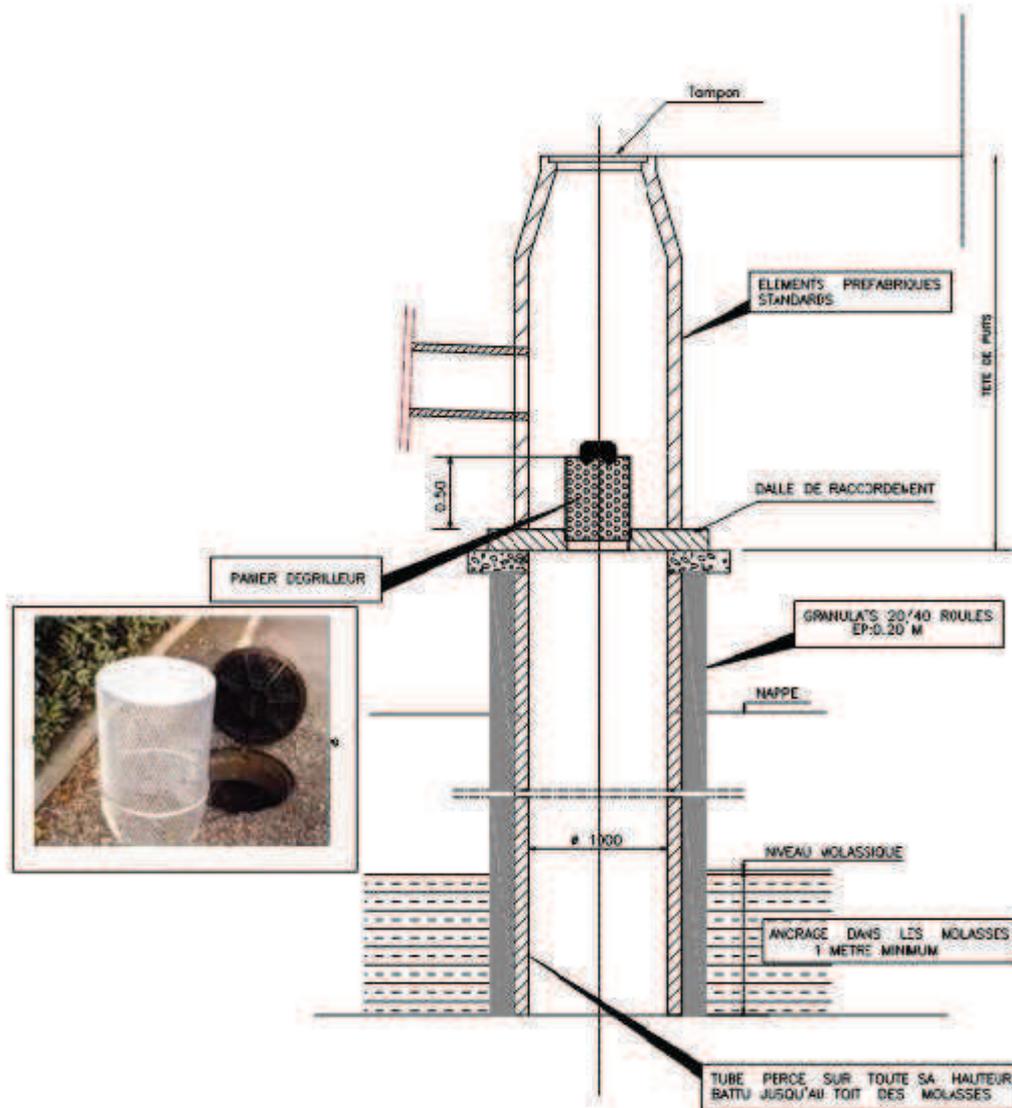


Figure V.11 : Puits d'infiltration.



Figure V.12 : Béton perméable.

3.4 Le surdimensionnement de réseau :

Cette solution technique simple est l'une des plus utilisées par sa mise en œuvre (pose d'un réseau pluvial de gros diamètre) et par l'absence d'investissement sur l'intégration paysagère.

Le principe repose sur le volume de stockage généré par le surdimensionnement de la canalisation d'eau pluviale en amont immédiat de l'ouvrage de régulation.

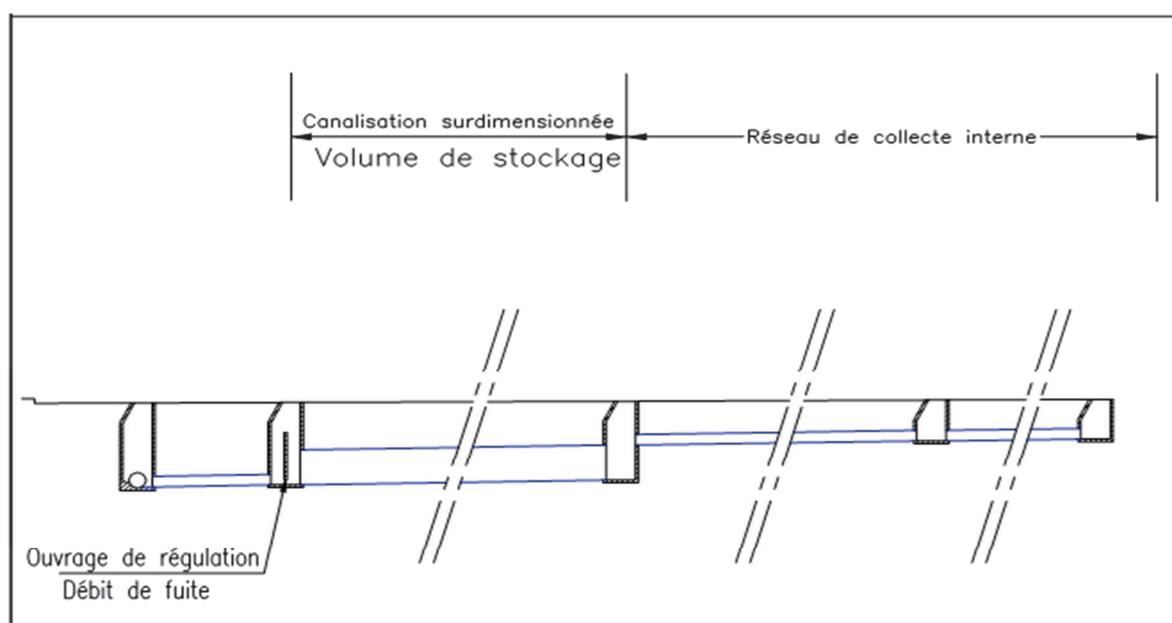


Figure V.13 : Les canalisations surdimensionnées.

3.5 Les bassins enterrés :

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

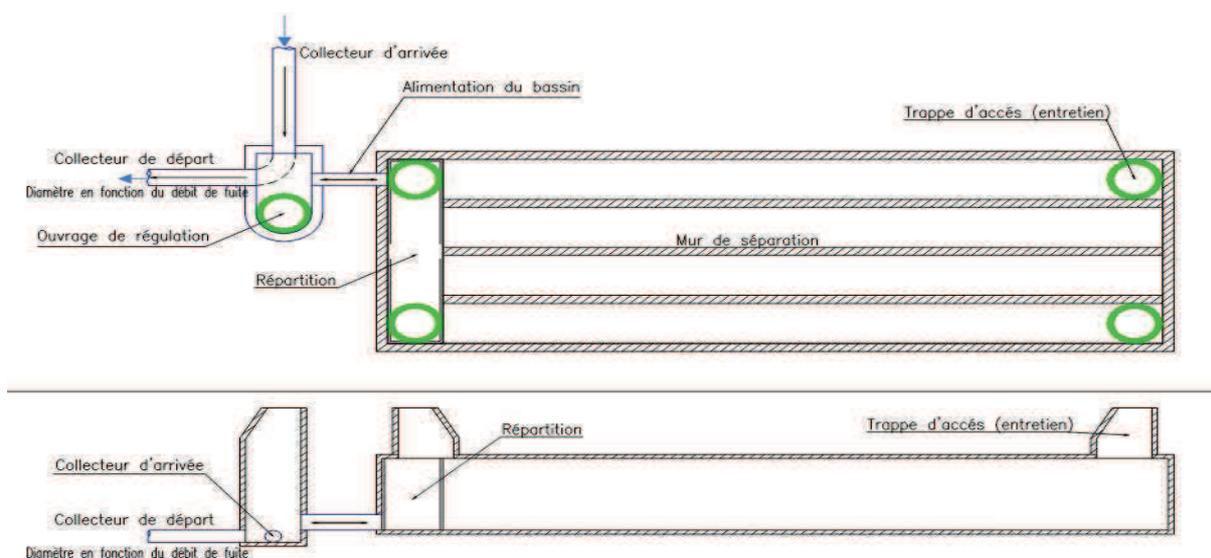


Figure V.14 : Bassins couverts.

Toutes ces techniques permettent de réduire très significativement les pointes de débit ainsi que les masses de polluants déversées. Leur coût n'est pas prohibitif. Il est même moins élevé à l'investissement que la mise en place d'un nouveau réseau d'assainissement.

II. Gestion des réseaux d'assainissement :

De tous les temps, l'assainissement des agglomérations a posé un certain nombre de problèmes, et il a trop souvent été considéré, dans l'ensemble des équipements, comme le parent pauvre. Cependant, la situation de l'assainissement s'est profondément modifiée pour de nombreuses raisons :

- L'importance de l'accroissement démographique, la concentration urbaine et l'urbanisation qui s'est étendue sur la périphérie, rarement les écoulements vers le centre où la capacité est devenue rapidement insuffisante, constituent l'élément majeur de saturation ;
- Le développement de l'usage de la voiture et des moyens de transport routier a nécessité d'avantage des surfaces revêtues, de parkings et des aires industrielles de plus en plus vastes ;
- L'amélioration des toitures, des revêtements, des descentes et des engouffrements a diminué les temps de ruissellement et de concentration aux différents points des réseaux ;
- La couverture hâtive des cours d'eau sans augmenter les gabarits et de façon générale la mauvaise prévision en espaces, rend les améliorations des réseaux difficiles ;

- L'augmentation des besoins en eau et par conséquent les rejets d'eaux polluées contribuent à la saturation et à la dégradation des milieux récepteurs ;
- La conception des réseaux neufs a été faite jusqu'ici avec le souci de collecter toutes les eaux pluviales et usées, et de les évacuer aussi vite que possible vers les rivières et les stations d'épuration. (Bourrier, R.; 1997).

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objectif d'assurer :

- la pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation;
- l'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par des interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance;
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation: Collecte - transfert - traitement.

La sauvegarde du système d'assainissement se fait par une gestion rigoureuse et rationnelle de celui-ci. Les travaux principaux pour mener à bien cette tâche sont :

1. La connaissance du réseau :

La première condition pour une exploitation rationnelle du système d'assainissement est de connaître :

- ❖ Le tracé exact de celui-ci ;
- ❖ Les caractéristiques géographiques et géométriques :
 - pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc.... ;
 - Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.
- ❖ Les caractéristiques hydrauliques :
 - Pluviométrie ;
 - Consommation d'eau ;
 - Débit entrant dans le réseau ; (Satin-M. & al ; 1999)

2. La surveillance du réseau :

La surveillance du réseau se fait en continu par des opérations d'inspections périodiques, et qu'on double après chaque événement exceptionnel (Inondation ; pluies torrentielles). (Delevoye-J & al ; 2001)

3. Programme périodique d'entretien :

Dans tous les domaines, il vaut mieux prévenir que guérir, cela conduit naturellement le gestionnaire à établir un véritable programme d'entretien se rapportant à l'ensemble des équipements, et qui s'accroît sur les pièces les plus vénérables (Les déversoir d'orage ; Les tronçons de conduite ou les vitesses d'eau sont susceptibles d'engendrer de dépôts).

4. Les travaux d'entretien et curage

L'exploitation des réseaux d'égouts comprend les opérations d'entretien suivantes:

a. Nettoyage périodique

Il s'effectue à des cadences déterminées dans chaque cas particulier. Des curages journaliers sont nécessaires sur des tronçons de canalisation ayant tendance à se saturer en dépôts.

L'opération s'effectue au moyen de l'eau sous très forte pression (15 à 100bars). (Delevoye-J.P ; 2002)

b. Détection des fuites

Les canalisations d'égouts subissent des contraintes dues soit à des tassements différentiels des remblais, soit à l'action des surcharges roulantes. Sous l'action de ces contraintes les canalisations peuvent à la longue, et surtout pour les canalisations anciennes, soit se fissurer, soit s'ouvrir au droit des joints ; ce phénomène étant rapidement aggravé par l'introduction des racines d'arbre. (Delevoye-J.P ; 2002)

Une fuite dans une canalisation peut être détecté par :

- La mesure des débits par temps sec et par temps humide;
- L'essai à la fumée par éclatement d'une bombe fumigène après occlusion des extrémités ;
- L'examen à l'aide d'une caméra télévision.

c. Curage journalier

Afin d'éviter les dépôts de boues et les fermentations, et de pouvoir envoyer un effluent "frais" à la station d'épuration La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égouts, consiste en l'auto curage de ces dernières ; il y a deux méthodes pour faire le curage :

Méthodes traditionnelles :

Un réseau d'égout, même parfaitement construit, doit périodiquement être curé pour supprimer les obstructions et maintenir l'écoulement des effluents d'eau usées et des eaux pluviales constant.

Plusieurs méthodes sont utilisées qui peuvent s'inscrire dans deux catégories.

i. Le curage mécanique manuel

Pour cela on déplace entre deux regards l'appareil à curer (curette, boule de curage : flottante ou roulante; vrille ou hérisson).

La boule flottante

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

La boule roulante

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts. Les chasses d'eau dont le but est d'envoyer dans le réseau une certaine quantité d'eau afin d'éliminer les dépôts. (Ali-S.M ; 2006)

ii. La chasse d'eau

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

Méthode moderne :

Les cureuses hydrodynamiques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis que d'autres jets latéraux pousse les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

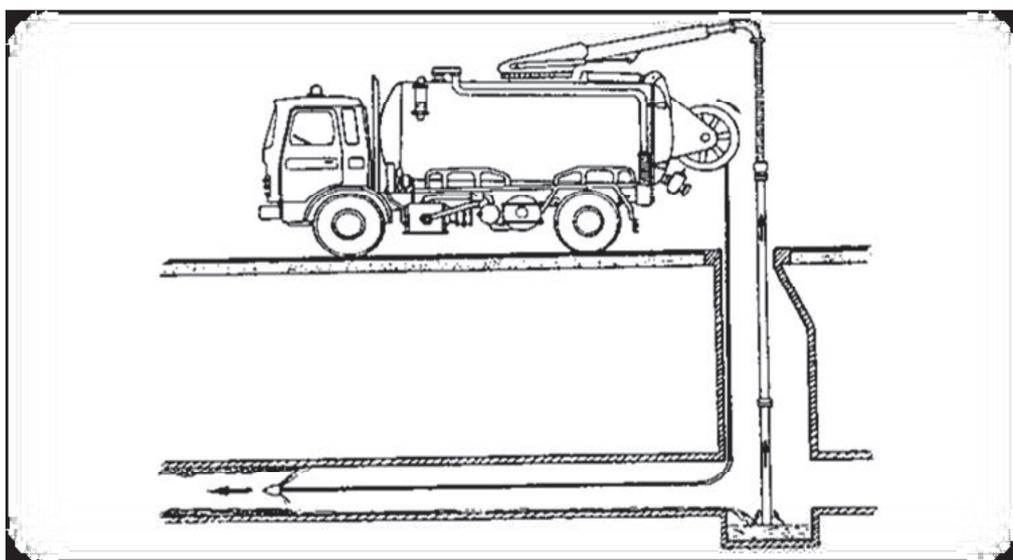


Figure V.15 : Schéma d'un hydro-cureur.

Les aspiratrices

Dans le cas où les boues peuvent être accessibles directement à partir des ouvrages, on utilise des pompes à vides pour aspirer ces boues vers une citerne sous vide. Elles sont équipées d'une cuve à boues de 5 à 10 m³. Cette cuve est mise en dépression par une pompe à air aspirant 200 à 500 m³/h sous pression de 0,7 bars. (Ali-S.M ; 2006)

5. Débouchages accidentels

Ils sont généralement réalisés par des opérations qui s'effectuent dans le cas d'obturation causées par des dépôts importants. Cette opération peut s'effectuer avec un matériel approprié sous forme de joints manœuvrables à la main.

6. Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et de son comportement dans les différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. **(Delevoye-J.P ; 2002)**

Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

Conclusion :

Les techniques de maintenance des collecteurs ne cherchent qu'à reprendre des défauts localisés tels que des infiltrations aux joints ou des casses ponctuelles. Il se produit souvent un phénomène de report des défauts à l'issue d'une réparation ponctuelle sur les éléments voisins de la zone traitée. Ce phénomène ne se produit pas avec les techniques de réhabilitation continue.

Il est donc très important dans une étude de réhabilitation de bien définir les objectifs du traitement. Si le but est de masquer une infiltration ponctuelle ou de traiter une casse ponctuelle, les techniques de maintenance sont parfaitement adaptées. Si par contre le but est de remettre à neuf une canalisation, avec des essais d'étanchéité et une demande de garantie ou de longévité, les techniques de réhabilitation continue sont préférables.

Conclusion Générale

Au terme de ce travail, dans lequel nous avons étudié le fonctionnement du collecteur d'assainissement de (OUED OUCHAIAH)-wilaya d'Alger, le but était d'effectuer une simulation numérique de la réponse du réseau. La série de simulations a été réalisée en utilisant l'un des modèles de calcul disponible qui est le logiciel EPA-SWMM. Après avoir effectué la modélisation physique du réseau en introduisant manuellement tous objets physiques nécessaires à sa caractérisation patrimoniale. La modélisation hydrologique de la transformation pluie-débit a impliqué l'utilisation des fonctions de production et de transfert appropriés dans le but de la fiabilité des résultats, ce qui n'est pas le cas pour les modèles globaux. La simulation du fonctionnement du réseau a fait ressortir les grands points suivants :

- _ Le réseau actuel est mal dimensionné, et ne répond aux exigences hydrauliques assurant son bon fonctionnement
- _ Le risque de débordement est très courant, les aménagements de la zone sont mal protégés contre les désordres causés par les averses orageuses ;
- _ Pour un scénario de fonctionnement avec augmentation de la rugosité (dépôt), le dysfonctionnement hydraulique du réseau est aggravé. Ceci a provoqué plusieurs mises en charge et débordements en plus. Nous recommandons donc un curage du réseau de manière à ne pas atteindre des valeurs critiques de la rugosité pouvant causer des dégâts néfastes suite à l'insuffisance du réseau.

Notre choix s'est porté sur le logiciel EPA-SWMM basé sur le modèle SWMM (*Huber et al*, 1988). EPA-SWMM est une des nombreuses interfaces qui ont été créées pour rendre l'entrée des données et l'utilisation plus conviviales. On trouve une description détaillée dans les manuels d'utilisation.

Le logiciel EPA-SWMM a été principalement choisi pour deux raisons :

- a. Sa puissance et sa rapidité de convergence. La propagation de l'écoulement dans les conduites est représentée par le système complet des équations de Barré De Saint Venant et des schémas de calcul performants sont utilisés ;
- b. Sa popularité. Une large proportion des municipalités et des consultants est très familière avec EPA- SWMM ou l'une de ses interfaces.

EPA-SWMM est un modèle sophistiqué pouvant simuler qualitativement et quantitativement les écoulements dans les bassins de drainage et dans les réseaux d'assainissement, que ce soit dans les conduites, les canaux, les bassins de rétention ou autres.

Suite à la conclusion de ce travail, Il est recommandé que les différentes études de réhabilitation du réseau soient faites par la simulation numérique, au lieu de la méthode classique, utilisée en générale actuellement.

Malgré que la modélisation est plus fiable et donne des résultats optimaux par rapport à la méthode classique, elle reste difficile à appliquer dans un grand nombre de réseaux urbains Algérien à cause de l'absence ou de la non fiabilité des données, surtout avec le manque des enregistrements météorologique (les pluies), et les débits émanant des averses dans le réseau, ce qui constitue une grande difficulté au concepteur pour réaliser l calage des modèles.

Références Bibliographiques

Berland, J.M (2004). « Réhabilitation des réseaux d'assainissement en zone rurale ». Document technique.115p.

Bouhant. Chouaib (2012). «Diagnostic du Réseau d'Assainissement de La ville AHMED RACHDI-Wilaya de MILA - via SWMM». Mémoire de fin d'études. École nationale polytechnique d'Alger.117p.

Bourrier, R.; 1997- Les réseaux d'assainissement (calcul-applications-perspectives). 4^{ème} édition. Ed. Paris. 810p.

Fiche technique FNDAE n° 32 : office national de l'eau (France). 115p.

Julien. Baud (2008). «Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanisé : méthodologie de construction d'un modèle en vue d'une application avec le logiciel pswmm.net». Rapport de Master. École polytechnique fédérale de Lausanne.

Laaziza. Lamraoui (2009). «Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : cas de la ville de Boujaad». Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG et Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II.186p.

Lalande.C (2000), «Diagnostic hydraulique des réseaux d'assainissement». Ecole de technologie supérieure. Projet pour l'obtention de la maîtrise en génie de construction. Montréal, 188p.

LeGauffre .P, Joanis .C, Breyse .D, Gibello C. et Desmulliez .J.J. (2004). « Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbain: guide méthodologique (RERAU)».Paris: Lavoisier.416p.

Lilian. Berterreche et Renaud. Champredonde (2008). «Etude de la génération de crues rapides par la confrontation de deux logiciels».

Manuel du logiciel SWMM5.

Ouallet. David (2008). «Modélisation et diagnostic des réseaux d'assainissement de la Communauté de Communes du Piémont de Barr (67)». Mémoire de fin d'études. École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg.79p.

Rahmoun. Ibrahim (2012). «Indices de dysfonctionnement des réseaux d'assainissement -Simulation du Débordement dans un collecteur -»mémoire de magister en sciences de l'eau. École nationale polytechnique d'Alger.144p.

Sylvain. Fléchais (2011). «Modélisation des effets de la végétalisation en milieu urbain sur les eaux de ruissellement dirigées à l'égout. Mémoire de fin d'études. École de technologie supérieure université du Québec».114p.

Thomas. Roemer (2006) «Recherche et mise place de techniques alternatives en assainissement pluvial sur la commune de Lingolsheim» Mémoire de fin d'études. École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de strasbourg.60p.

Yahiaoui .F. (2000). « Réhabilitation des réseaux d'assainissement visitables et non visitables.» Mémoire de fin d'études. Ecole Supérieure des Géomètres et Topographes. France. 66p.

Sites internet

<http://maps.google.com/maps>

<http://www.pse.ensg.ign.fr/fichchem.php3>

[1] <http://www.startimes2.com>

<http://ww.ingdz.com>

<http://ww.abhcsm.com>