

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -  
Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

## MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes  
Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique  
Option : Hydraulique Urbaine

Thème

**Initiation à l'utilisation du logiciel SewerGEMS pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement pluvial: cas des localités de Naama et Beghadide de Mécheria Wilaya de NAAMA**

Soutenue publiquement le : 29/09/2022

Présentée par :

**M<sup>r</sup> BOUGHEDIR MEDJDOUB**

Devant le jury :

M<sup>r</sup> ROUISSAT Boucherit

M<sup>r</sup> DEBBAL Mohammed Zakaria

M<sup>r</sup> BOUCHELKIA hamid

M<sup>me</sup> BELARBI fadila

Président

Examineur

Encadreur

Encadreur

**Promotion 2021/2022.**

# Remerciement

## Remerciement

*Tous d'abord nous remercions dieu de nous avoir  
Aider à élaborer mémoire.*

*Ce modeste travail est le résultat des efforts consentis tous le  
long mes années universitaires.*

*Je remercie vivement Mr Rahmani Mustapha, chef  
de service d'assainissement au niveau de direction de  
ressource en eau de wilaya de Naama et Mr Meghabar  
Nacereddine directeur de C.T.H (contrôle technique  
d'hydraulique) au niveau de Mecheria pour tous leurs  
aides.*

*Mes vifs remerciements s'adressent à mes encadreur M<sup>r</sup>  
Boucheskia Hamid et M<sup>ème</sup> Belarbi Fadila qui m'ont  
suivi et m'ont orienté pour accomplir ce projet de fin d'études  
sans oublier les membres de jury Mr Kouissat Boucherit  
et Mr Debbal Mohammed Zakaria qui mon honorés en  
examinant ce modeste travail*

*Enfin, il m'est très agréable d'adresser nos vifs  
remerciements à toute personne ayant de près ou de loin  
participé à l'élaboration de ce mémoire*

*Boughedir Medjdoub.*



# dédicaces dédicaces

*C'est par un vif plaisir que je dédie ce modeste travail  
Conçu comme fruit près requis à : À mon dieu  
À celle qui m'a donnée la vie, la tendresse, l'espoir. . . .*

*Qui ma bercée mes nuit, ma très très chère et belle mère  
Khadidja que dieu la protèges*

*À qui m'a donné le soutient le song de ma vie mon père  
Hadj Mohammed*

*Et dédiez-le à la femme honorable Hasima et à mes enfants  
Mohammed Schaib Et Adam.*

*Dédicace spéciale à mon meilleur amie et son oubliée Toutes  
les amies*

*Boughedir Medjdoub.*

## ملخص

حاليا و بفضل تطور برنامج الحاسوب الذي يعتمد على النمذجة القطعية الهيدرولوجية و الهيدروليكية، اصبح من السهل التقدم نحو تحقيق و محاكاة شبكات الصرف الصحي .

هذه الدراسة تركز على تصميم انظمة مجاري العواصف المطرية في ولاية النعامة، تم اقتراح نموذجين من الشبكات، الاول يخص النعامة و الثاني خاص بالبعاديد بالمشربية، حيث تم تنفيذ حساب ابعادهم يدويا بالطريقة النسبية مع محاكاتها مع النموذج الرقمي . SewerGEMS كذلك قد توصلنا الى ابعاد هذه الشبكات على SewerGEMS و ايجاد افضل الحلول لكل المشاكل المصادف لها اثناء دراستها .

**مفتاح كلمات:** الصرف الصحي ، شبكة المطر، تحجيم ، التدفق، اجراء، SewerGEMS

## Résumé :

Actuellement, grâce au développement des programmes informatiques basés sur la modélisation déterministe hydrologique et hydraulique, il est devenu aisé de dimensionner et de procéder à des vérifications des réseaux d'assainissement par simulation de leurs fonctionnements. Cette étude se concentre sur la conception de systèmes d'assainissement pluviaux dans la Willaya de NAAMA. Deux réseaux sont proposés et dimensionnés ; le premier pour Naama et le second pour Beghadide de Mécheria. Leurs dimensionnements sont menés manuellement par la méthode Rationnelle, et par simulation sur le modèle numérique SewerGEMS. Ainsi nous sommes arrivés à dimensionner et simuler sur SewerGEMS ces réseaux et de trouver les meilleures solutions à tous les problèmes rencontrés lors de leurs études

**Mots clés :** Assainissement, Réseau pluviale, dimensionnement, débit, conduite, SewerGEMS.

## Abstract:

Currently, thanks to the development of computer programs based on deterministic hydrological and hydraulic modeling, it has become easy to size and carry out verifications of sewerage networks by simulating their operation. This study focuses on the design of rainwater sanitation systems in the Willaya of NAAMA. Two networks are proposed and dimensioned; the first for Naama and the second for Beghadide of Mécheria. Their sizing is carried out manually by the rational method, and by simulation on the SewerGEMS digital model. Thus, we managed to size and simulate these networks on SewerGEMS and to find the best solutions to all the problems encountered during their studies.

**Keywords:** (SewerGEMS) Sewer Geospatial Engineering Modeling System.



# Liste de figures

## Chapitre I : Généralité sur les réseaux d'eaux pluviales

Figure I.1 : Conduites en béton non armé.....	6
Figure I.2 : Conduite en béton armé.....	6
Figure I.3 : Conduites en amiante – ciment.....	7
Figure I.4 : Conduites en fonte ductile.....	8
Figure I.5 : Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié.....	8
Figure I.6 : Les conduites ovoïdes.....	9
Figure I.7 : Un regard.....	12
Figure I.8 : Un caniveau.....	13
Figure I.9 : Grille de caniveau.....	13
Figure I.10: Bouche à accès latérale.....	14
Figure I.11.Abaque réseau d'eaux usées en système séparatif.....	24
Figure I.12.Abaque réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire.....	25
Figure I.13.Abaque réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation ovoïde.....	26
Figure I.14.Abaque variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire.....	27
Figure I.15.Abaque variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage ovoïde.....	28
Figure I.16. Les hauteurs d'eau en fonction de période des mesures.....	31
Figure I.17. Les hauteurs cumulées en fonction du temps.....	31

## Chapitre II : Présentation de la région d'étude

FigureII.1. La situation géographique de la zone d'étude (Naâma).....	35
FigureII.2.Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (Sebkha).....	36
FigureII.3.Bassins versants des Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (Sebkha).....	38
FigureII.4.Profil en long du thalweg principal.....	38
FigureII.5.Bassin versant extra-muros.....	39
FigureII.6. la variation de la température journalière.....	40
FigureII.7. Variation régionale des précipitations en fonction de l'altitude.....	43

La figure II.8. Débit de crue Oued Rhouiba.....	44
La figure II.9. Débit de crue Oued Rhouiba(1975)...	45
La figure II.10. Débit de crue Oued Rhouiba(1982).....	45
La figure II.11.débit de crue Oued Rhouiba(1982-1986).....	46
Figure II.12. Courbe I.D.F station Mécheria.....	47
Figure II.13.courbe I.D.F.....	49

### **Chapitre III : Présentation du logiciel SewerGEMS**

Figure III.1. Menu fichier (File).....	53
Figure III.2. Menu Edition (Edit).....	54
Figure III.3. Menu Analyse (Analysis).....	54
Figure III.4. Menu Affichage (View).....	55
Figure III.5. Menu Dessin.....	55
Figure III.6. Menu Outils.....	56
Figure III.7. Menu Rapport.....	56
Figure III.8. L'interface de Bentley SewerGEMS version 8i.....	57
Figure III.9. Opération de démarrage de Bentley SewerGEMS version 8i.....	57
Figure III.10. Opération de réglages des unités.....	58
Figure III.11. Réglage des caractéristiques des conduites.....	58
Figure III.12. Spécifier des diamètres des conduits utilisés.....	59
Figure III.13. Spécifier du type des conduits.....	59
Figure III.14. Conversion le tracé DXF vers SewerGEMS.....	60
Figure III.15. Réglage des unités.....	60
Figure III.16. Affiche le tracé en plan sur SewerGEMS.....	61
Figure III.17. Exutoire du réseau d'étude.....	61
Figure III.18. Conduites du réseau d'étude.....	62
Figure III.19. Regards du réseau d'étude.....	62
Figure III.20. Viscosité des conduits.....	63
Figure III.21. Couverture des conduits.....	63
Figure III.22. La pente des conduits.....	64
Figure III.23. Intersection des conduits.....	64
Figure III.24. Sous bassins de la zone d'étude.....	65
Figure III.25. Caractéristique des Sous bassins.....	65
Figure III.26. Evénement pluvieux de la zone d'étude.....	66

Figure III.27. Altitudes des regards.....	66
Figure III.28. Altitudes d'exutoire.....	67
Figure III.29. Débits sur conduites.....	67
Figure III.30. Débits sur Exutoire.....	68
Figure III.31. Profil en long.....	68

#### **Chapitre IV : Dimensionnement des réseaux d'assainissement**

Figure IV.1. Levé topographique application 1.....	74
Figure IV.2. Tracé en plan assainissement application 1.....	75
Figure IV.3. Assemblages des bassins versant application 1.....	76
Figure IV.4. Levé topographique application 2.....	81
Figure IV.5. Plan d'aménagement application 2.....	82
Figure IV.6. Tracé en plan assainissement application 2.....	83
Figure IV.7. Assemblages des bassins versant application 2.....	84

#### **Chapitre V : Simulation sur logiciel SewerGEMS**

Figure V.1. Courbe I.D.F par SewerGEMS.....	91
Figure V.2. Plan de la capacité maximale du réseau d'assainissement application 1.....	93
Figure V.3. Profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) .....	94
Figure V.4. Profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) .....	95
Figure V.5. Profil en long du collecteur secondaire (MH3 à MH4) .....	96
Figure V.6. Profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) .....	97
Figure V.7. Profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) .....	98
Figure V.8. Profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH8) .....	99
Figure V.9. Profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH8) .....	100
Figure V.10. Plan de la capacité maximale du réseau d'assainissement application 2..	103
Figure V.11. Profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) .....	104
Figure V.12. Profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) .....	105
Figure V.13. Profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) .....	106
Figure V.14. Profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) .....	107
Figure V.15. Profil en long du collecteur secondaire (MH6 à MH7) .....	108
Figure V.16. Profil en long du collecteur secondaire (MH8 à MH7).....	109
Figure V.17. Profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH3) .....	110
Figure V.18. Profil en long du collecteur secondaire (MH3 à 0-1).....	111

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Généralité sur les réseaux d'eaux pluviales

Tableau I.1 : Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation.....	10
Tableau I.2. Assemblage des bassins élémentaire.....	18
Tableau I.3.coefficient de ruissellement.....	19

## Chapitre II : Présentation de la région d'étude

TableauII.1.Caractéristiques du bassin versant.....	37
TableauII.2.Moyennes mensuelles des températures (°C).....	41
TableauII.3.Vitesse moyenne mensuelle et énergie du vent dans la région.....	41
TableauII.4. Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%).....	42
TableauII.5.Moyennes mensuelles d'insolation (heures/mois) et radiation (KWh/m <sup>2</sup> /j).....	42
TableauII.6. Estimation de l'ETP (mm).....	42
TableauII.7. Stations pluviométriques considérées dans l'étude hydrologique.....	43
TableauII.8. Caractéristiques des averses dépouillées.....	47
TableauII.9.Quantiles des pluies maximales journalières aux stations.....	48
TableauII.10.Valeurs des Intensités pluviales en mm/min.....	49
TableauII.11.Estimation du temps de concentration (Tc, heures).....	50

## Chapitre IV : Dimensionnement des réseaux d'assainissement

Tableaux IV.1 : Dimensions des temps de concentration des bassins versant application 1.....	77
Tableaux IV.2 : Assemblages des bassins versant application 1.....	77
Tableaux IV.3 : Dimensions des collecteurs application 1.....	78
Tableaux IV.4 : Paramètre hydraulique des collecteurs application 1.....	79
Tableaux IV.5 : Dimensions des temps de concentration des bassins versant application 2.....	85
Tableaux IV.6 : Assemblages des bassins versant application 2.....	85
Tableaux IV.7 : Dimensions des collecteurs application 2.....	86
Tableaux IV.8 : Paramètre hydraulique des collecteurs application 2.....	87



## **Chapitre V : Simulation sur logiciel SewerGEMS**

Tableau V.1. Données des bassins versant simulés par SewerGEMS application 1.....	91
Tableau V.2. Résultats de simulation par SewerGEMS application 1.....	92
Tableau V.3. Données des bassins versant simulés par SewerGEMS application 2....	101
Tableau V.4. Résultats de simulation par SewerGEMS application 2.....	102

## Liste des abréviations

- A**: Surface du bassin versant (ha)  
**C** : Coefficient de ruissellement  
**C<sub>eq</sub>** : Coefficient de ruissellement équivalent à la surface drainée  
**CTN** : Côte naturelle du terrain (m)  
**D<sub>cal</sub>** : Diamètre calculé (m)  
**D<sub>n</sub>** : diamètre normalisé (m)  
**ET** : Evapotranspiration  
**H** : Hauteur de remplissage (m)  
**ha** : hectare  
**i** : Intensité de la pluie  
**I** : Pente (m/m)  
**IDF** : intensité- pluie- débit  
**L** : Longueur du tronçon (m)  
**M** : coefficient d'allongement du bassin versant  
**M<sub>eq</sub>** : coefficient d'allongement équivalent  
**mm** : millimètre  
**m** : mètre  
**m** : coefficient de correction du débit (méthode superficielle)  
**n** : coefficient de Manning  
**P** : précipitation (mm)  
**P** : périmètre du bassin (m)  
**P<sub>maxj</sub>** : hauteur maximale journalière de la pluie (mm)  
**Q** : débit (m<sup>3</sup> /s)  
**Q<sub>ps</sub>** : débit en section pleine (m<sup>3</sup> /s)  
**r<sub>Q</sub>** : Rapport des débits  
**r<sub>H</sub>** : rapport des hauteurs de remplissage  
**r<sub>v</sub>** : rapport des vitesses  
**T<sub>c</sub>** : temps de concentration (minute)  
**T** : période de retour  
**V** : vitesse d'écoulement (m/s)  
**V<sub>(1/10)</sub>** : vitesse correspondante à un dixième du débit (m/s)  
**V<sub>(1/100)</sub>** : vitesse correspondante à un centième du débit (m/s)

# Tables des matières

## Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I : Généralité sur les réseaux d'eaux pluviales

I. Généralité sur les eaux pluviales.....	3
I.1.Définition de l'assainissement.....	3
I.2.Définition d'un réseau d'assainissement.....	3
I.3.Différents systèmes des réseaux d'évacuations.....	3
I.3.1.Système unitaire.....	3
I.3.2.Systèmes séparatifs.....	3
I.3.3 .Le Système Pseudo- séparatif.....	4
I.4.Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	4
I.5.Eléments constitutifs du réseau.....	5
I.6.Les ouvrages principaux.....	5
I.6.1.Les canalisations.....	5
I.6.1.1.Types de canalisations.....	5
I.6.1.1.a.Conduites en béton non armé.....	5
I.6.1.1.b.Conduites en béton armé.....	6
I.6.1.1.c.Conduites en amiante – ciment.....	7
I.6.1.1.d.Conduites en fonte ductile.....	7
I.6.1.1.e.Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié.....	8
I.6.1.1.f.Les conduites ovoïdes.....	9
I.7.Les ouvrages annexes.....	11
I.7.1.Branchements particulières.....	11
I.7.2.Les regards.....	11
I.7.2.1.Regards de visite.....	11
I.7.2.2.Regards de jonction.....	11
I.7.2.3.Regards de chasse.....	11
I.7.2.4.Gargouille.....	12

I.7.2.5.Caniveaux.....	12
I.7.2.6.Bouches d'égout.....	13
I.7.2.7.Déversoirs d'orage.....	14
I.8.Evaluation des débits des eaux à évacuer .....	14
I.8.1.Débits d'eaux pluviales.....	14
I.8.2.Les différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales.....	15
I.8.2.1.Méthode rationnelle.....	15
I.8.2.2.Méthode superficielle (model de Caquot).....	16
I.8.2.2.a.Définition des variables.....	17
I.8.3.Le calcul des sections d'ouvrages.....	20
I.8.3.1.Le dimensionnement des canalisations .....	20
I.8.3.2.Formule de chezy (Ecoulement uniforme .....	20
I.8.3.3.Formule de Manning Strickler.....	21
I.8.4.Contraintes de calage des réseaux.....	22
I.8.4.1.Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires .....	22
I.8.4.2.Conditions d'auto curage.....	22
I.8.4.3.Les abaques de l'instruction technique .....	22
I.8.4.3.a.Utilisation des abaques.....	29
I.8.5.Données hydrologiques.....	30
I.8.5.1.Données pluviométriques .....	30
I.8.5.1.a.Mesure des précipitations .....	30
I.8.5.1.b.Analyse des observations.....	31
I.8.6.Courbes INTENSITE - DUREE - FREQUENCE IDF.....	32
I.8.6.1.Formule de MONTANA.....	32
I.8.6.1.a.Période de retour T .....	33

## **Chapitre II : Présentation de la région d'étude**

II. Présentation de la région d'étude.....	35
II.1.Présentation de la zone d'étude .....	35
II.1.1.Situation géographique.....	35

II.1.2.Les oueds.....	36
II.1.3.Bassin versant .....	36
II.2.Caractéristiques climatiques de la ville de NAAMA.....	40
II.2.1.Les Températures .....	40
II.2.2.Les Vents.....	41
II.2.3.Humidité relative.....	42
II.2.4.Insolation .....	42
II.2.5.Evapotranspiration .....	42
II.2.6.Les précipitations .....	42
II.2.7.Apports de crues.....	44
II.2.8.Plue maximale journalières.....	46
II.2.9.Courbes IDF.....	48
II.2.10.Le temps de concentration.....	50

### **Chapitre III : Présentation du logiciel SewerGEMS**

III. Présentation du logiciel SewerGEMS.....	52
III.1.Définition .....	52
III.2.Aperçu historique du modèle .....	52
III.3.Menu SewerGEMS.....	53
III.3.1.Menu fichier (file) .....	53
III.3.2.Menu Edition (Edit).....	54
III.3.3.Menu Analyse (Analysis) .....	54
III.3.4.Menu Affichage (View).....	55
III.3.5.Menu Dessin .....	55
III.3.6.Menu Outils (Tools).....	56
III.3.7.Menu Rapport .....	56
III.4.Initiation et utilisation du logiciel SewerGEMS.....	57

### **Chapitre IV : Dimensionnement des réseaux d'assainissement**

IV. Dimensionnement d'un réseau d'assainissement.....	70
IV.1.Conception du réseau .....	70

IV.2.Choix de méthode de calcul.....	70
IV.3.Calcul hydraulique par la méthode classique.....	71
IV.3.1.Formules de calcul .....	72
IV.4.Dimensionnement du réseau d'assainissement .....	73
IV.4.1.Application 1.....	74
IV.4.2.Application 2.....	80

### **Chapitre V : Simulation sur logiciel SewerGEMS**

V. Simulation d'un réseau d'assainissement pluvial par SewerGEMS.....	90
V.1. Simulation par SewerGEMS application 1.....	90
V.2.Courbe I.D.F par SewerGEMS application 1.....	90
V.3. Données des bassins versant pour simulation par SewerGEMS application 1.....	91
V.4. Résultats de simulation par SewerGEMS application 1.....	92
V.5. Profile en longue par SewerGEMS application 1.....	94
V.6. Données des bassins versant pour simulation par SewerGEMS application 2.....	101
V.7. Résultats de simulation par SewerGEMS application 2.....	101
V.8. Profile en longue par SewerGEMS application 2.....	104

### **Conclusion Générale**

Conclusion Générale.....	113
--------------------------	-----



# Introduction générale

L'eau sur la terre c'est la vie .c'est un bien commun à toute la population, mais, aussi il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

Depuis l'antiquité l'homme a toujours chercher des méthodes pour son évolution pour mieux vivre et bien organiser sa vie .parmi ces méthodes d'évolution les technique d'urbanisation dont l'assainissement sont les plus remarquable.

En effet en Algérie le problème de l'assainissement se pose dans toutes les régions, à savoir l'étendu de la surface et la dispersion des tissus urbains.

L'assainissement d'une agglomération a pour but de garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et d'hygiène, les inondations et les menaces sur les nappes phréatiques ensuite de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

En fonction du plan d'occupation du sol de la zone, une étude d'un réseau d'assainissement sera projeté ; elle fera appel à une démarche permettant d'entreprendre la conception et le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement sans défaillances à court et à long terme.

Deux réseaux d'eaux pluviales ont été proposés et dimensionné pour la localité de Naama et de Beghadide de Mécheria.

Les calculs hydrauliques des réseaux projetés sont exécutés manuellement à l'aide Excel à la base de la méthode rationnelle, dont les tracés des réseaux et les données spatiales (longueurs des conduite, aires des bassins, pentes, cotes ...) a été facilité par l'AutoCAD.

Le but principal de cette modeste étude est l'initiation à l'utilisation du logiciel SewerGEMS pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement pluvial, Ainsi grâce à des simulations sur ce derniers des réseaux des dites localités ont été redimensionné, et leurs résultats comparés avec ceux des dimensionnements manuels.

Notre étude est répartie en 05 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain :

Chapitre I : Généralité sur les réseaux d'eaux pluviales.

Chapitre II : Présentation de la région d'étude.

Chapitre III : Présentation du logiciel SewerGEMS.

Chapitre IV : Dimensionnement des réseaux d'assainissement.

Chapitre V : Simulation sur logiciel SewerGEMS.

# **CHAPITRE**

## **I**

### **Généralités sur les**

### **réseaux d'eaux**

### **pluviales**

## Chapitre I.

### Généralités sur les réseaux d'eaux pluviales :

#### I.1. Définition de l'assainissement :

L'assainissement des agglomérations, au sens où l'entend la présente a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement [1].

#### I.2. Définition d'un réseau d'assainissement :

Les réseaux d'assainissement urbains sont constitués d'un ensemble de composantes hydrauliques comprenant des conduites, des regards, des puisards, des stations de pompage, des bassins de retenue et différents ouvrages de contrôle [2].

#### I.3. Différents systèmes des réseaux d'évacuations :

Un réseau d'évacuation a pour but d'évacuer les eaux pluviale vers l'égout public celui-ci peut être établie selon l'un des systèmes suivants [3]:

##### I.3.1. Système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Ce système est intéressant par simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé [3].

##### I.3.2. Systèmes séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.

Un réseau pour évacuer les eaux d 'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plupart du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel [3].

- Cout plus élevé que l'unitaire.
- Les risques de commettre des erreurs de branchements.
- Problème de raccordement.

### **I.3.3. Système Pseudo- séparatif :**

Il consiste à évacuer des eaux usées d'origine domestique et industrielle dans une conduite avec une fraction d'eau pluviale provenant généralement des toitures et des espaces privés, L'autre fraction est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux. Il présente même avantage de système séparatif, et les inconvénients sont [3]:

- Risque de commettre des erreurs de branchements.
- Cout un peu élevé.

### **I.4. Choix du schéma du réseau d'évacuation :**

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.

L'implantation des canalisations dans le domaine public [1].

**I.5. Eléments constitutifs du réseau :**

Un réseau d'assainissement constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain ; il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité [4].

Le transport des eaux usées et pluviales s'effectue dans des canalisations ou collecteurs. L'eau s'écoule dans ces conduites par gravité, refoulement ou sous dépression. Les canalisations sont généralement en ciment ou en PVC. Différents ouvrages (pompage et stations de refoulement) sont mis en place afin de faciliter l'acheminement des eaux collectées vers les stations d'épuration lorsque la configuration du terrain rend leur écoulement difficile [5].

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes.

**I.6. Ouvrages principaux :**

Elles correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration. Les ouvrages principaux sont constitués de tuyaux cylindriques ou ovoïdes, ou d'ouvrages visitables pour les grandes évacuations [5].

**I.6.1. Canalisations :**

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables [2].

**I.6.1.1. Types de canalisations :**

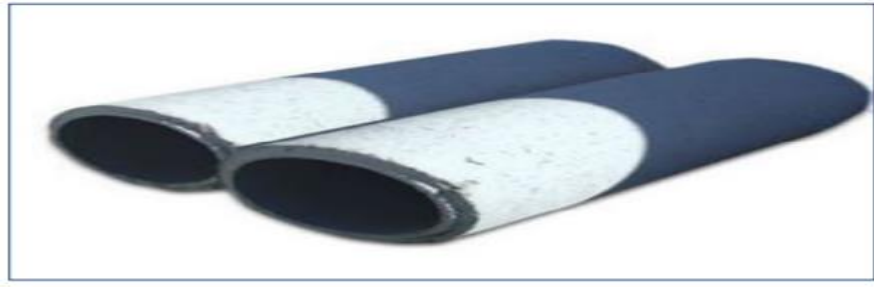
Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau, leur forme et leur destination. On distingue [2].

**a. Conduites en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de



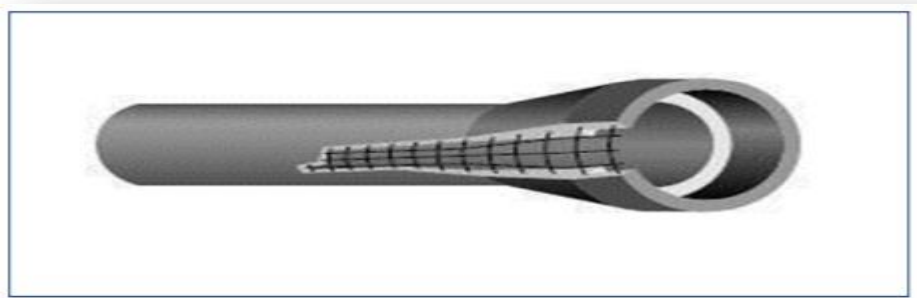
tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables, la figure (I.1) illustre les conduites en béton non armé [6].



**Figure I.1 :** Conduites en béton non armé [7].

#### **b. Conduites en béton armé :**

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 15 cm. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2 m, la figure (I.2) montre les Conduite en béton armé [6].



**Figure I.2 :** Conduite en béton armé [7].

**c. Conduites en amiante – ciment :**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m.

L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre variant entre 100 et 600 mm, il se fait aussi par un joint glissant pour des tuyaux sans emboîtement de diamètres variant entre 700 et 800 mm.

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leur non disponibilité sur le marché pour des diamètres importants, la figure (I.3) illustre les Conduites en amiante – ciment [6].



**Figure I.3 :** Conduites en amiante – ciment [7].

**d. Conduites en fonte ductile :**

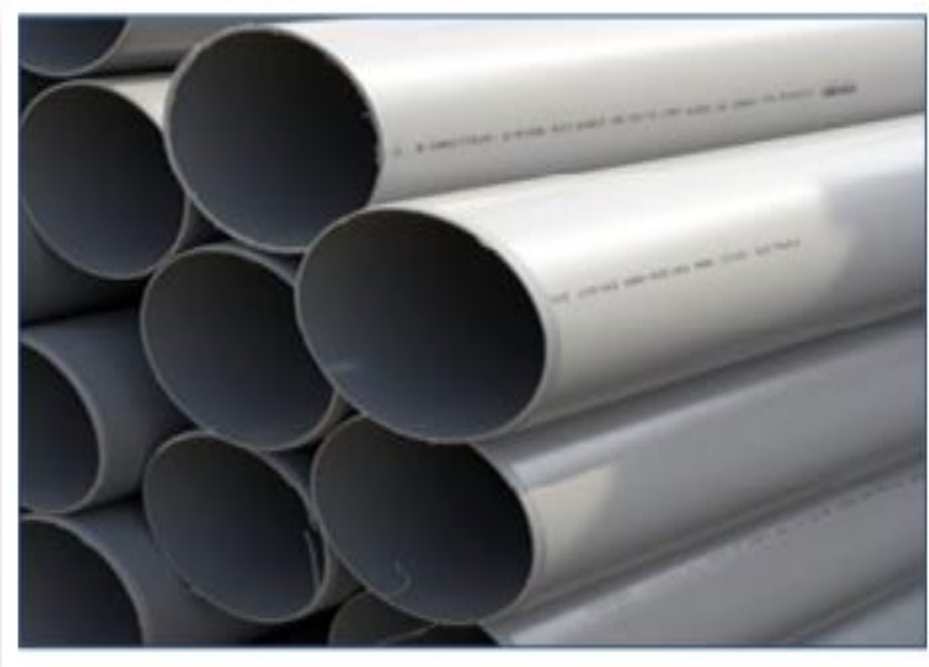
Les tuyaux en fonte ductile (DN jusqu'à 2000 mm) offrent la garantie d'une étanchéité absolue rendant impossible l'infiltration des eaux phréatiques dans la conduite. Ces tuyaux sont en mesure de supporter des charges importantes dues à la profondeur de la fouille ou au trafic routier. Solide, étanche, et de longue durée de vie. En assainissement, la fonte ductile est un gage de sécurité, la figure (I.4) montre les Conduites en fonte ductile [8].



**Figure I.4 :** Conduites en fonte ductile [7].

**e. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :**

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m, la figure (I.5) illustre les Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié [6].



**Figure I.5 :** Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié [7].

**f. Conduites ovoïdes :**

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau.

Certains conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux a petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'auto curage). la longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentés soit en béton arme ou en béton non arme, la figure (I.6) illustre les conduites ovoïdes [6].



**Figure I.6 :** Les conduites ovoïdes [7].

Le tableau suivant résume tous les types de tuyaux mentionnés ci-dessus, (Tableau I.1) résume les Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation.

**Tableau I.1 :** Caractéristiques, avantages et inconvénients des matériaux de canalisation [9].

Type de conduite	Caractéristiques	Avantages	Inconvénients
<b>Béton</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gamme à partir de DN300 mm.</li> <li>- Projets réalisés sur mesures.</li> <li>- Joints à emboîtements.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Meilleurs rapports Qualité/Prix pour les diamètres &gt; 400 mm.</li> <li>- Fabrication locale et utilisation très maîtrisée.</li> <li>- Application d'une norme qualité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessité des mesures de protection en milieu agressif</li> </ul>
<b>Amiante Ciment</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gamme de diamètre de DN 60 à DN 800 mm.</li> <li>- Gamme de pièces de raccords standards étendue.</li> <li>- Joints à emboîtements.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Faible rugosité.</li> <li>- Bonne résistance à l'agressivité des eaux et des sols.</li> <li>- Coût faible</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diamètre disponible inférieur à 1000 mm.</li> <li>- Risque de Santé à la fabrication.</li> <li>- Nécessité de protection des ouvriers contre les risques liés à l'inhalation de l'amiante.</li> </ul>
<b>Fonte ductile</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Masse volumique égale 7000 à 7300 kg/m<sup>3</sup>.</li> <li>- Résistance à la traction égale 1800 à 2500 Kg/cm<sup>2</sup>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Disponible pour tout diamètre.</li> <li>- Très bonne résistance.</li> <li>- Supporte des pressions élevées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût élevé.</li> <li>- Plus difficile en pose</li> </ul>
<b>PVC</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Densité = 1,4.</li> <li>- Résistance à la traction égale 550 kg/cm<sup>2</sup>.</li> <li>- Résistance à la compression = 800 kg/cm<sup>2</sup>.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Matériau hydrauliquement lisse (pertes de charges faibles).</li> <li>- Légers.</li> <li>- Résistants.</li> <li>- Isolants thermiquement.</li> <li>- Coût moins cher.</li> <li>- Résistance à la corrosion.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessité d'un lit de pose soigné.</li> <li>- Pièces spéciales chères.</li> <li>- Linéaire tuyau limité.</li> </ul>

**I.7. Ouvrages annexes :**

Ils constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau. On citera :

**I.7.1. Branchements particulières :**

Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte. En particulier, ils devront répondre au règlement sanitaire qui stipule que pour éviter le reflux des eaux d'égout dans les caves, et les sous-sols, les branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations capables de résister à la pression correspondant à la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique [10].

**I.7.2. Les regards :**

Leur rôle est de permettre les branchements, les changements de pente et de direction, l'accès au réseau, le curage et l'entretien des ouvrages ainsi que l'aération du réseau.

L'espacement et l'emplacement des regards dépendent de la topographie du site et de leur vocation [4].

On distingue trois types de regards :

**I.7.2.1. Regards de visite :**

On prévoit des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations [11].

**I.7.2.2. Regards de jonction :**

C'est le point de rencontre de deux canalisations de même ou de différents diamètres [9]

**I.7.2.3. Regards de chasse :**

Ceux-ci jouent le rôle de déversoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, par conséquent il y risque d'obturer la conduite par les éléments qui se déposent, afin d'entraîner ces derniers, le regard de chasse envoie un volume d'eau important pour dégager ces dépôts. Ces regards sont placés dans le corps du réseau aux points où les dépôts tendent à s'accumuler, (Figure I.7) illustre Un regard [11].





**Figure I.7 :** Un regard [7].

#### **I.7.2.4. Gargouille :**

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas d'égout à proximité immédiate.

Par contre, lorsqu'un tel égout sera construit, on aura intérêt à supprimer ces gargouilles et à raccorder les eaux pluviales qu'elles recueillient à l'ouvrage public [12].

#### **I.7.2.5. Caniveaux :**

Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à la collecte des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir s'il y en a un.

Dans le cas de trottoir, ils sont constitués par une surface pavée ou une dalle préfabriquée et une bordure.

Dans les petites agglomérations à caractère rural ou sur les voies de desserte secondaires on pourra se contenter d'accotements dérasés et de fossés latéraux pour la recette des eaux pluviales, (Figure I.8) illustre Un caniveau [12].



**Figure I.8 :** Un caniveau [7].

#### **I.7.2.6. Bouches d'égout :**

Une bouche d'égout est un élément propre au réseau d'égout pluviale et unitaire, elle a pour fonction de collecter habituellement à la bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, (Figure I.9) illustre Grille de caniveau et La (Figure I.10) illustre Bouche à accès latérale., afin que celle-ci puisse être acheminé vers l'égout pluviale ou unitaire, on distingue:

- Bouche à accès latérale (avaloir).
- Bouche à accès sur le dessus (grille de caniveaux) [1].



**Figure I.9 :** Grille de caniveau [7].



**Figure I.10:** Bouche à accès latérale [7].

#### **I.7.2.7. Déversoirs d'orage :**

Les déversoirs d'orage sont destinés à laisser passer, en direction du milieu récepteur le plus proche, une fraction importante du débit d'orage au-dessus d'un seuil prédéterminé correspondant en général au niveau supérieur de la tranche d'eau équivalente au débit des eaux usées (débit de pointe de temps sec) et de petite pluie.

Dans certains cas, ces ouvrages devront être munis d'une vanne étanche afin de s'opposer aux crues du milieu récepteur et par conséquent à l'introduction dans les égouts de flots parasites [10].

#### **I.8. Evaluation des débits des eaux à évacuer :**

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie [2].

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer [3].

##### **I.8.1. Débits d'eaux pluviales :**

Les seules quantités d'eaux à évacuer qui ne proviennent pas de la distribution sont les pluies. Pour déterminer les débits pluviaux à évacuer, on se basera sur les connaissances hydrologiques des fortes averses.

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle [13].

## **I.8.2. Différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales :**

### **I.8.2.1. Méthode rationnelle :**

C'est la méthode la plus utilisée en Algérie dans la formule de base très simple [14].

$$Q=K.C.i.A.....(I.1)$$

Avec :

Q : débit maximum d'eau pluvial (m<sup>3</sup> /s).

A : air du bassin (ha).

C : coefficient de ruissellement.

i : intensité de la pluie (mm/h).

K : coefficient de conversion des unités.

Cette méthode elle valable juste pour des petites agglomérations dont la surface est inférieure ou égale à 200 ha.

Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration  $t_c$  du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul.

Elle admet les trois hypothèses suivantes :

- le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration. A ce moment-là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit,
- le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration

Soit  $i_M = a \cdot t_c^{-b}$

- le débit de pointe a la même période de retour T que l'intensité  $i_M$  qui le provoque. Ceci suppose le coefficient de ruissellement C soit constant.

Cette méthode est encore utilisée pour déterminer l'apport pluvial d'une plate-forme routière, la formule utilisée pour calculer le temps de concentration étant en général celle du service routier, formule de KIRPICH.

$$T_c = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot I^{0,385} \dots\dots\dots(I.2)$$

Avec

$T_c$  : temps de concentration en minute

L : longueur du parcours de l'eau en m

I : pente selon le parcours de l'eau en mètre par mètre.

**I.8.2.2. Méthode superficielle (model de Caquot) :**

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression [14].

La méthode superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(f) = K \frac{1}{\bar{v}} \cdot I \frac{v}{\bar{v}} \cdot C \frac{1}{\bar{v}} \cdot A \frac{w}{\bar{v}} \dots\dots\dots(I.3)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de a (F) et de b (F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation.

$$I(t, F) = a(F) \cdot t^{b(F)} \dots\dots\dots (I.4)$$

$$b(F) = b - 1 \dots\dots\dots (I.5)$$

$$a(F) = p_{24} \cdot \frac{Tc}{24} \cdot (b - 1) \dots\dots\dots (I.6)$$

K : est un coefficient d'expression. (K=(0.5b(F). a(F))/6,6)

U : est un coefficient d'expression (u=1 + 0,287 b(F)).

V : est un coefficient d'expression (v= - 0,41 b(F)).

W : est un coefficient d'expression (w=0,95 + 0,507 b(F)).

Q(F) : est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en (m3 /s).

i (t, F) : est l'intensité maximale de la pluie de durée t, de fréquence de dépassement (F), (i) est exprimé en millimètres par minute et (t) en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

I : est la pente moyenne du collecteur principale en (mètres par mètre).

C : est le coefficient de ruissellement.

A : est la superficie du bassin versant (en hectares).

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 »

La méthode superficielle conduit à déterminer le débit à partir des caractéristiques physiques de bassin versant.

Pour M≠2 on détermination de m (Coefficient correcteur).

$$m = (M/2)^{0,7b} \dots\dots\dots (I.7)$$

Le calcul des débits est effectué pour chaque sous bassin puis dans chaque branche du réseau suivant un principe d'assemblage dépendant de la structure du réseau (assemblage en série ou en parallèle). Le débit résultant est recalculé par la formule de CAQUOT sur un bassin équivalent au groupement de ces bassins. Les paramètres A<sub>eq</sub> (surface équivalente), C<sub>eq</sub> (Coefficient de ruissellement équivalent), I<sub>eq</sub> (pente équivalente) et M<sub>eq</sub> (allongement équivalent) sont obtenus à partir des caractéristiques des bassins élémentaires par deux familles de relations, l'une pour les groupements en

série, l'autre pour les groupements en parallèle, (Tableau I.2) résume Assemblage des bassins élémentaire.

Ces paramètres seront déterminés par application des formules suivantes :

**Tableau I.2.** Assemblage des bassins élémentaire [14]

Paramètres équivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_i \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\left(\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}\right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_i \cdot A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum I_i \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pj}Max)}{\sqrt{\sum A_j}}$

**I.8.2.2.a. Définition des variables :**

- **Surface A :**

A : surface drainée en amont du point où l'on effectue le calcul de  $Q_p$  [14].

- **La pente moyenne I:**

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs « $L_K$  » de pente sensiblement constante « $I_K$  », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante [14] :

$$I_{eq} = \left(\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}\right)^2 \dots \dots \dots (I.8)$$

Avec :

$L_i$  : le plus long cheminement hydraulique.

$I_i$  : pentes du bassin.

- **Allongement des bassins versant M :**

Selon leur disposition (en série ou en parallèle), il est caractérisé par un coefficient à tel que [14]:

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \dots \dots \dots (I.9)$$

L : longueur (en hectomètres) du plus long cheminement hydraulique.

A : surface du bassin (en hectares).

- **Coefficient de ruissellement C :**

Représente Le taux d'imperméabilisation, il donné par cette formule [14]:

$$C = \frac{A_{imp}}{A} \dots \dots \dots (I.10)$$

Avec :

$A_{imp}$  : surface de la partie imperméable.

**A** : surface totale du bassin versant.

De nombreuses expériences ont été réalisées sur différents types de surface, (Tableau I.3) on obtient les coefficients de ruissellement suivants :

**Tableau I.3.**coefficient de ruissellement [14]

Types de surface-habitation	C
Surface totalement imperméable, habitation très dense	0.9
Terrasse, habitation dense	0.7
Voie non goudronnée	0.37
Pavage (pierre) à large joint	0.6
Jardin (espace vert)	0.1
Allés en gravier, habitation résidentielle	0.2
Surface boisée, habitation peu dense	0.05

Si le bassin versant est composé de plusieurs surfaces, il faut calculer le coefficient moyen ( $C_{moy}$ ).



$$C_{moy} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \dots \dots \dots (I.11)$$

### I.8.3. Calcul des sections d'ouvrages :

#### I.8.3.1. Dimensionnement des canalisations :

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement [3].

#### I.8.3.2. Formule de Chezy (Ecoulement uniforme) :

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY [3].

$$V = C \sqrt{Rh} \cdot I \dots \dots \dots (I.12)$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

R : Rayon hydraulique avec  $R = S / P$ .

S : section mouillée en m<sup>2</sup>.

P : périmètre mouillé en m.

I : Pente de l'ouvrage en m/m.

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN.

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \dots \dots \dots (I.13)$$

$\gamma$  est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

#### - Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses [3].

Le coefficient de Bazin  $\gamma$  peut être pris à 0,46. C peut donc être représenté approximativement par l'expression  $C = 60 \cdot R^{1/4}$ .

On obtient donc :

$$V=60.R^{\frac{3}{4}}. I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (I.14)$$

Et le débit capable de l'ouvrage  $Q_c$  :

$$Q_c = V.S = 60.R^{\frac{3}{4}}. I^{\frac{1}{2}}. S \dots \dots \dots (I.15)$$

$Q_c$  : en  $m^3 /s$

$V$  : en  $m/s$

$S$  : en  $m^2$

**I.8.3.3. Formule de Manning Strickler (in[3]) :**

$$C=K.R^{\frac{1}{6}}$$

$$C=K.R^{\frac{2}{3}}. I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_c=V.S=K.R^{\frac{2}{3}}. I^{\frac{1}{2}}. S \dots \dots \dots (I.16)$$

$K$  = Coefficient de Manning – Strickler.

$S$  = Section mouillée de l'ouvrage au  $m^2$ .

$P$  = Périmètre mouillé de l'ouvrage en  $m$ .

$R$  = Rayon hydraulique de l'ouvrage  $S/P$  en  $m$ .

$I$  = Pente longitudinale de l'ouvrage en  $m/m$ .

$V$  = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en  $m/s$ .

$Q_c$  = Débit capable de l'ouvrage en  $m^3 /s$ .

Valeurs courantes de  $K$  utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD,... :  $K = 70$  à  $80$ .
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée :  $K = 40$  à  $45$ .
- Fossés profonds engazonnés :  $K = 25$  à  $30$ .

**I.8.4. Contraintes de calage des réseaux :****I.8.4.1. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires :**

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont [14]:

- diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- pente minimum : 0,003 m/m
- Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- couverture minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro curage des réseaux ou une visite par caméra.
- regard à chaque changement de pente ou de direction.
- vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité. Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

**I.8.4.2. Conditions d'auto curage :**

Les faibles vitesses favorisent la sédimentation dans les collecteurs d'assainissement lors des périodes de faibles débits. L'accumulation des sédiments induit une réduction des sections mouillées. Cela diminue les capacités hydrauliques et modifie les caractéristiques de l'écoulement. Tout cela peut entraîner des dysfonctionnements des réseaux. Afin d'éviter la formation de dépôt, on vérifie lors du dimensionnement la vitesse de l'auto- curage [15].

- Pour 1/10 du débit à pleine section :  $V \geq 0,60$  m/s (quand  $r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} = 0,1$  ;  $r_v = \frac{V}{V_{ps}} = 0,55$  donc on vérifiera que  $VPS \geq 1$  m/s).
- Pour 1/100 du débit à pleine section :  $V \geq 0,30$  m/s [16].

**I.8.4.3. Les abaques de l'instruction technique :**

Elles représentent la relation de Chézy  $V=C\sqrt{Rh.I}$  [14]

Complétée par la formule de Bazin  $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}}$

L'hypothèse est donc faite d'un écoulement uniforme, avec :

$\gamma = 0,25$  en eaux usées  $\Rightarrow$  abaque ab3

$\gamma = 0,46$  en eaux pluviales ou en unitaire  $\Rightarrow$  abaque ab4

Ces abaques sont construits pour le débit à pleine section avec :

$$Rh = \frac{\frac{\pi \Phi^2}{4}}{\pi \Phi} \dots \dots \dots (I.17)$$

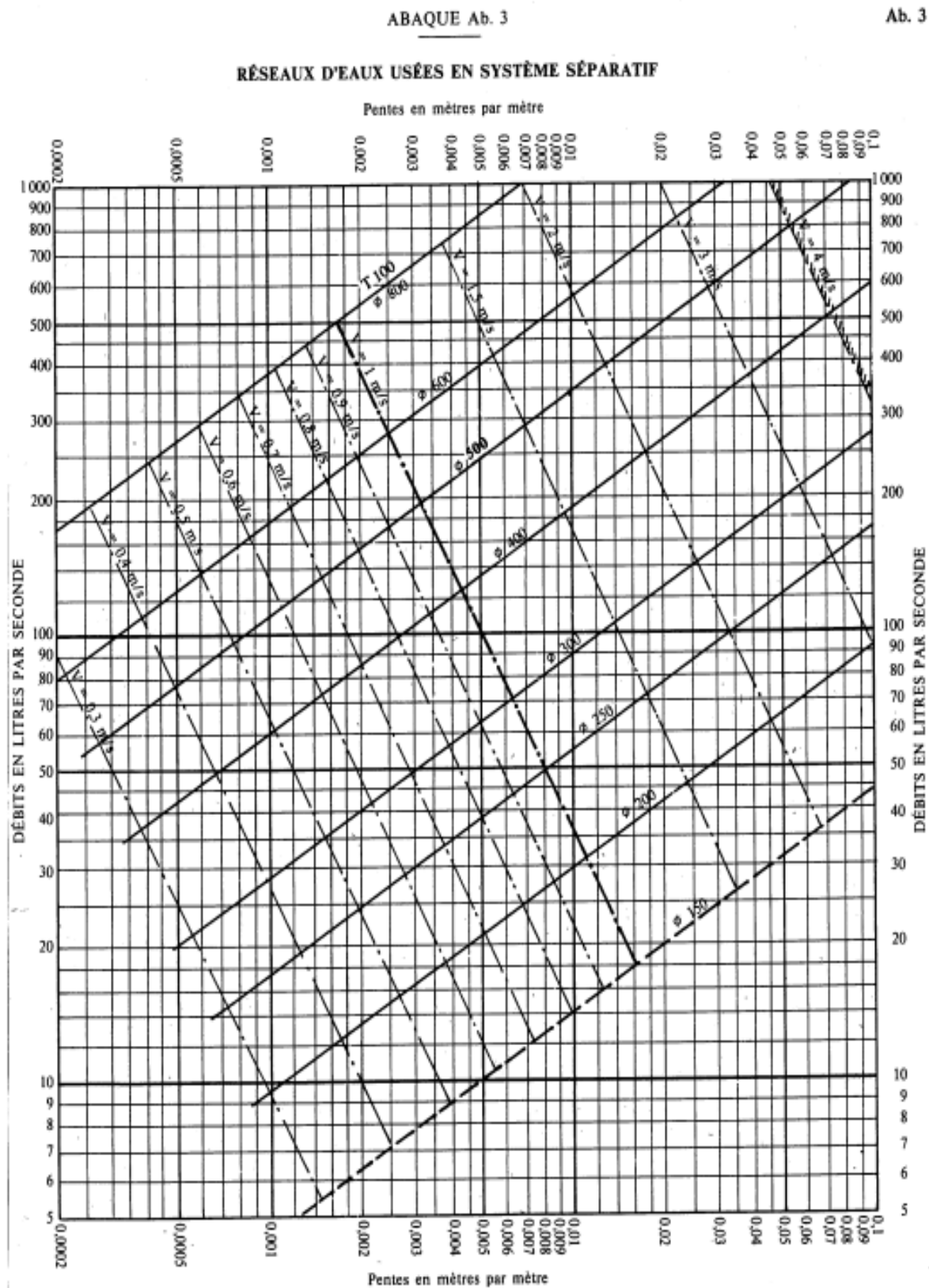


Figure I.11. Abaque pour réseau d'eaux usées en système séparatif [14]

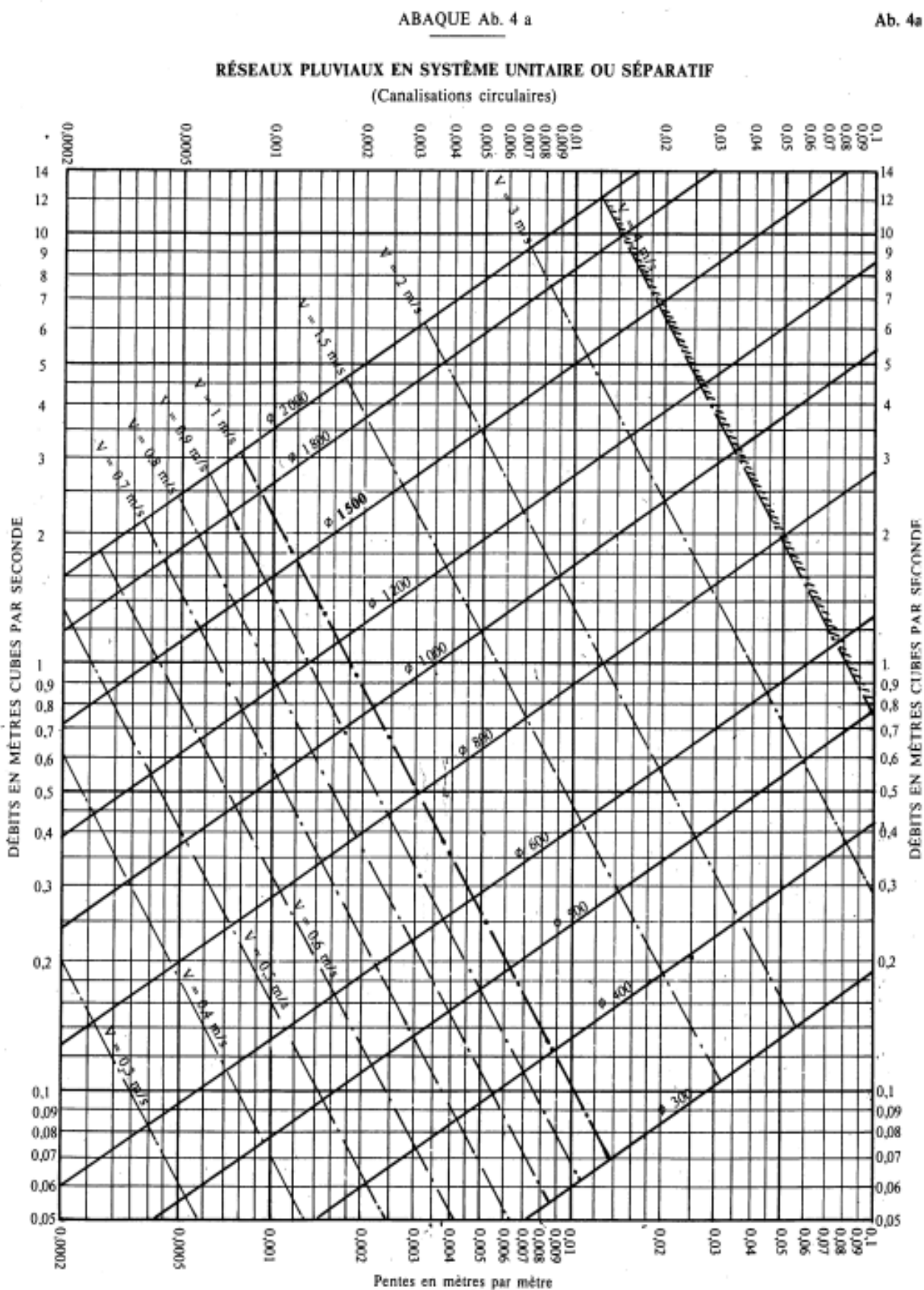


Figure I.12. Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation circulaire [14]



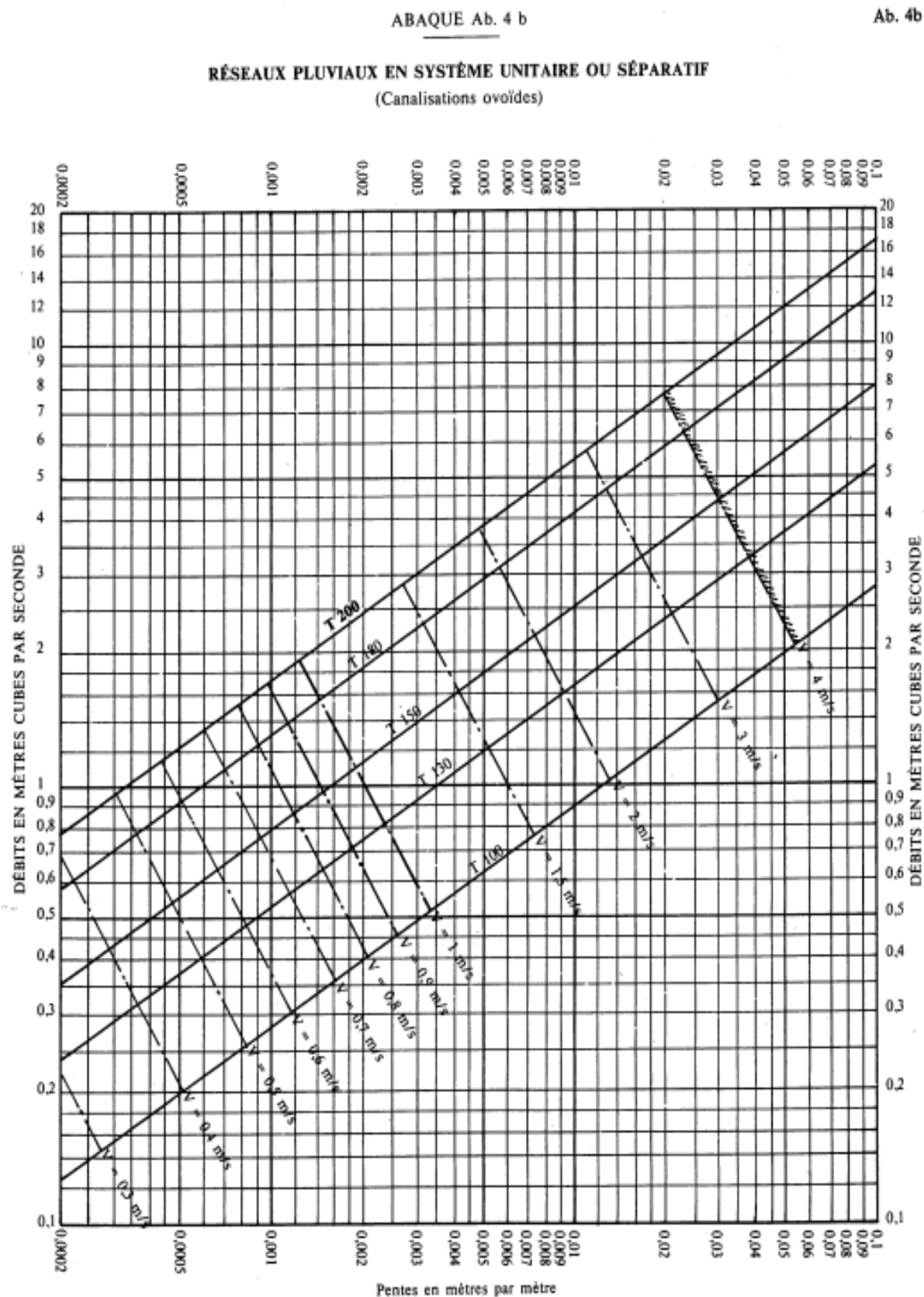


Figure I.13. Abaque pour réseau pluviaux en système unitaire ou séparatif canalisation ovoïde [14]

ABAUQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

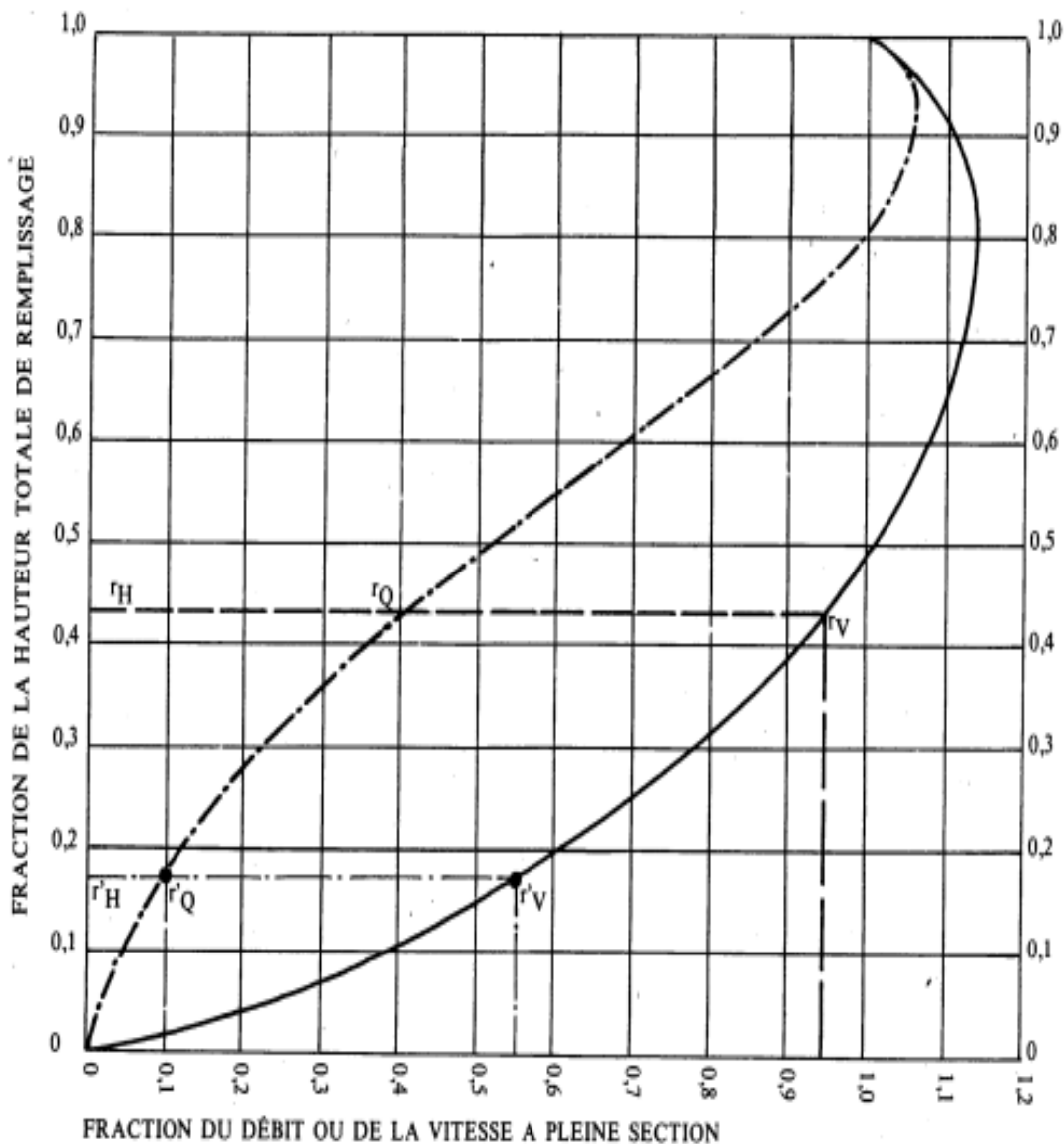


Figure I.14. Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage circulaire [14]



ABAUQUE Ab. 5

Ab. 5 (b)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

b) Ouvrages ovoïdes normalisés

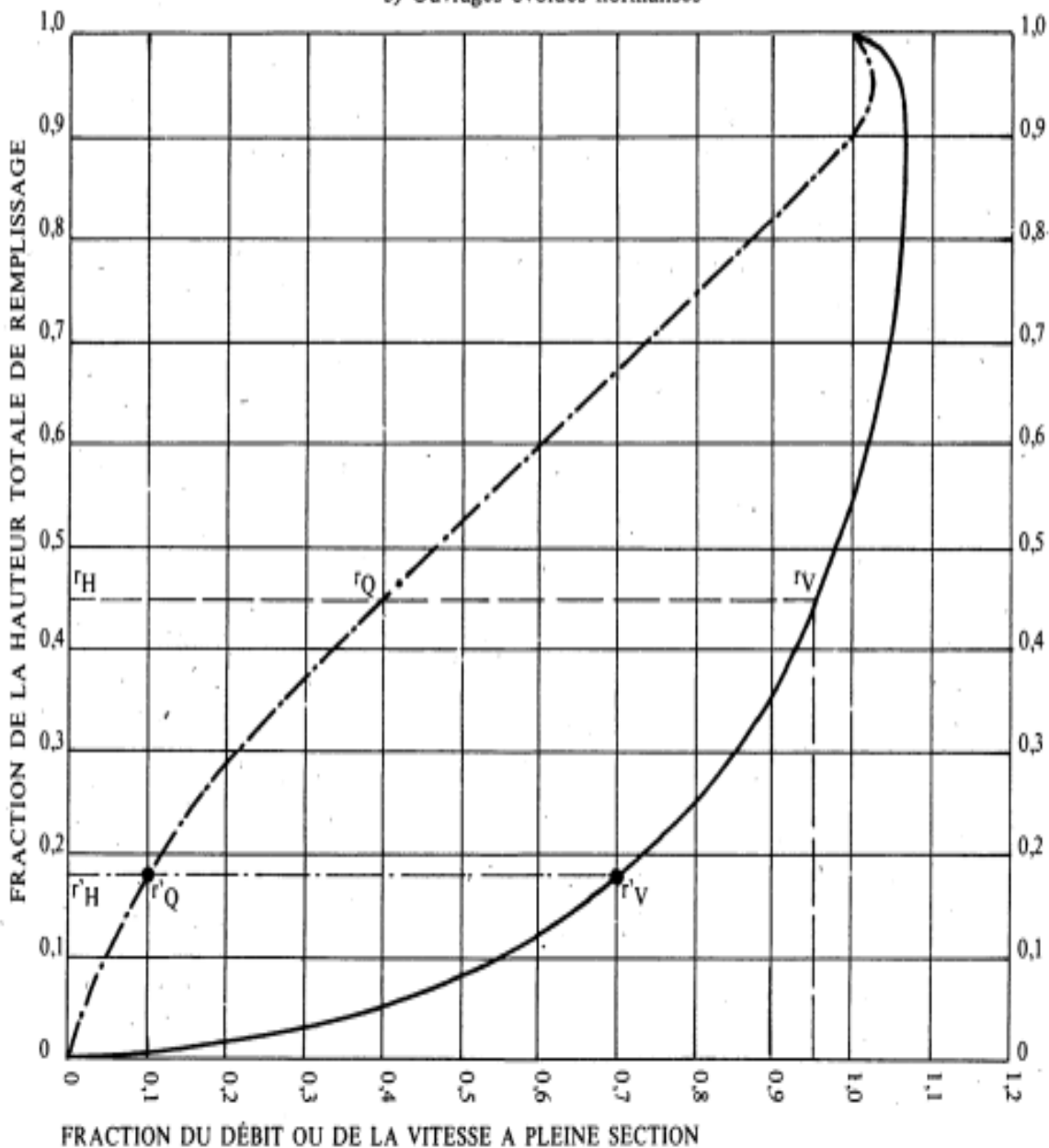
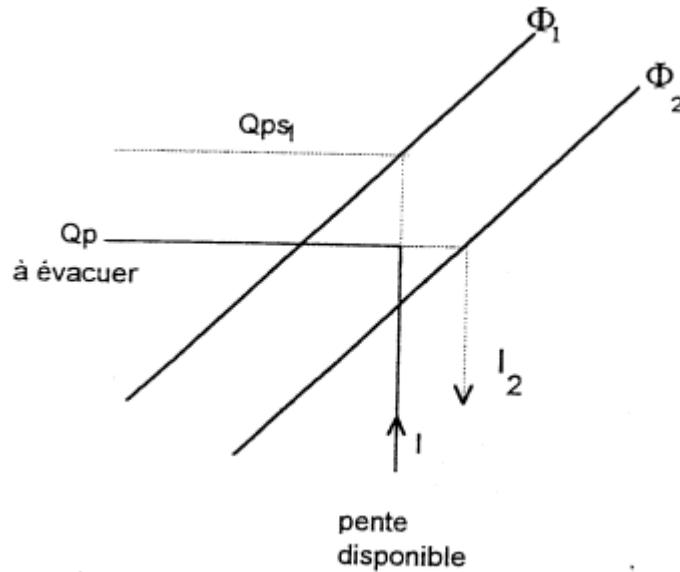


Figure I.15. Variation des débits et vitesses en fonction du remplissage ouvrage ovoïde [14]

a. Utilisation des abaques:

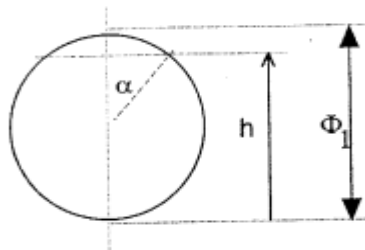
- Choix du diamètre : [14]



- choix par excès  $\Phi_1$  : le débit à pleine section est supérieur au débit de pointe à évacuer.  $Q_{ps1} > Q_p$
- choix par défaut  $\Phi_2$  : la pente nécessaire à l'écoulement à surface libre  $I_2$  est supérieure à  $I_1$  pente disponible. Il en résulte un risque de mise en charge du réseau, ce qui doit être évité (remontée des eaux chez les riverains).

-Hauteur de remplissage - vitesse d'écoulement :

Le choix du diamètre étant fait par excès, il peut être nécessaire de connaître la vitesse de l'écoulement ou la hauteur de remplissage  $h$  [14].



$$h = R + R \cdot \cos \alpha \dots \dots \dots (I.18)$$

- Section mouillée : [14]

$$S(\alpha) = \pi R^2 - \alpha R^2 + \frac{1}{2} R \cos \alpha \cdot 2R \sin \alpha = (\pi - \alpha + \cos \alpha \sin \alpha) R^2 \dots \dots (I.19)$$

- **Périmètre mouillé** : [14]

$$P(\alpha) = 2\pi R - 2\alpha R = 2R(\pi - \alpha) \dots\dots\dots(I.20)$$

En déduit le rayon hydraulique  $R_H = S/P$  et la vitesse de l'écoulement.

$$V(\alpha) = C\sqrt{RHI} \dots\dots\dots(I.21)$$

### I.8.5. Données hydrologiques :

Le calcul des débits de pointe en différents points d'un réseau d'eaux pluviales pour un événement pluvieux d'occurrence donnée (décennale, centennale etc...) dans une région précise du territoire, nécessite évidemment [14] :

- une bonne connaissance statistique des précipitations qui peuvent s'y produire.
- une définition précise des caractéristiques des bassins versants, (c'est à dire des surfaces drainées en amont des points où s'effectuent les calculs), qui sont les opérateurs de la transformation de la pluie en débit.

#### I.8.5.1. Données pluviométriques :

##### a. Mesure des précipitations :

Les précipitations sous forme de pluie ou de neige sont mesurées dans des stations pluviométriques où les relevés se font soit manuellement (pluviomètres), soit à l'aide d'appareils enregistreurs (pluviographes) [14].

- **Hauteur d'eau précipitée** :

Si à travers une section de  $1\text{m}^2$  on a recueilli au bout de un an 875 litres d'eau, ce volume représente une hauteur de 875 mm, on dira qu'il est tombé une hauteur  $H = 875$  mm en un an [14].

$$1 \text{ mm d'eau} \approx 1 \text{ litre/m}^2$$

- **Pluviomètre** :

Relevé manuel de la hauteur précipitée toutes les 24 heures [14].

- **Pluviographe** :

Enregistre la hauteur d'eau tombée toutes les 10 minutes en général [14].

### b. Analyse des observations :

Les observations effectuées sont exploitées sous différentes formes énumérées ci-après [14]:

#### - Histogramme :

Graphique chronologique où l'on porte en ordonnées les hauteurs d'eau en mm et en abscisse la période des mesures [14].

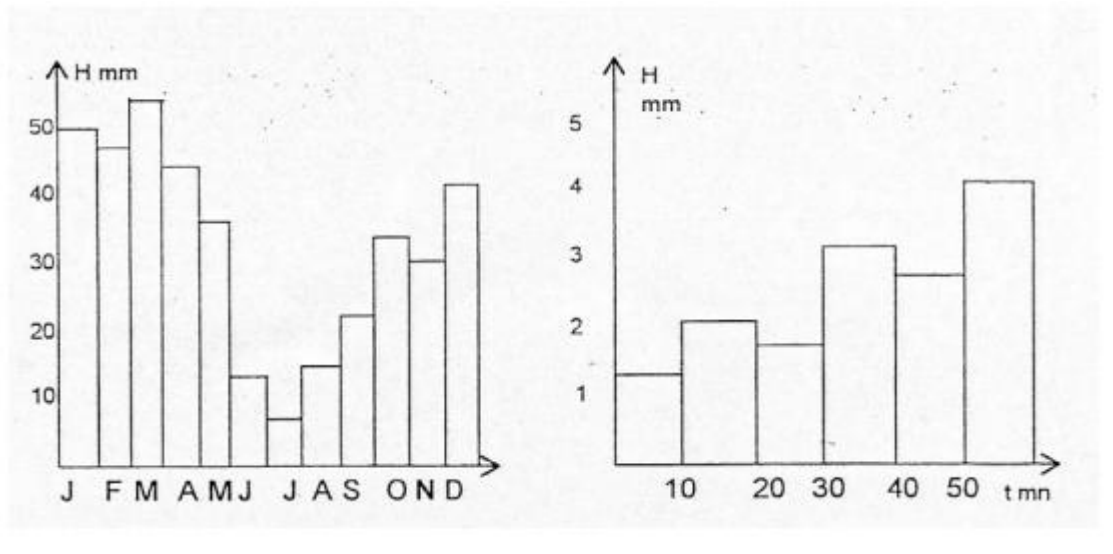


Figure I.16. Hauteurs d'eau en fonction de période des mesures

#### - Courbe des hauteurs cumulées :

Hauteur cumulée en fonction du temps [14].

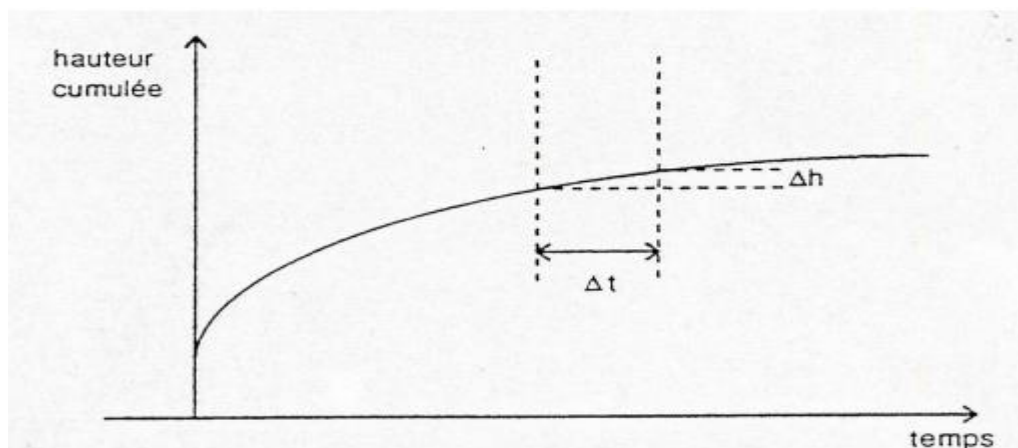


Figure I.17. Hauteurs cumulées en fonction du temps

- **Intensité de précipitation :**

Supposons que l'on ait enregistré au pluviographe la courbe des hauteurs cumulées pour une averse.

Pour un intervalle de temps  $\Delta t$  on lit sur la courbe la variation  $\Delta h$  correspondante.

L'intensité moyenne associée à l'intervalle de temps  $\Delta t$  est définie par le rapport :

$$i_M = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots (I.22)$$

En déplaçant les deux verticales espacées de  $\Delta t$  le long de la courbe, on lira pour chaque position la valeur de  $\Delta h$ . L'intensité moyenne maximale de l'averse associée à la valeur  $\Delta t$  est définie par :

$$i_M = \max\left(\frac{\Delta h}{\Delta t}\right) = \frac{\max(\Delta h)}{\Delta t} \dots \dots \dots (I.23)$$

On recommence l'expérience pour une nouvelle valeur de  $\Delta t$  et l'on constatera que l'intensité moyenne maximale diminue quand  $\Delta t$  augmente [14].

**I.8.6. Courbes INTENSITE - DUREE - FREQUENCE « IDF » :**

**I.8.6.1. Formule de MONTANA:**

Au stade actuel de nos connaissances, les intensités de précipitations sont considérées comme des variables aléatoires. C'est donc en termes de risque de défaillance, que seront dimensionnés les ouvrages d'assainissement. Aussi les hydrologues ont-ils cherché à définir des évènements auxquels pouvait être associée une probabilité d'occurrence. Les modèles pluviométriques utilisés sont par conséquent des modèles probabilistes empiriques. Dans les méthodes visant à déterminer le débit de pointe d'écoulement en un point du réseau, il est d'usage d'avoir recours aux courbes « intensité - durée - fréquence » traduisant l'évolution de l'intensité moyenne maximale  $i_M$  en fonction de la durée de l'intervalle de temps  $\Delta t$  et de la fréquence d'occurrence  $F$ , dont la formulation analytique correspond à la formule de MONTANA [14].

$$I_M(t, F) = a \cdot t^{-b} \dots \dots \dots (I.23)$$

a et b sont des paramètres hydro-climatique qui dépendent de la période de retour T ou de la fréquence de pluie

$$T = \frac{1}{F} \dots\dots\dots(I.24)$$

✓ **Période de retour T :**

Considérons une valeur particulière P de l'intensité moyenne maximale :

$$i_M = P \dots\dots\dots(I.25)$$

Si dans l'analyse des observations portant sur N années, on observe n évènements ayant dépassé cette intensité, la période de retour T de la valeur P est définie par le rapport

$$T = N/n \dots\dots\dots(I.26)$$

Pour T = 10, la valeur P est dite décennale.

La période de retour T apparaît comme une durée moyenne. Il peut donc se produire plusieurs « pluies décennales » successivement comme il peut ne pas s'en produire pendant plusieurs décennies [14].

# **CHAPITRE**

## **II**

### **Présentation de la région d'étude**

## Chapitre II.

### Présentation de la région d'étude

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet, elle permet de rassembler toutes les caractéristiques du bassin. [17]

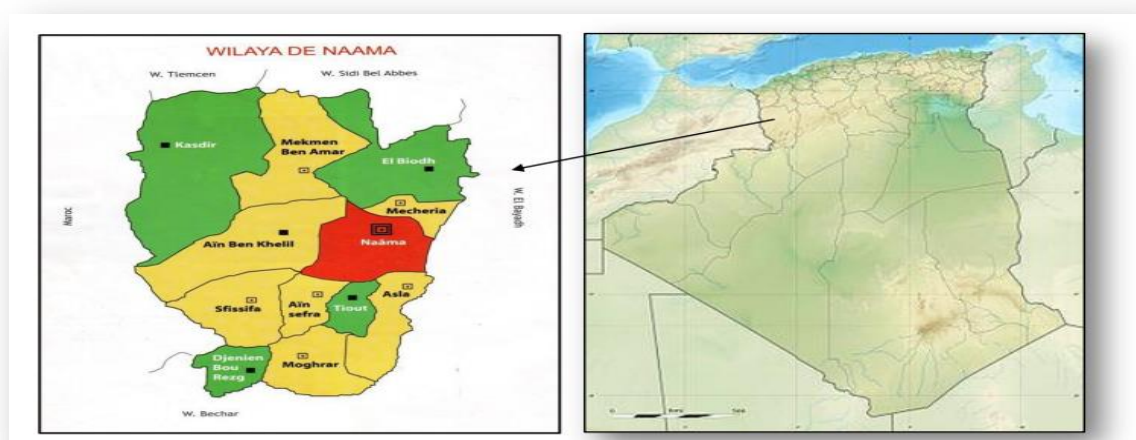
#### II.1. Présentation de la zone d'étude :

##### II.1.1. Situation géographique :

La wilaya de Naâma, est une wilaya frontalière avec le royaume du Maroc, est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Tlemcen et Sidi-Bel-Abbès.
- A l'Est par la wilaya d'El bayadh.
- Au Sud par la wilaya de Béchar.
- A l'Ouest par la frontière algéro-marocaine.

La zone concernée par cette étude est la partie Sud-Ouest des hautes plaines oranaises. Elle se rattache administrativement à la Wilaya de Naâma. Cette dernière est issue du dernier découpage administratif de 1984. Elle se compose de 07 Dairas regroupent 12 communes, elle est située entre l'Atlas tellien au Nord et l'Atlas Saharien au Sud, (FigureII.1) représente La situation géographique de la zone d'étude (Naâma). [17]

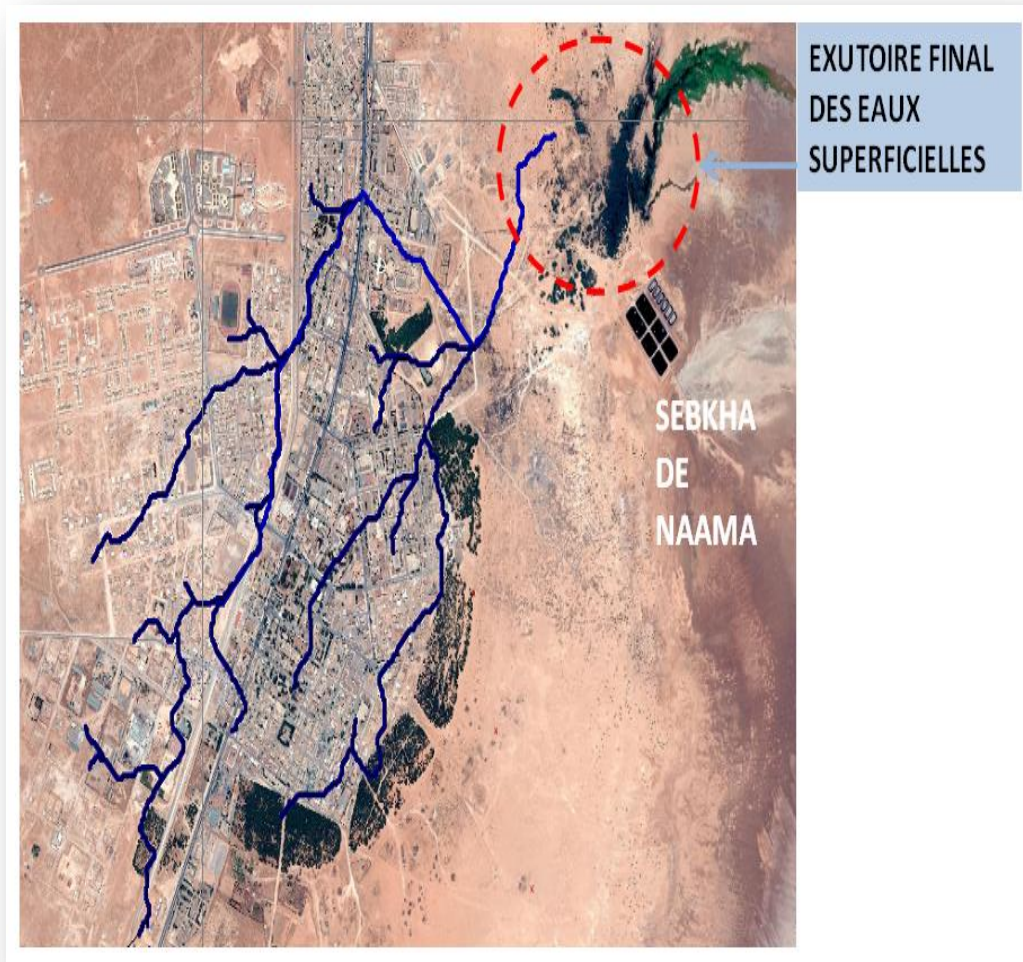


**FigureII.1.** Situation géographique de la zone d'étude (Naâma) [17]



### II.1.2. Les oueds :

Le bassin versant à l'exutoire considéré se trouve situé à la limite Sud Ouest de Naama, chef lieu de Wilaya. Le bassin versant culmine à une altitude de 1201m. La topographie est non accidentée, de plaine, dont la pente générale est dirigée vers la dépression naturelle représentée par la Sebkha de Naama. Pour atteindre cette dernière l'oued doit traverser la ville de Naama suivant le sens Sud-Ouest / Nord-Est puis Nord-Ouest/ Sud-Est pour ensuite confuer avec un autre oued qui se déverse lui aussi dans la Sebkha de Naama (voir Figure II.2) [18].



**Figure II.2.** Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (Sebkha) [18]

### II.1.3. Bassin versant :

Le réseau hydrographique se caractérise par un écoulement suivant une direction Sud-Ouest / Nord-Est puis Nord-Est (figure (II.3)). Beaucoup de zones d'épandages sont

localisées dans le bassin versant, surtout dans sa partie Sud-Ouest, et ce compte tenu des caractéristiques topographiques particulières à la région. Le chevelu du réseau hydrographique est plus ou moins dense, généré par un relief à pentes moyennes à faibles.

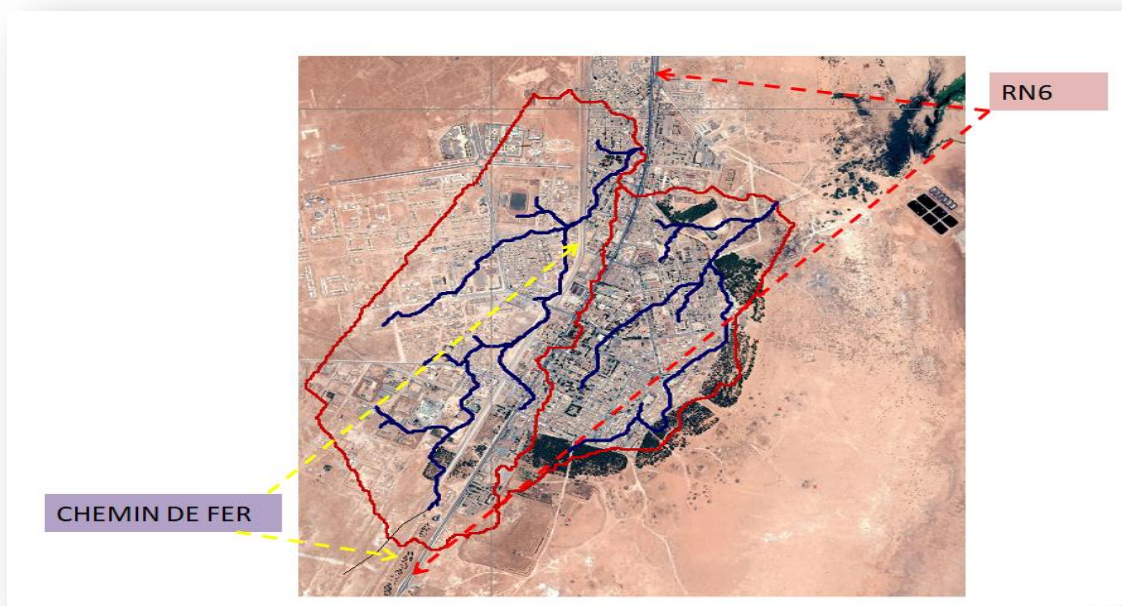
Le tableau (II.1) donne les différentes caractéristiques physiques et morphométriques du bassin versant extra-muros de l'oued [18].

**Tableau II.1.** Caractéristiques du bassin versant [18]

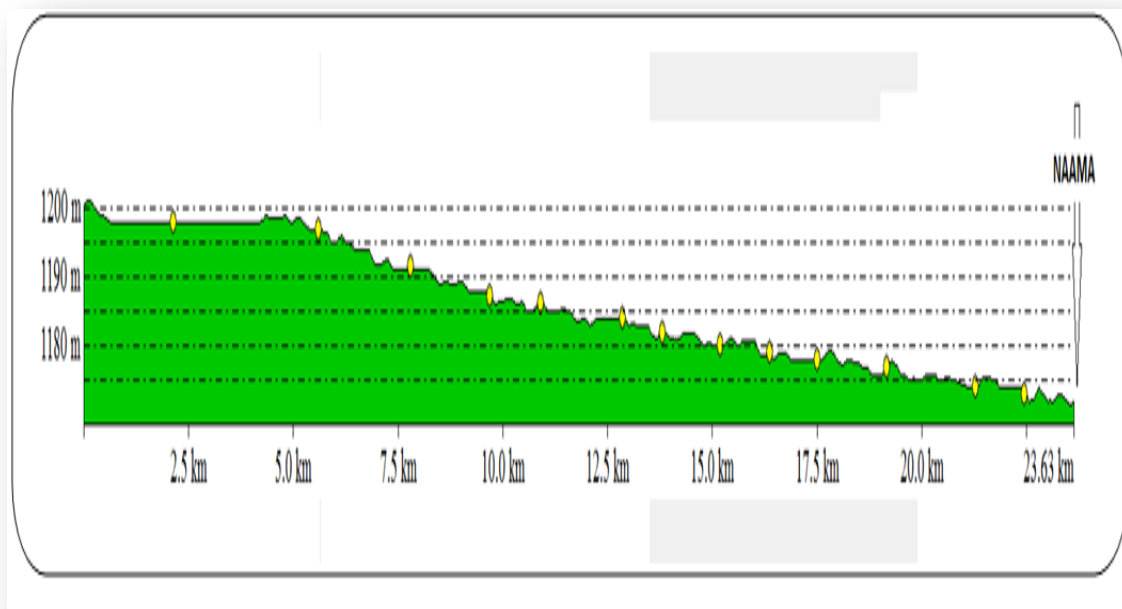
PARAMETRE	Symbole	UNITE	VALEUR
Superficie	S	Km <sup>2</sup>	57.7
Périmètre	P	Km	57.3
Coefficient de compacité (Gravelius)	Kc	-	2.11
Longueur du rectangle équivalent	L	Km	
Largeur du rectangle équivalent	l	Km	
Pente du bassin versant	Ibv	m/m	0.0032
Longueur du bassin versant	Lbv	Km	18.2
Forme du BV	Sp	Km <sup>2</sup> /Km <sup>2</sup>	5.75
Sinuosité du thalweg	Ks	-	1.09
Altitude maximale	Hmax	m	1201
Altitude moyenne	Hmoy	m	1182
Altitude minimale	Hmin	m	1171
Longueur maximale du thalweg	Lo	Km	16.8
Pente moyenne du thalweg	Io	m/m	0.001
Distance maximale du ruissellement	Dr	Km	21.8
Pente moyenne ruissellement	Ir	m/m	0.0014
Densité de drainage	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	0.55
Dénivelée maximale	Dmax	m	30
Altitude 5%	H5%	m	1190
Altitude 95%	H95%	m	1172

C'est la bassin versant extra-muros qui génère et draine les eaux de ruissellement pluviales vers la ville de Naama. l'oued atteint le chemin de fer (nouveau tracé) et doit donc retrouver son chemin selon la topographie du terrain jusqu'à la Sebkh. Aucun dalot pour la traversée de l'ouvrage par les eaux de l'écoulement concentré de l'oued n'ayant été conçu : l'ouvrage jouera donc le rôle de diguette longeant la ville et inondant les habitations situées dans la zone de stagnation des eaux superficielles drainées par l'oued. Le profil en long du principal cours d'eau est donné en figure

(II.4). On note la faible pente quasi stable de l'oued considéré dans cette partie basse assez étendue du bassin versant.



**Figure II.3.** Bassins versants des Oueds intra-muros traversant la ville de Naama jusqu'à l'exutoire final (Sebkha) [18]



**Figure II.4.** Profil en long du thalweg principal [18]

La figure suivante (II.5) illustre le Bassin versant extra-muros dans la zone étudiée NAAMA.

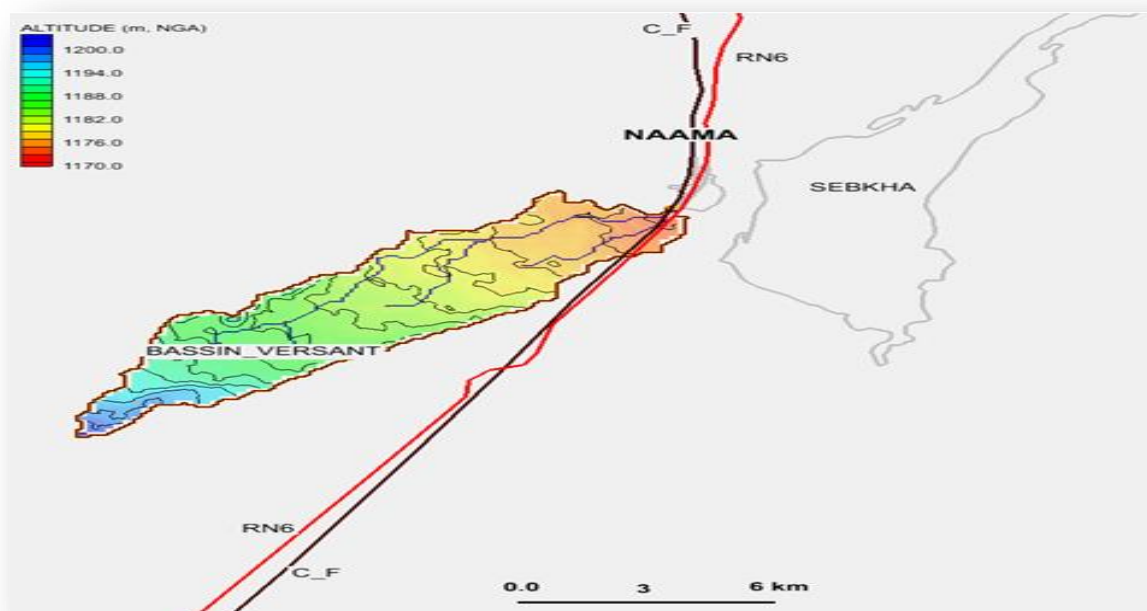
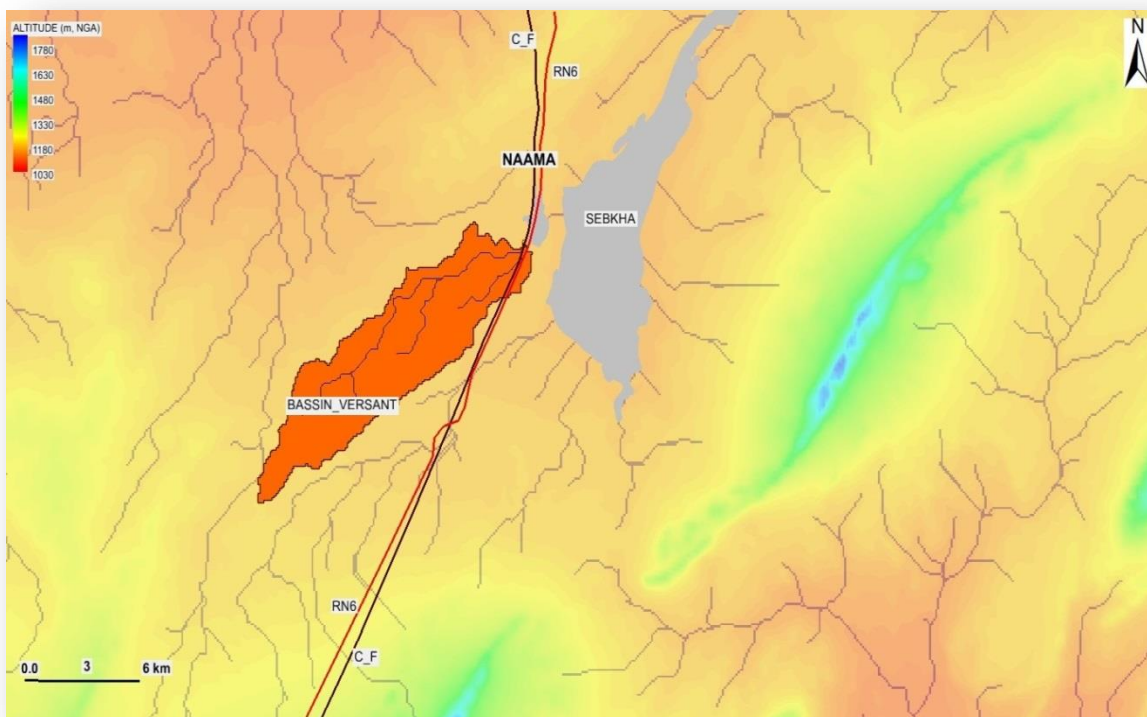


Figure II.5. Bassin versant extra-muros [18]



## II.2. Caractéristiques climatiques de la ville de NAAMA:

L'analyse des paramètres et autres indicateurs climatiques et hydro climatiques sont considérés par les hydrologues et les hydrogéologues,... comme étant particulièrement discriminants sur le plan de la quantification et de l'exploitation ou gestion des ressources en eau, en rapport avec la géologie et la distribution spatiale des précipitations, des systèmes hydrographiques et d'occupation des terres et, en définitive, des systèmes de ressources de l'espace rural et naturel, et des systèmes d'usage de ces ressources par les populations locales. Ces indicateurs climatiques sont aussi des indicateurs commandant l'intensité des impacts anthropiques sur le milieu naturel. Les paramètres climatiques retenus sont ceux du poste météorologique de Mécheria, situé dans la zone d'étude. Avec 200 mm de pluviométrie moyenne annuelle, le régime pluviométrique est de type APHE (automne, printemps, hiver, été), favorable à une activité végétative malgré la longueur de la période de sécheresse qui s'étale d'avril à octobre. D'après les fluctuations des paramètres climatiques interannuels, le climat varie de l'aride au semi-aride [18].

### II.2.1. Températures :

On distingue des températures extrêmes allant de 1.5°C à 34.6°C. L'amplitude thermique annuelle est très élevée et est de l'ordre de 20° à 22°C entre l'été et l'hiver. La figure (II.6) présente la variation de la température journalière maximale, minimale et moyenne [18].

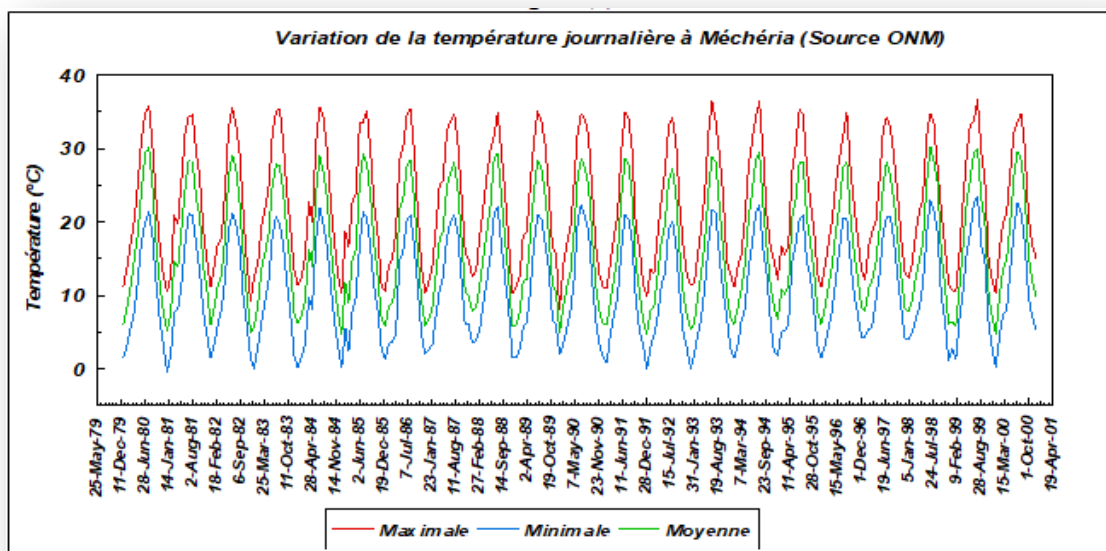


Figure II.6. Variation de la température journalière [18]

Le tableau (II.2) donne les températures mensuelles moyennes.

**Tableau I.2.** Moyennes mensuelles des températures (°C) [18]

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
T (°C)	23.3	17.0	11.5	7.74	6.04	8.46	11.1	14.1	18.5	24.2	28.4	28.1	16.5

**II.2.2. Vents :**

L'analyse des données anémométriques durant la période montre un pourcentage de vents calmes de 54% et de 56% pour la station de Mécheria et d'Ain Sefra respectivement. On considère que le temps est calme lorsque la vitesse du vent est inférieure à 4 m/s. Les six mois les plus calmes sont ceux de l'automne et de l'hiver, les plus venteux ceux du printemps et de l'été. Le passage d'une période calme à une autre relativement ventilée s'effectue entre février et mars pour Ain Sefra, mars et avril pour Mécheria; l'inverse se manifeste entre août et septembre pour Ain Sefra, et septembre et octobre pour l'autre station. L'analyse annuelle des roses de vents a révélé qu'au niveau de Mécheria la résultante est de direction Nord-Ouest. Cependant, dans le secteur de Ain Sefra, la dominance des vents de direction Nord-Nord-Ouest à Sud-Sud-Est. Les fréquences des vents Est sont plus importantes à Ain Sefra (11%) par rapport à Mécheria avec un pourcentage inférieur à 4%. Dans cette dernière ce sont les vents du Nord-Est qui sont les plus fréquents (9%). Cette différence entre le secteur Est et le Nord-Est s'explique par le fait que Mécheria est localisée dans le Nord en position d'abri le piémont Sud-Est du Djebel Antar, et Ain Sefra est située au fond d'une dépression entourée par les chaînons des monts de Ksour. Ces derniers ont une influence non négligeable sur la déviation des vents à travers les ouvertures entre les Djebels de l'Atlas saharien.

Cette dynamique éolienne complexe engendre une érosion éolienne et une dynamique de l'ensablement de la steppe, (TableauII.3) définit la Vitesse moyenne mensuelle et énergie du vent dans la région [18].

**Tableau II.3.** Vitesse moyenne mensuelle et énergie du vent dans la région [18]

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Vitesse, m/s	3,29	3,4	3,24	3,33	3,4	3,94	3,88	4,34	4,34	4,14	3,99	3,42	3,73
Energie, KWh	14	16	13	15	16	23	24	32	33	28	26	16	256

**II.2.3. Humidité relative :**

Le tableau (II.4) donne la répartition mensuelle de l'humidité de l'air. La moyenne annuelle étant de 48.3% [18].

**Tableau II.4.** Moyennes mensuelles de l'humidité de l'air (%) [18]

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
%	41.3	52.9	61.3	67.8	62.1	56.8	50.9	46.9	44.5	35.7	28.1	31.7	48.3

**II.2.4. Insolation :**

La durée d'insolation est donnée au tableau (II.5) en heures par mois; celle de la radiation en KWh/m<sup>2</sup>/j. La moyenne journalière mensuelle d'insolation la plus faible est enregistrée en janvier-février (6h/j), alors que la plus grande en juin-juillet (9.8h/j) : une moyenne de durée d'insolation journalière annuelle de 7.7h/j [18].

**Tableau II.5.** Moyennes mensuelles d'insolation (heures/mois) et radiation (KWh/m<sup>2</sup>/j)

[18]

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
heures	252	229	191	183	178	175	205	251	247	300	299	281	2791
KWh/m <sup>2</sup> /j	5.52	3.96	2.89	2.46	2.79	3.88	4.98	6.36	7.20	7.64	7.72	6.73	5.18

**II.2.5. Evapotranspiration :**

L'augmentation des températures et les modifications de l'importance et de la répartition des précipitations entraînent une augmentation de l'évaporation, paramètre qui est aussi sous la dépendance d'autres facteurs (énergie radiative, humidité de l'air et vent). L'évapotranspiration potentielle (ETP de référence) désignant les pertes d'eau par évaporation et transpiration des plantes d'un terrain bien arrosé. Le tableau (II.6) donne les valeurs de l'ETP estimée [18].

**Tableau II.6.** Estimation de l'ETP (mm) [18]

	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
ETP	176	119	71	51	54	69	104	137	174	225	268	237

**II.2.6. Précipitations :**

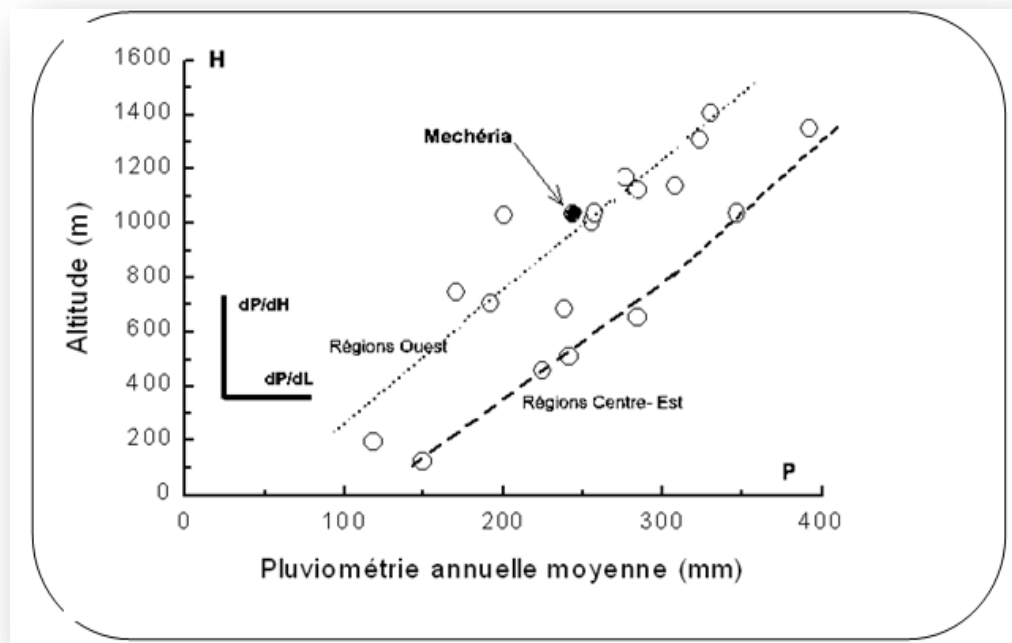
Les données d'observation utilisées sont celles enregistrées au niveau de plusieurs stations pluviométriques présentées, plus haut, au tableau (II.7). Certaines séries d'observations (à l'échelle mensuelle) contenaient initialement des lacunes partielles, la

méthode de régression multidimensionnelle est utilisée pour combler ces lacunes, c'est la technique adoptée par l'ANRH pour l'élaboration de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord. Les stations choisies couvrent presque tout le secteur d'étude, permettant ainsi l'estimation en tout point des valeurs des pluies de différentes fréquences de retour et des débits des ruissellements correspondants des bassins versants considérés dans la zone d'étude.

La variabilité de la pluviosité, exprimée le plus souvent par le coefficient de variation, est inversement proportionnelle à l'aridité. La différenciation en régions pluviométriques homogènes caractéristiques aux zones des steppes à différents gradients altimétriques des pluies est bien visible à la figure (II.7). Le gradient pluviométrique altitudinal augmente de l'Ouest à l'Est [18].

**Tableau II.7.** Stations pluviométriques considérées dans l'étude hydrologique [18]

Bassin versant	Station pluviométrique	Altitude (m)
Oued Khebaza	Méchéria 081401	1158
	Ain Séfra 130356	1072
	Naama 081404	1171
	Asla 130336	1170



**Figure II.7.** Variation régionale des précipitations en fonction de l'altitude dans les régions steppiques

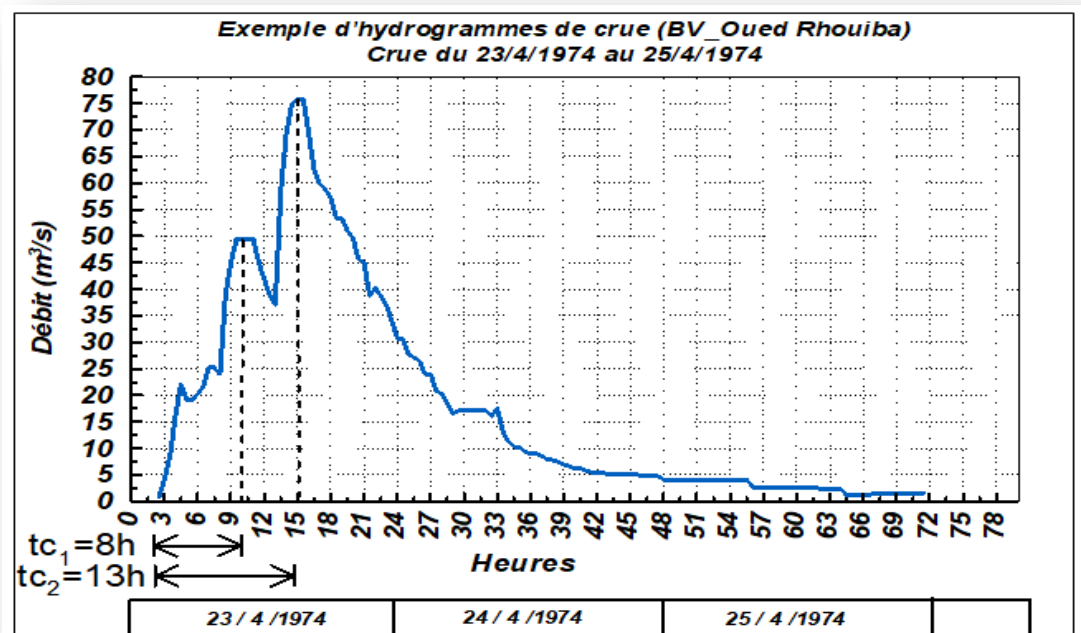
$dP/dH$  : gradient altitudinal;  $dP/dL$  : gradient longitudinal [18]



### II.2.7. Apports de crues :

Les crues sont rapides, se caractérisant par une montée brusque des eaux en phase de crue et une descente plus lente, plus régularisée, en phase de décrue. Ceci est justifié par les données des observations hydrométriques (jaugeages) au niveau de l'oued Rhouiba. On voit des hydrogrammes types observés, une légère différence entre les deux périodes de la crue : une phase de montée plus rapide et une phase de descente ou de décrue plus lente (figures 9, 10).

Les exemples d'hydrogrammes de crues jaugées présentés en figures (II.8) à (II.11) montrent que la forme d'hydrogramme est multimodale compte tenu des corps de crues asynchrones formés au niveau des différents sous-bassins de l'oued Rhouiba. En effet le bassin versant de oued Rhouiba à Ain El Hadjadj comprend deux sous-bassins bien distincts : un sous-bassin Est (plus petit et moins complexe) et un sous-bassin Ouest (plus grand et composés de plusieurs autres sous-bassins). Le premier génère (s'il est arrosé) une crue dont l'onde atteint plus rapidement l'exutoire (premier pic sur les hydrogrammes) ; le deuxième génère (s'il est entièrement arrosé) différentes ondes de crue qui atteignent asynchroniquement l'exutoire (pics suivants sur les hydrogrammes) [18].



**Figure II.8.** Débit de crue Oued Rhouiba(1974) [18]

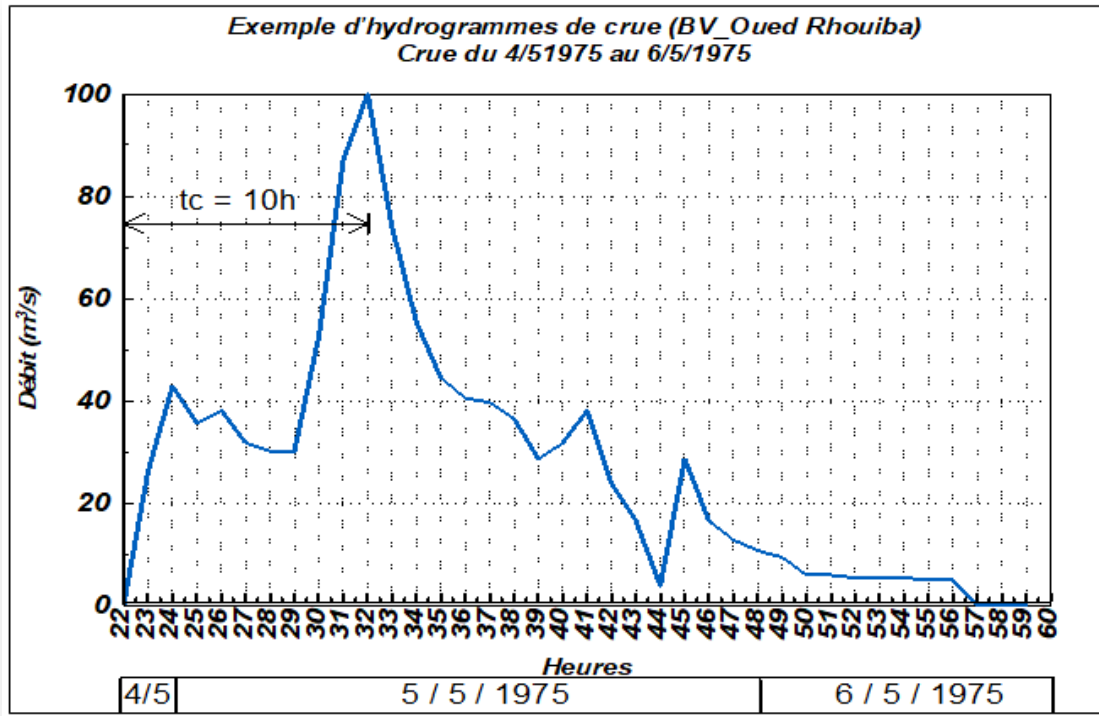


Figure II.9. Débit de crue Oued Rhouiba(1975) [18]

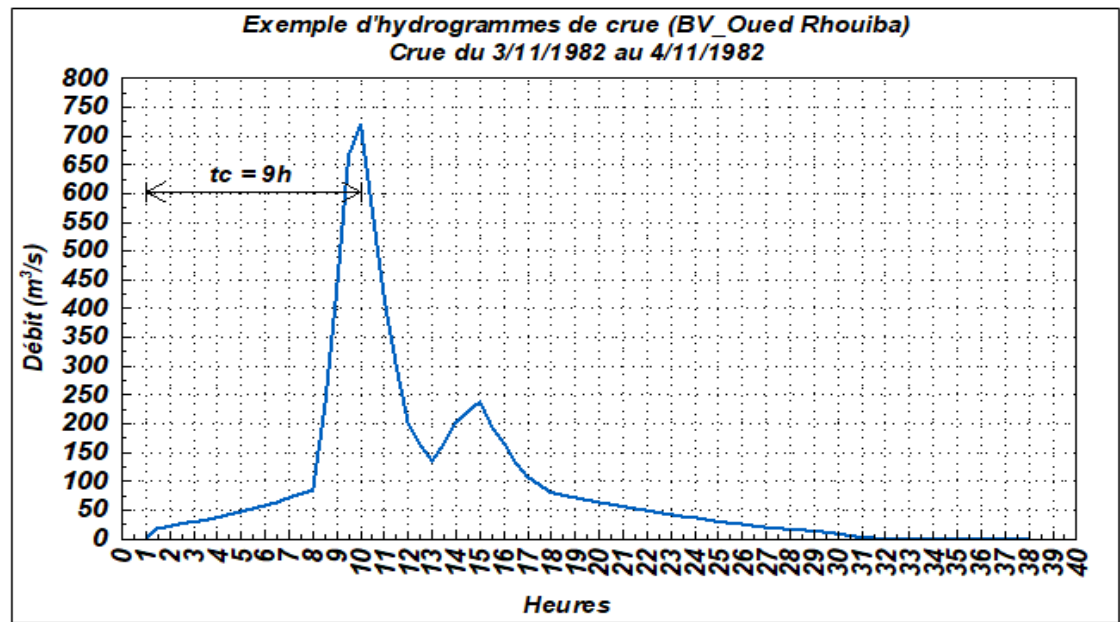
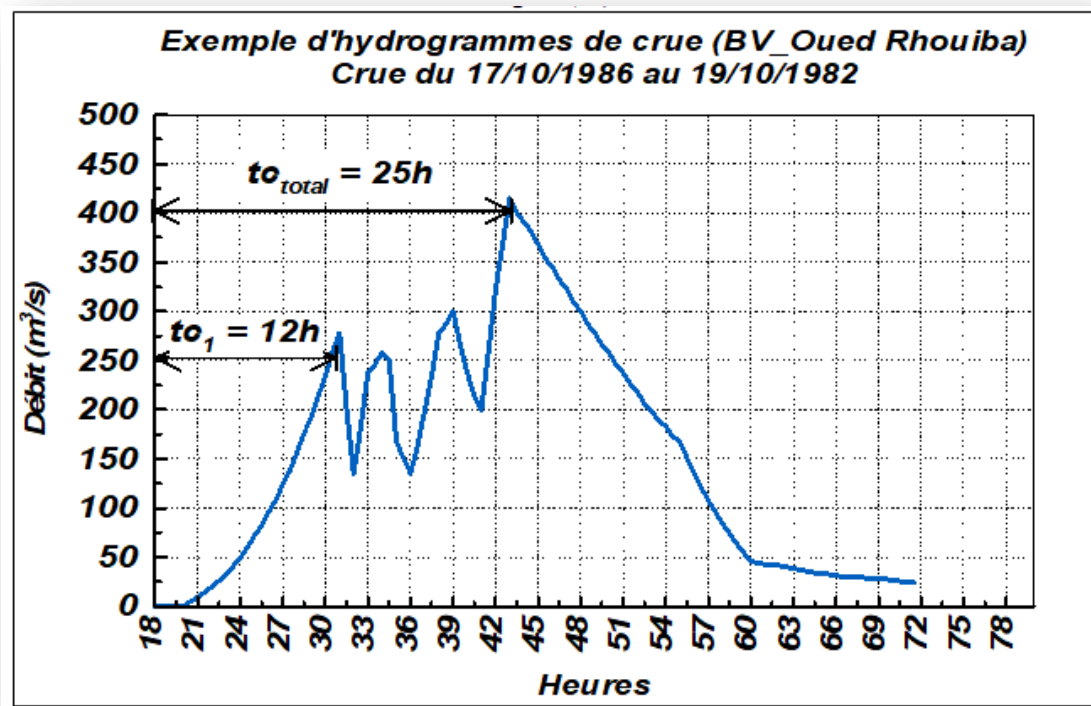


Figure II.10. Débit de crue Oued Rhouiba(1982) [18]



**Figure II.11.** débit de crue Oued Rhouiba(1982-1986) [18]

L'analyse des hydrogrammes de crues de l'oued analogue Rhouiba à Ain El Hadjadj montre que les temps de crue et décrue varient respectivement entre 9÷14heures et 15÷22heures ceci dépend du centre de gravité de la surface arrosée par rapport à l'exutoire du bassin versant. Le rapport temps de décrue/temps de montée varie entre 1.4÷2.5. Le temps de la phase de montée peut être, généralement, considéré égal au temps de concentration. Le temps de concentration moyen d'après les crues jaugées étant de l'ordre de 10h [18].

### II.2.8. Pluie maximale journalières :

L'analyse des pluies maximales journalières est nécessaire pour l'estimation des débits de pointe des crues. On a utilisé, pour ce faire, les données ANRH des pluies maximales journalières de toutes les stations couvrant la zone d'étude et dont les caractéristiques sont données, et celles relatives aux dépouillements des pluviogrammes des averses enregistrées. On a ainsi traité les données de **65** averses enregistrées à la station de Mécheria (Tableau (II.8) et figure (II.12)) résume les Caractéristiques des averses dépouillées [18].

Tableau II.8. Caractéristiques des averses dépouillées [18]

Station Mécheria / Code ANRH : 081401 / Nombre d'averses traitées : 65								
Durée	15min	30min	1h	2h	3h	6h	12h	24h
Maximum (mm)	16.7	16.9	18.7	21.5	24.9	33.2	41.2	65.4
Minimum (mm)	0.56	0.75	0.97	1.6	2.24	3.31	3.31	3.31
Moyenne (mm)	3.17	4.22	5.71	7.70	9.17	11.5	13.6	14.6
Cv	1.03	0.78	0.62	0.56	0.56	0.59	0.66	0.75

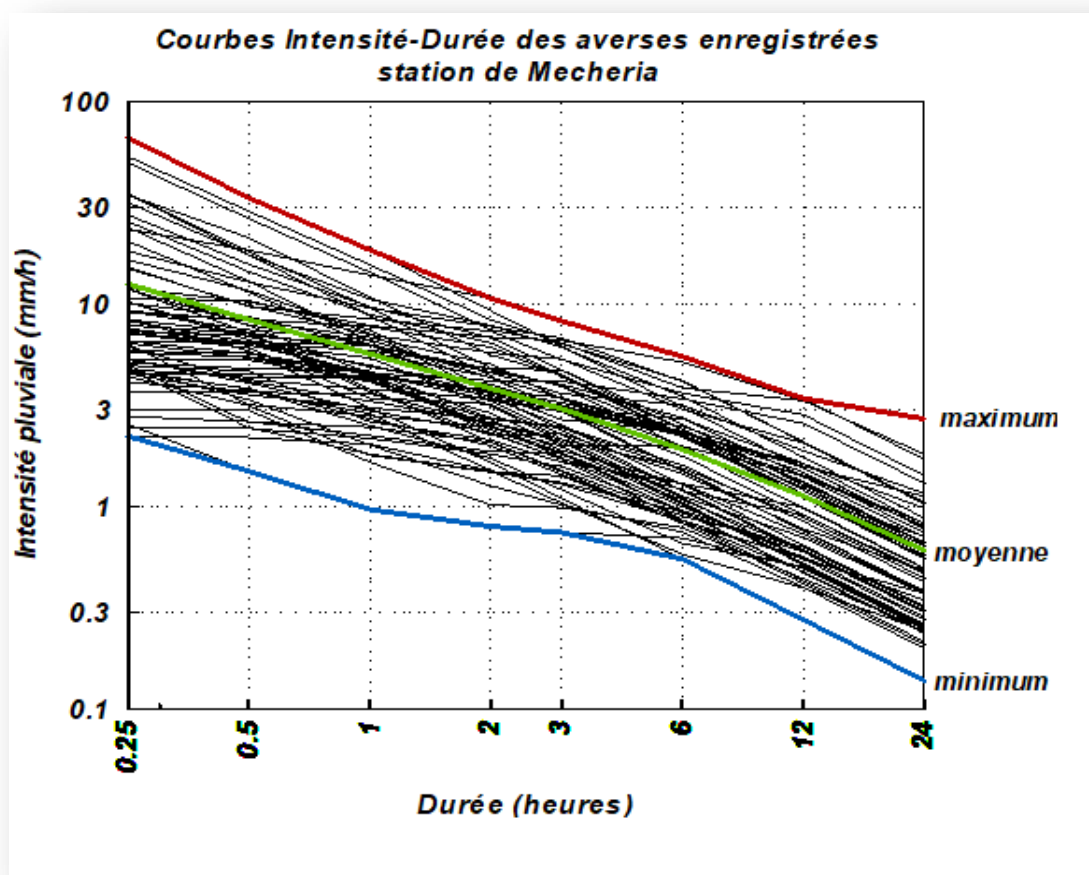


Figure II.12. Courbe I.D.F station Mécheria [18]

Le tableau (II.9) suivant donne les quantiles de pluies maximales journalières pour les stations considérées,

**Tableau II.9.** Quantiles des pluies maximales journalières aux stations [18]

Stations	<i>PJM (24h) en fonction du temps de retour T (années), (mm)</i> <i>(intervalle de confiance)</i>					
	<i>1000</i>	<i>200</i>	<i>100</i>	<i>50</i>	<i>20</i>	<i>10</i>
Ain Séfra	204 (62.8÷346)	143 (61.9÷224)	120 (59.0÷181)	99.5 (54.8÷144)	75.1 (47.4÷103)	58.6 (40.5÷76.6)
Mécheria	271 (74.1÷468)	177 (63.8÷289)	144 (62.0÷226)	116 (58.3÷174)	84.8 (51.1÷118)	65.0 (44.2÷85.8)
Naama	105 (-)	78.4 (35.7÷121)	68.4 (33.0÷104)	59.1 (32.8÷85.4)	47.8 (31.2÷64.5)	40.0 (28.9÷51.1)
Asla	104 (-)	80.6 (39.8÷121)	71.1 (39.0÷103)	61.9 (37.3÷86.4)	50.2 (33.9÷66.4)	41.6 (30.2÷52.9)

**II.2.9. Courbes IDF:**

On a utilisé les données de traitement de 65 averses observées au niveau de la station de Mécheria aux données pluviographiques disponibles située à une altitude comparable (1158m) et à près de 35 km au Nord du centre de gravité du bassin versant étudié, caractérisant la relation lame précipitée (pluie) – durée de l’averse [18].

Les données d’observations sur les averses ont fait l’objet d’une analyse statistique à partir des résultats de dépouillement de plusieurs enregistrements d’averses. La recherche de la loi IDF s’effectue sur la base des enregistrements pluviographiques qui sont dépouillés par un lecteur de courbes. La digitalisation se fait par la méthode de dépouillement à intensités constantes. A partir des dépouillements à intensités constantes on calcule les quantités de pluies correspondantes à différents pas de temps (15min, 30min, 1h, 2h, 3h, 6h, 12h et 24 h).

Pour chaque pas de temps on sélectionne une valeur maximale par averse. On obtient donc une série de données pour chaque pas de temps sur toute la période dépouillée.

La relation Intensité - Durée - Fréquence recherchée est de la forme:  $I=a.t^b$

Relation de Montana, a et b : paramètres climatiques.

Les séries de données de chaque pas de temps ont été ajustées aux différentes lois y compris la loi de Gumbel communément utilisée en Algérie. Pour des fréquences choisies on détermine, à partir des ajustements.

Sur un graphique, on représente la relation  $I=f(t)$  après avoir linéarisé par anamorphose la relation en introduisant le changement de variable suivant (Figure II.12):

$$\ln(I)=\ln(a)+b.\ln(t).....(II.1)$$

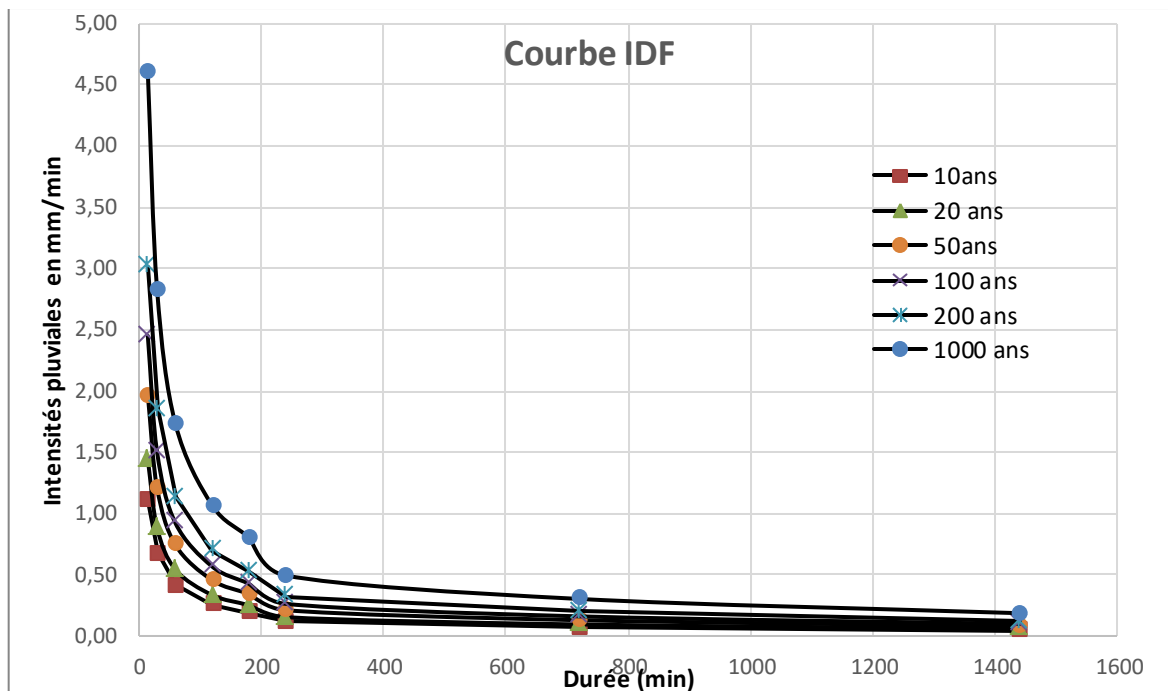
On calcule les paramètres moyens a et b [18].

$$I=7,49t^{-0,712}.....(II.2)$$

Le (Tableau II.10) et la (Figure II.13) définie les Valeurs des Intensités pluviales en mm/min

**Tableau II.10.** Valeurs des Intensités pluviales en mm/min [18]

Temps (min)	10ans	20 ans	50ans	100 ans	200 ans	1000 ans
15	1,105	1,442	1,967	2,450	3,017	4,600
30	0,678	0,885	1,212	1,505	1,850	2,833
60	0,417	0,543	0,745	0,923	1,135	1,733
120	0,257	0,335	0,457	0,568	0,698	1,068
180	0,193	0,252	0,343	0,427	0,525	0,803
240	0,119	0,155	0,212	0,263	0,323	0,495
720	0,073	0,095	0,130	0,161	0,198	0,303
1440	0,045	0,058	0,080	0,099	0,122	0,187



**Figure II.13.** Courbe I.D.F

**II.2.10. Temps de concentration :**

Le tableau (II.11) ci-dessous donne les différentes valeurs des temps de concentration pour les bassins versants au niveau du site étudié avec le calcul de contrôle pour le bassin de l'oued Rhouiba.

Ces valeurs de temps de concentration sont utilisées dans le calcul de l'hydrogramme de crue. La vitesse moyenne de crue estimée pour le BV du site du barrage est similaire à celle observée pour le BV analogue le plus proche du site (conditions orographiques quasi semblables). Ces valeurs de temps de concentration paraissent plausibles compte tenu des caractéristiques morphométriques et hydrographiques (pente, dénivelée, densité de drainage, ...) assez variables d'un sous-bassin à un autre, pouvant être à l'origine de crues à concentration rapide et à régime torrentiel [18].

**Tableau II.11.** Estimation du temps de concentration (Tc, heures) [18]

Formule	Expression	Tc (heures)	
		Oued Traversé Naama	Oued RHOUIBA
Giandotti	$Tc = \frac{4\sqrt{S}+1.5L}{0.8\sqrt{D}}$ ; D=Hmax-Hmin	13.16	12.0 (10.0)
Kirpich	$Tc = 0.945 \frac{L^{1.155}}{D^{0.385}}$ ; D=Hmax-Hmin	7.30	9.37 (10.0)
Moyenne	En heures	9.58	20.0 (10.0)
Valeur tc retenue	tc en heures	7.50	10.00
Vitesse	Vitesse moyenne de la crue, en m/s	0.70	2.00
(pente)	Pente du bassin versant (m/m)	0.0032	0.0867

# **CHAPITRE**

# **III**

## **Présentation du**

## **logiciel SewerGEMS**



## Chapitre III.

### Présentation du logiciel SewerGEMS :

#### III.1. Définition :

SewerGEMS est une des logiciel de la famille BENTELY, qui étudié les eaux usée et les eaux pluviales, et parmi celles-ci se trouve :

- Bentely SewerCAD (étudié les eaux usée).
- Bentely SewerGEMS (étudié les eaux usées et les eaux pluviales).
- Bentely StormeCAD (étudié les eaux pluviales).

SewerGEMS est un logiciel pour la conception des nouveaux réseaux, ou des sections d'un réseau existant, en entrant les restrictions de conception (les vitesses, les pentes, la profondeur, et les données des tuyaux et regards correspondants). SewerGEMS intègre une plateforme autonome et micro station, mais c'est possible d'ajouter la plateforme AutoCAD. Les interfaces sont compatibles et interchangeables, SewerGEMS recommande la solution la plus rentable en termes de dimensionnement des collecteurs, en évitant des tranchées de taille excessive (réduction des coûts de construction). La décision sur la solution pour le réseau d'eaux usées et eaux pluviales exige l'examen des scénarios multiples, tels que :

- Dimensionnement avec différentes méthodes de calcul du débit de pointe.
- Scénarios de débordement des eaux usées avec des variations des débits.
- Créé des profils (en système gravitaire et en pression) dans une période de simulation (avec une animation par rapport au profil hydraulique).
- Estimer avec précision les contributions temps sec et humide pour le système de collecte (estimation basée sur la contribution de la population, la zone de service, et le débit totale par temps sec et humide) etc.... [19]

#### III.2. Aperçu historique du modèle :

La première version commerciale du modèle a été publiée en 1995. De nombreuses autres versions du programme ont été publiées au fil des ans. Par exemple, la version 4.0, publiée en juin 1999, incluant un nouvel environnement graphique, un nouveau modèle de chargement et un scénario de gestion automatisée ; la version 4.1, qui effectue l'estimation des coûts et maintient les tris et les filtres persistants définis par l'utilisateur ; version 4.1.1, simulant les déviations et les débordements et utilisant les nouvelles méthodes de calcul des pertes de charge de structure. La version 5.0 a été

publiée en juin 2001 et effectue des simulations de longue période, permet de charger l'importation de données à partir d'un fichier texte ASCII formaté, améliore les rapports de résultats. [19]

### III.3. Menu SewerGEMS :

Les fonctions couramment utilisées, les barres d'outils et touches de raccourci offrent un accès rapide et facile, le menu principal permet d'accéder beaucoup plus aux propriétés et composantes SewerGEMS. Les boutons de barre d'outils et touches de raccourci n'existent pas pour toutes les fonctionnalités de SewerGEMS, par contre ils sont accessibles à travers les menus. Dans ce qui suit, nous allons découvrir beaucoup de choses que nous pouvons faire avec les menus de SewerGEMS et nous vous montrant comment vous pouvez accéder à ces fonctions, y compris les boutons de barre d'outils et touches de raccourci. Les commandes sont regroupées sous plusieurs menus. Le système de menu pour SewerGEMS comprend les sélections suivantes : [19]

#### III.3.1. Menu fichier (file) :

Le menu Fichier contient de nombreux articles traitant la gestion du projet. Il fournit des fonctionnalités pour créer, lire, écrire, et imprimer les fichiers de projets, ainsi que des fonctionnalités de partage de données avec des bases de données et systèmes SIG, (Figure III.1) illustre le Menu fichier (File). [19]

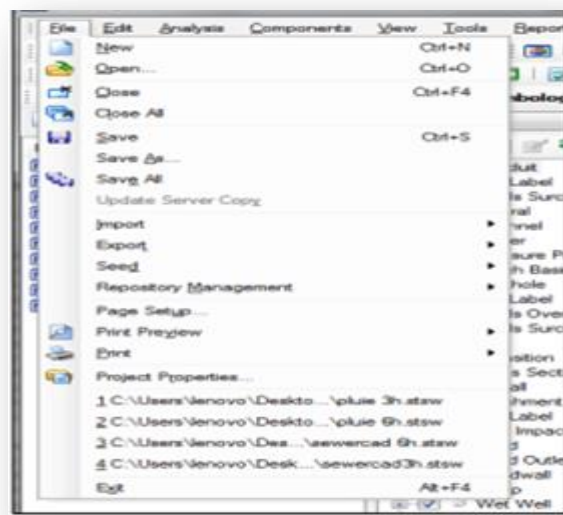


Figure III.1. Menu fichier (File) [19]

### III.3.2. Menu Edition (Edit) :

La (Figure III.2) représente Le menu Edition permet d'accéder aux commandes de base pour la gestion des éléments SewerGEMS, y compris la navigation entre les éléments .la sélection, la suppression et le retour. [19]

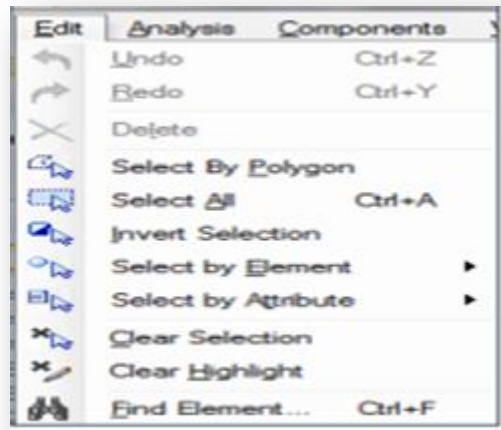


Figure III.2. Menu Edition (Edit) [19]

### III.3.3. Menu Analyse (Analysis) :

La (Figure III.3) représente Le menu d'analyse contient des éléments utiles pour la gestion des calculs. Ceux-ci comprennent les scénarios et les gestionnaires de remplacement et les commandes de calcul. [19]



Figure III.3. Menu Analyse (Analysis) [19]

### III.3.4. Menu Affichage (View) :

La (Figure III.4) représente Le menu Affichage donne accès à des fonctionnalités permettant de voir les différents schémas et tableaux donner et résultat. [19]

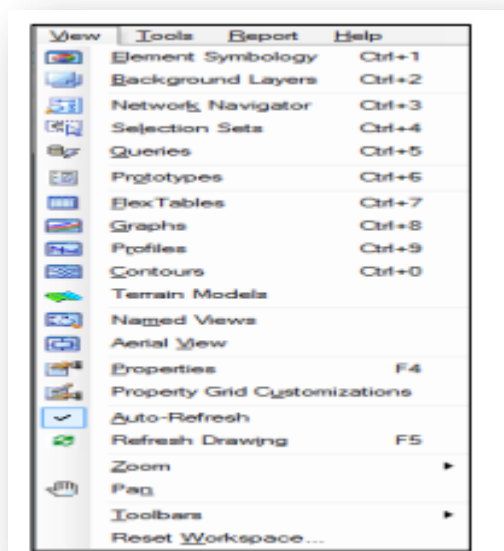


Figure III.4. Menu Affichage (View) [19]

### III.3.5. Menu Dessin :

La (Figure III.5) représente Le menu Dessin est fait un menu AutoCAD qui est accessible dans le programme actuel. [19]



Figure III.5. Menu Dessin [19]

### III.3.6. Menu Outils (Tools) :

La (Figure III.6) représente Le menu Outils fournit des outils généraux pour placer ou modifier des éléments graphiques, l'annotation, couleur, contour, modifications des caractéristiques et options de projets.... Etc. [19]

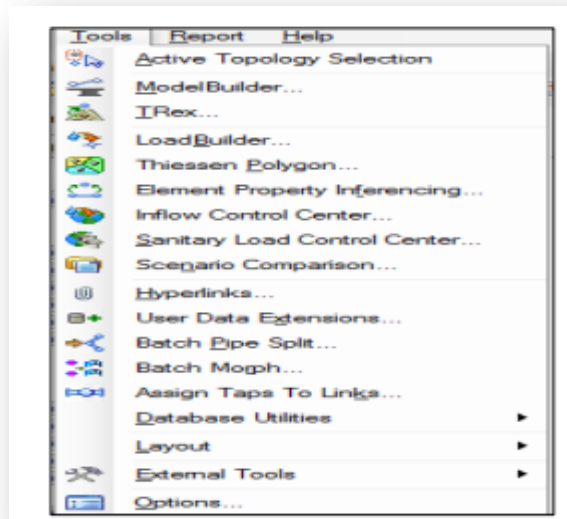


Figure III.6. Menu Outils [19]

### III.3.7. Menu Rapport :

La (Figure III.7) représente Le menu rapport permet d'accéder à une collection de rapports textuels et graphiques préformatés. En outre, il donne accès à flextables, qui vous permet de créer vos propres rapports personnalisés. [19]

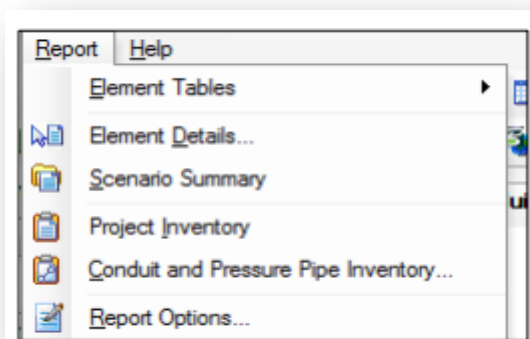


Figure III.7. Menu Rapport [19]

### III.4. Initiation et utilisation du logiciel SewerGEMS:

Les étapes suivantes illustrent les actions à suivre pour une simulation d'un réseau pluvial sur le logiciel SewerGEMS :

- Cliquer sur logiciel dans le bureau d'ordinateur, la (Figure III.8) illustre l'interface de Bentley SewerGEMS version 8i.



Figure III.8. L'interface de Bentley SewerGEMS version 8i

- cliquer sur l'icône (create new hydraulic model), la (Figure III.9) définit l'opération de démarrage de Bentley SewerGEMS version 8i.

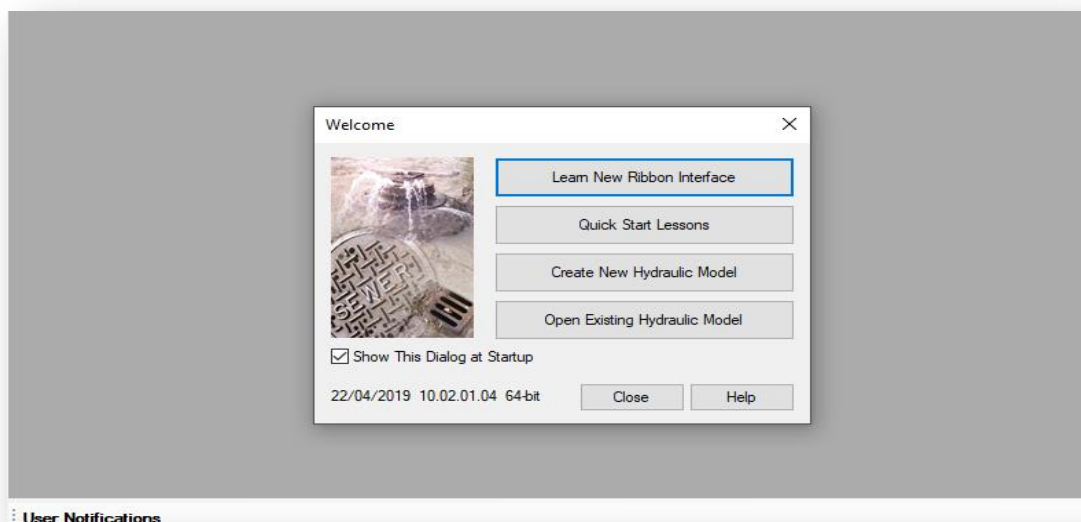


Figure III.9. Opération de démarrage de Bentley SewerGEMS version 8i

- Cliquer sur (Tools) » (Option) » (Units) et modifier la pente (slope) en (m/m) et le Time en (minute), la (Figure III.10) définit l'opération de réglages des unités.

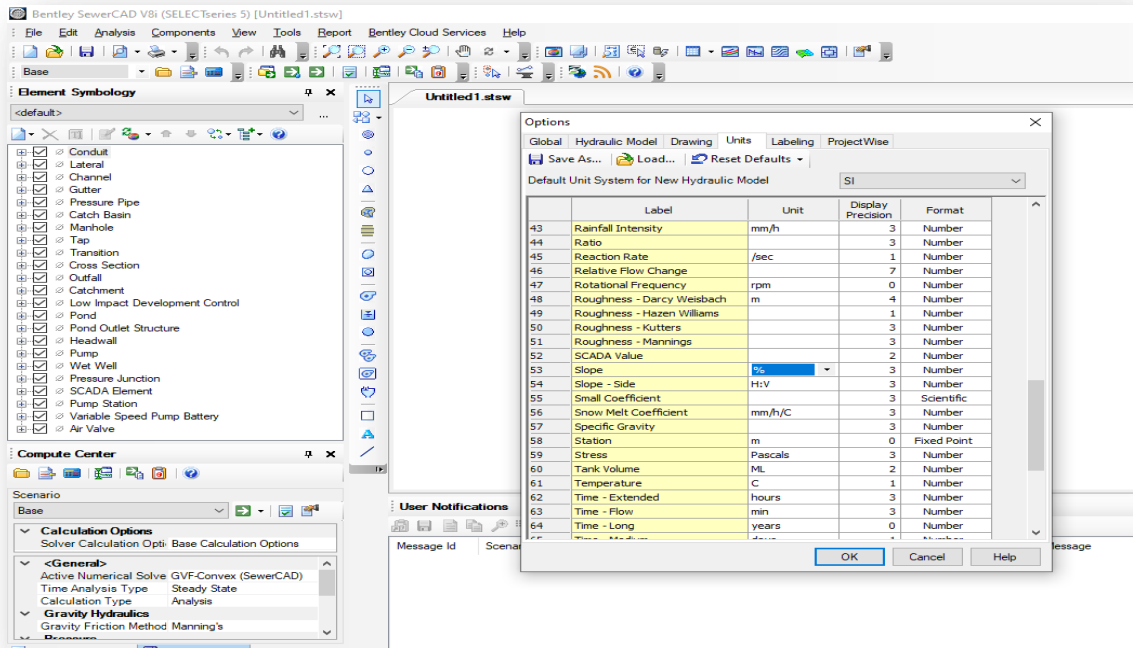


Figure III.10. Opération de réglages des unités

- Cliquer sur (Analysis) » (Calculation Option) et modifier Calculation Type (Design), la (Figure III.11) définit le réglage des caractéristiques des conduites.

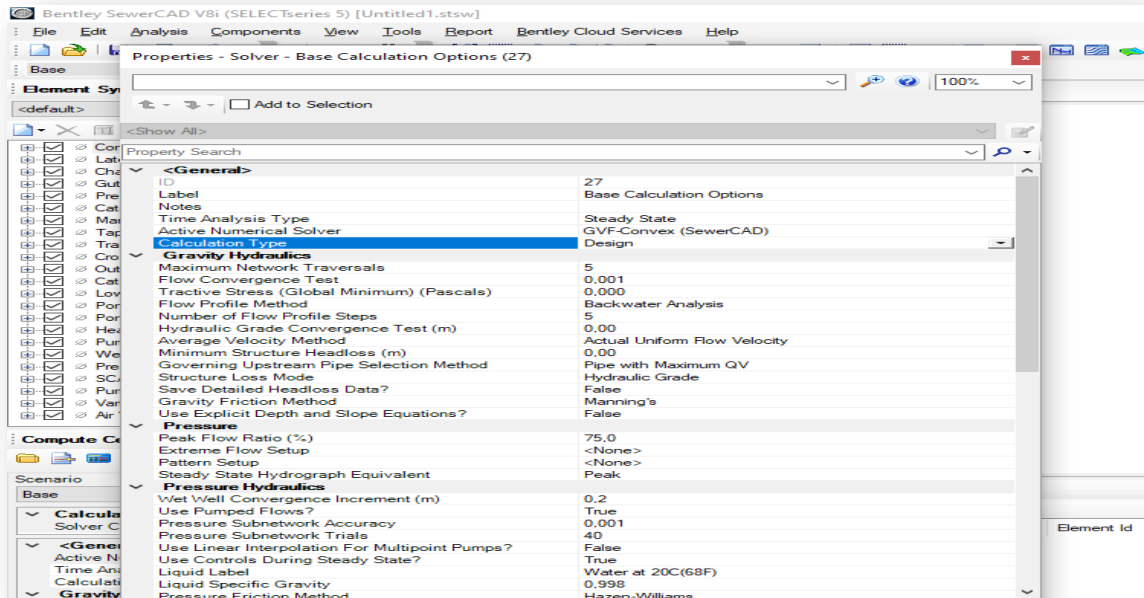


Figure III.11. Réglage des caractéristiques des conduites

- Cliquer sur (Components) » (Conduit catalogue) et modifier Type du conduit (Circle PVC) et choisie le diamètre minimale, la (Figure III.12) spécifier des diamètres des conduits utilisés.

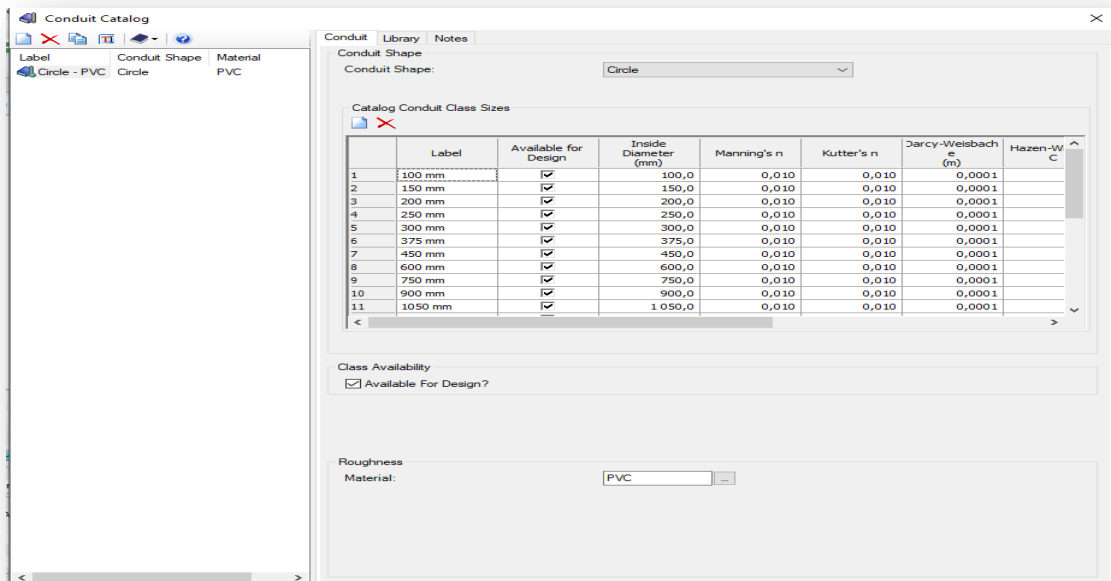


Figure III.12. Spécifier des diamètres des conduits utilisés

- Cliquer sur (View) » et modifier du conduit type (conduit catalog) et catalog class (Circle PVC) et size (diamètre minimale), la (Figure III.13) spécifier du type des conduits.

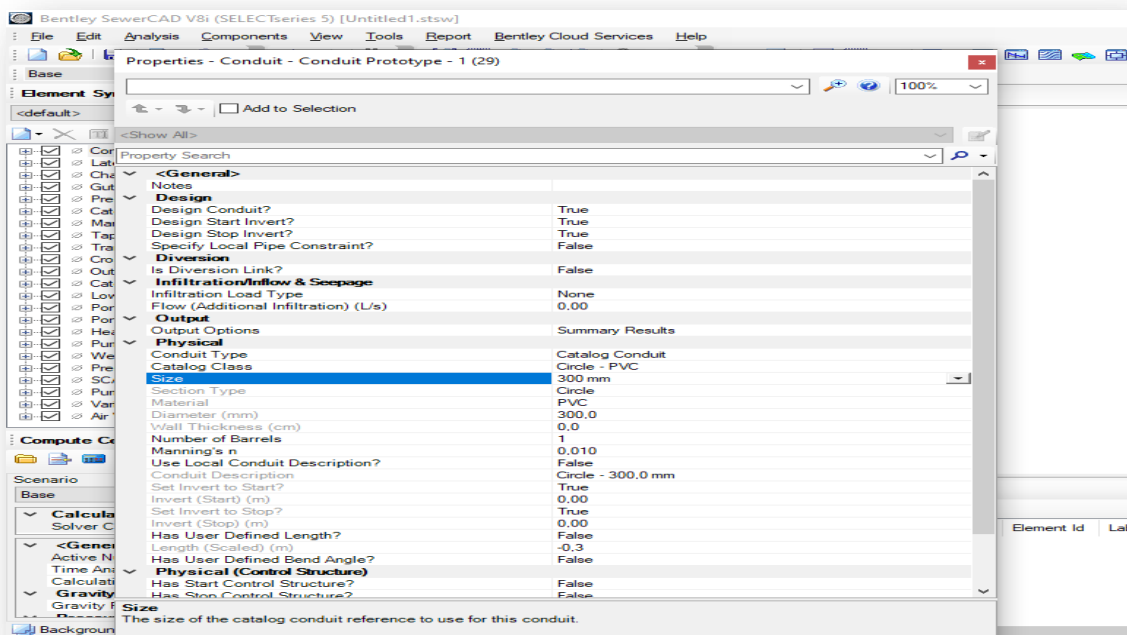


Figure III.13. Spécifier du type des conduits



- Cliquer sur (Model builder) » pour importer le fichier AutoCAD (DXF), la (Figure III.14) illustre la conversion de tracé DXF vers SewerGEMS.

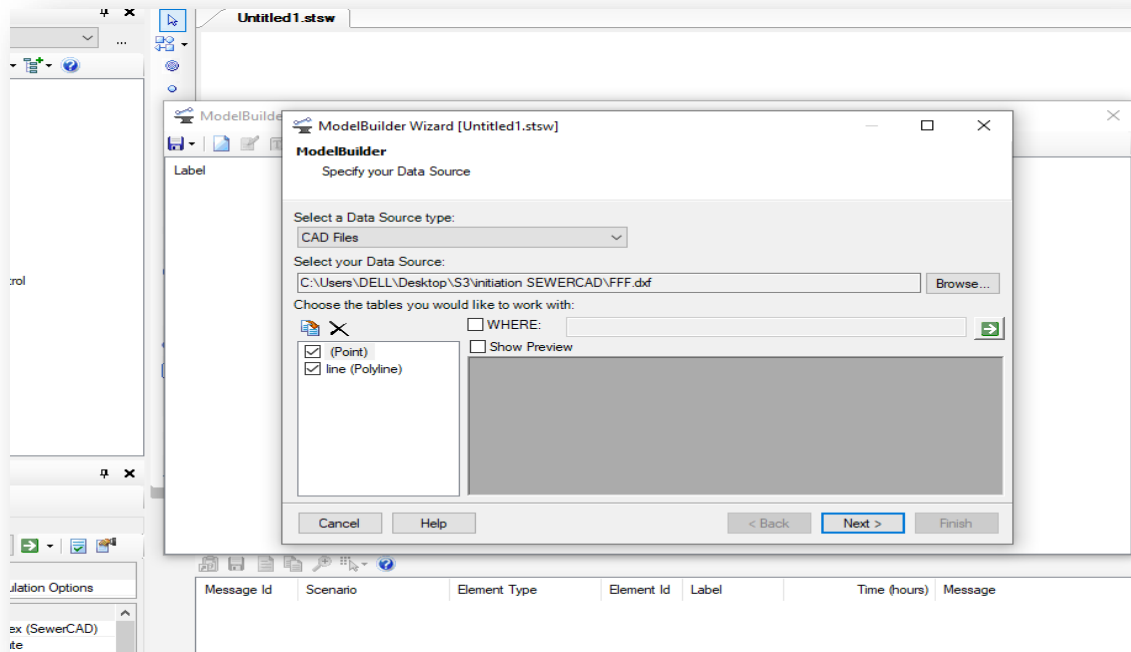


Figure III.14. Conversion le tracé DXF vers SewerGEMS

- La (Figure III.15) illustre le réglage des unités « modifier les unités en (mètre) ».

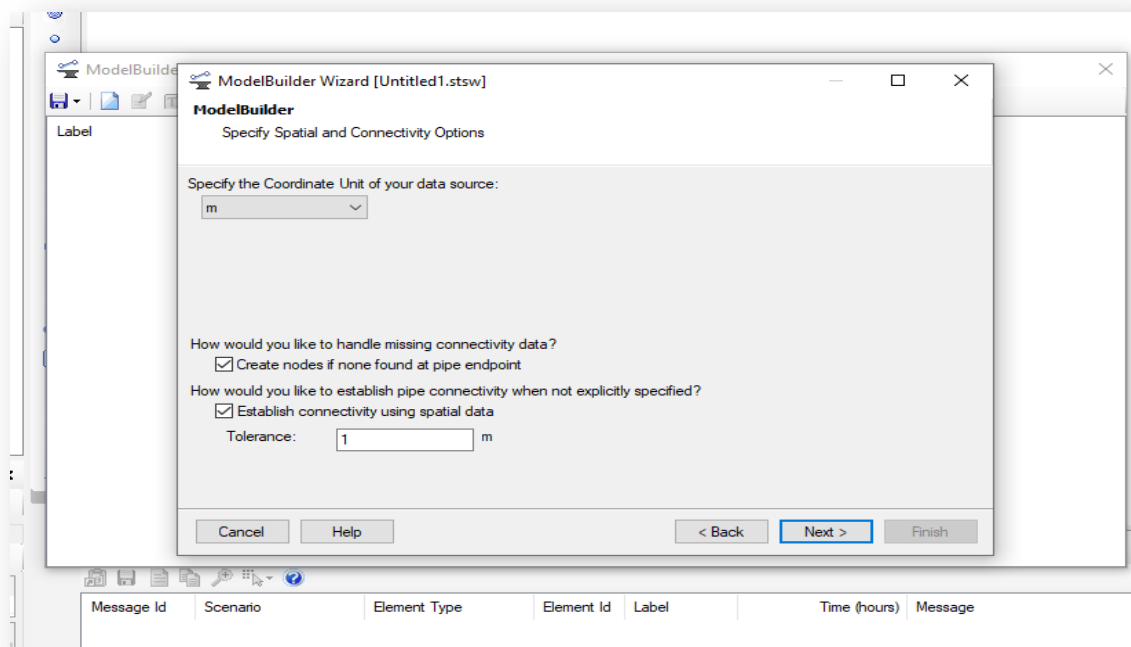


Figure III.15. Réglage des unités

- Définir le point sur SewerGEMS c'est (Manhole) et après cliquer sur Next s'affiche notre tracé en plan, La (Figure III.16) illustre l'affiche le tracé en plan sur SewerGEMS.

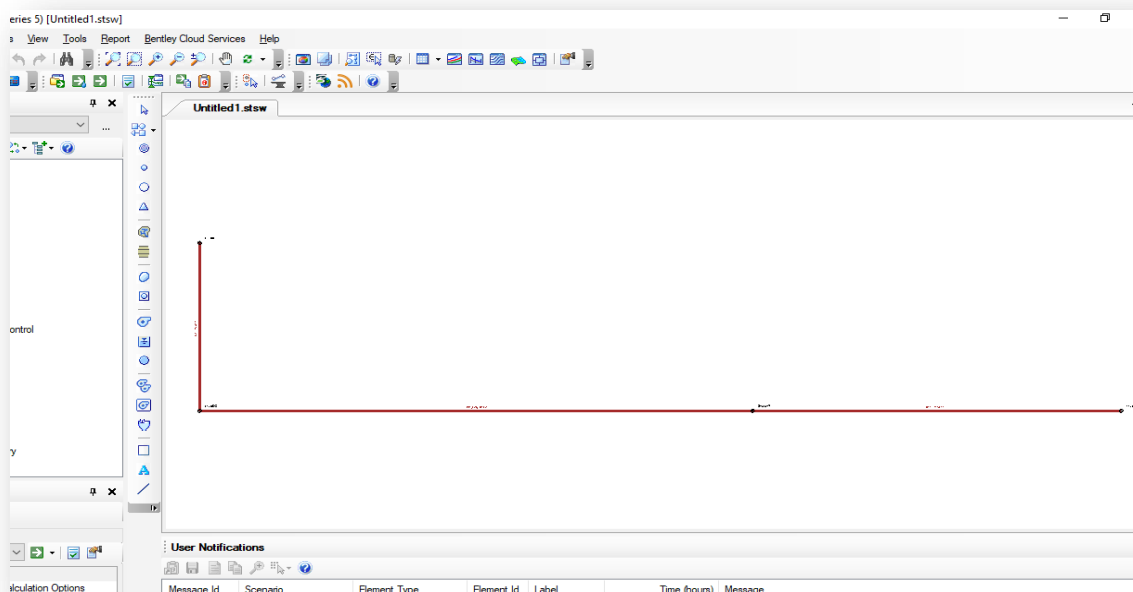


Figure III.16. Affiche le tracé en plan sur SewerGEMS

- Modifier le regard exutoire avec (Outfall), La (Figure III.17) illustre l'exutoire du réseau d'étude.

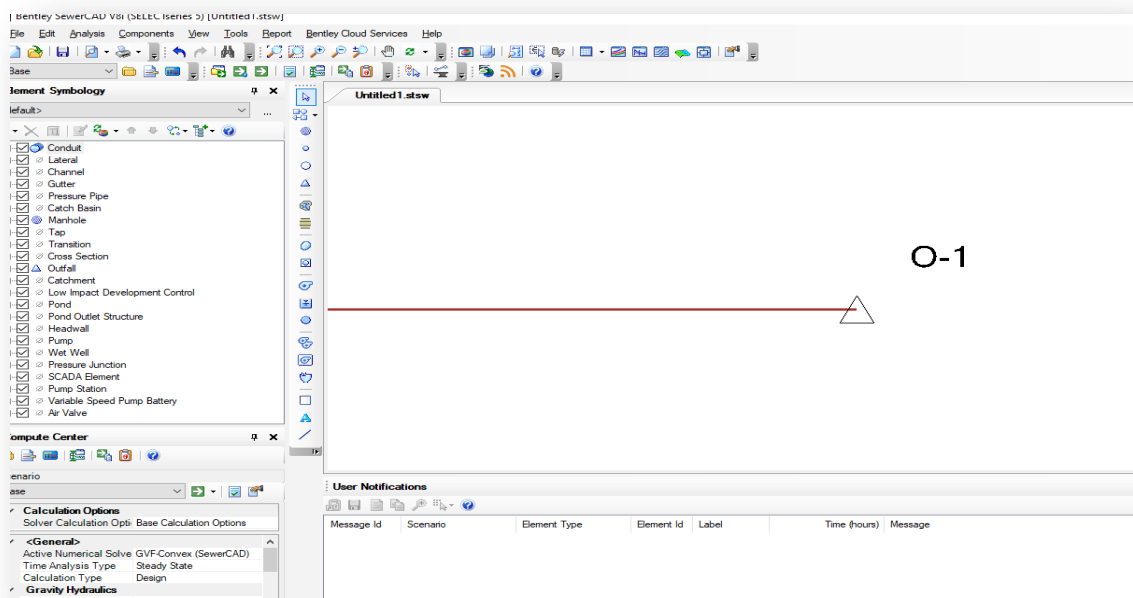


Figure III.17. Exutoire du réseau d'étude

- Modifier le (conduit catalog) sur (Analysis) » (Alternativs) » (Physical) » (Conduit), La (Figure III.18) illustre les paramètres des conduites du réseau d'étude.

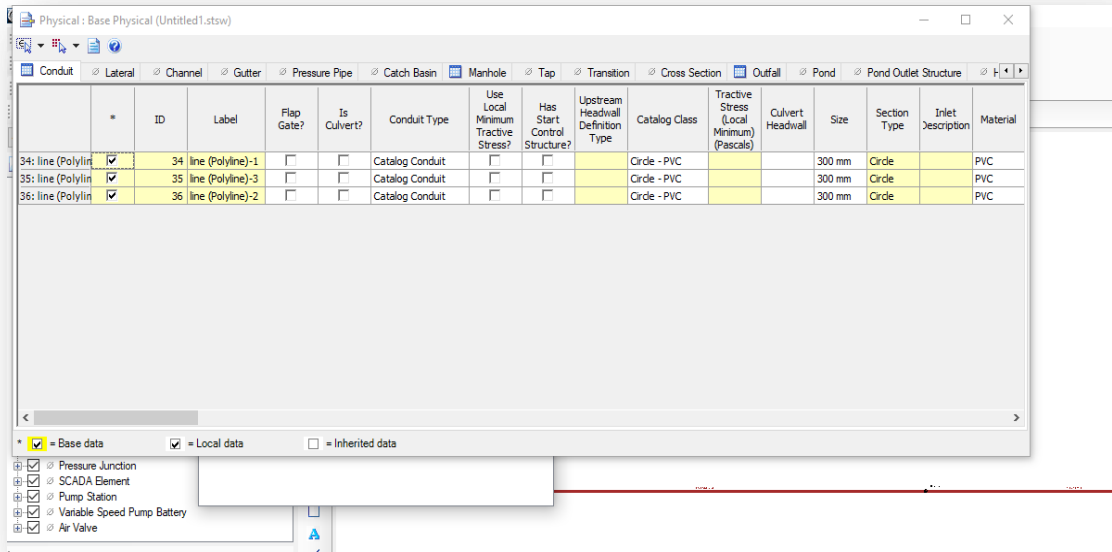


Figure III.18. Conduites du réseau d'étude

- Modifier le (Sanitary loads) sur (Analysis) » (Alternativs) » (Physical) » (Manhole), La (Figure III.19) illustre les paramètres des regards du réseau d'étude.

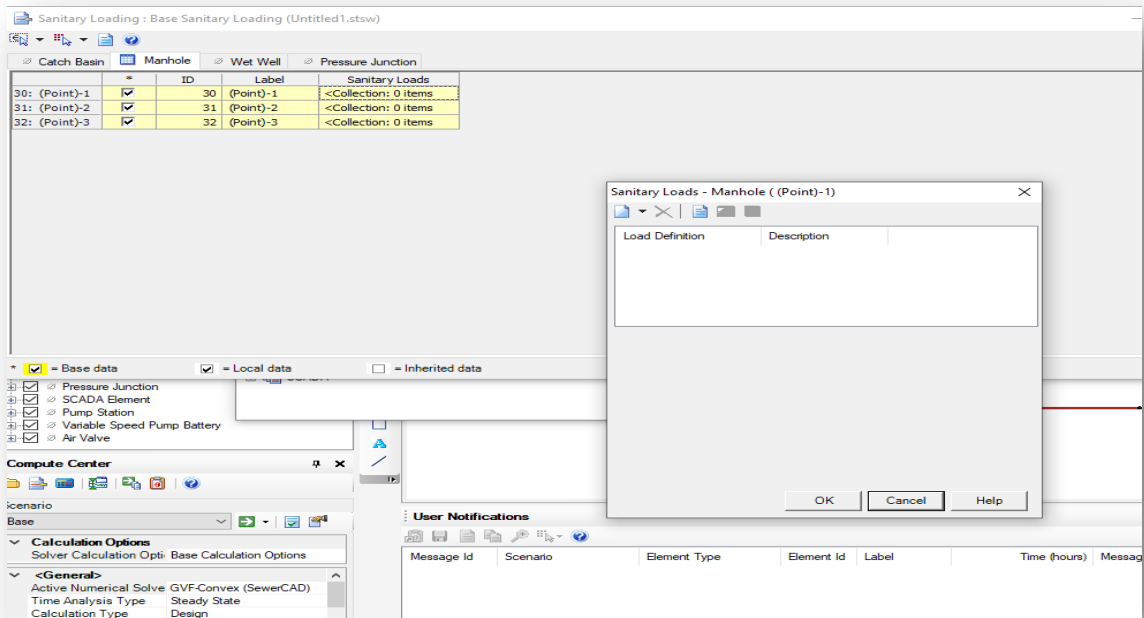


Figure III.19. Regards du réseau d'étude

- Modifier (Velocity) sur (Analysis) » (Alternatifs) » (Desing), La (Figure III.20) illustre la vitesse des conduits.

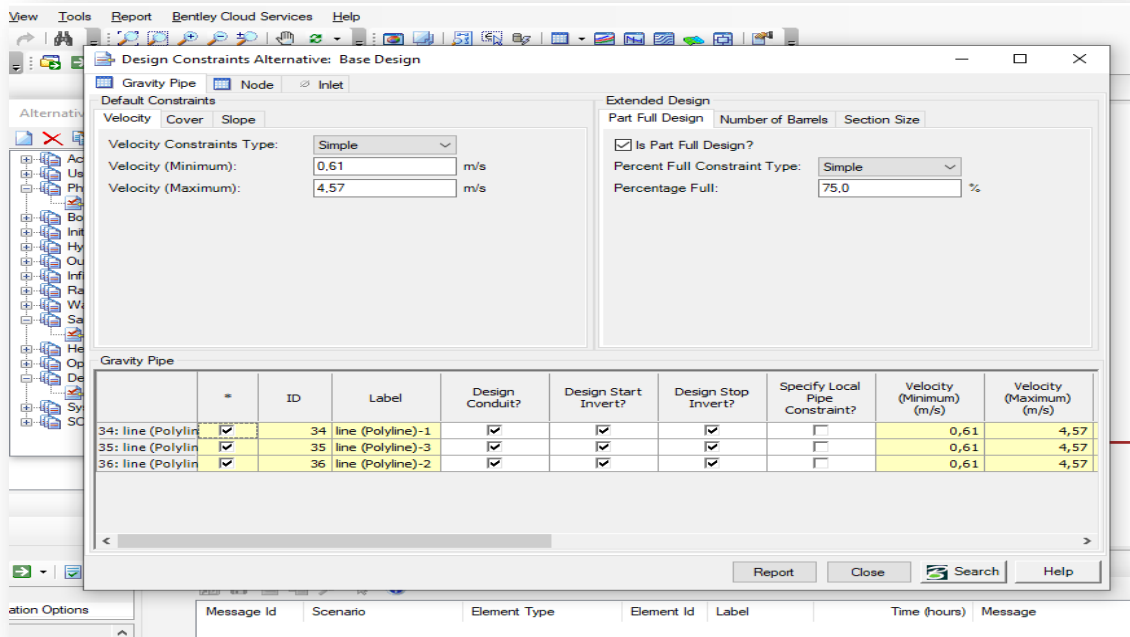


Figure III.20. Viscosité des conduits

- Modifier (Cover) sur (Analysis) » (Alternatifs) » (Desing), La (Figure III.21) illustre la couverture des conduits.

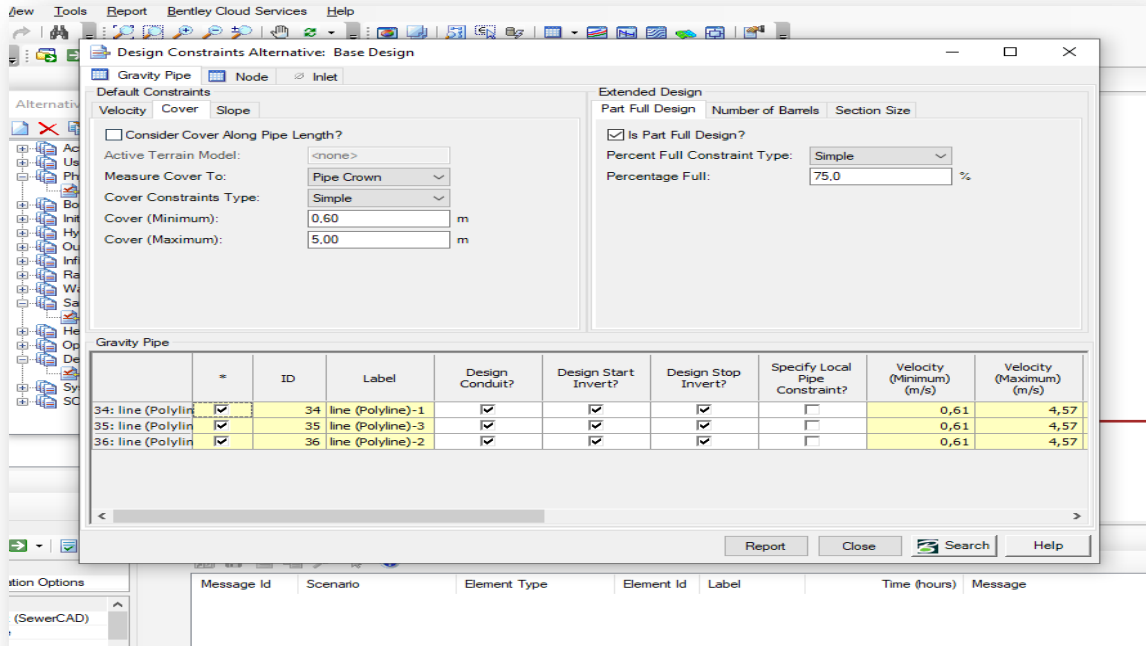


Figure III.21. Couverture des conduits

- Modifier (Slope) sur (Analysis) » (Alternativs) » (Desing), La (Figure III.22) illustre La pente des conduits.

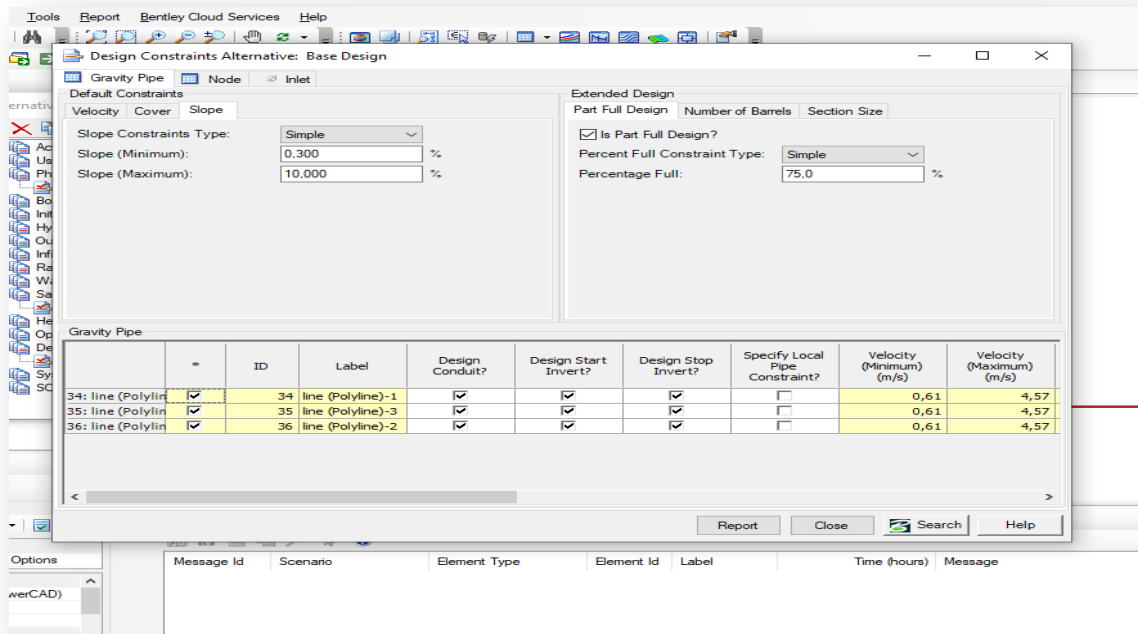


Figure III.22. La pente des conduits

- Modifier (intersection) sur (Analysis) » (Alternativs) » (Desing), La (Figure III.23) illustre comment l'intersection des conduites.

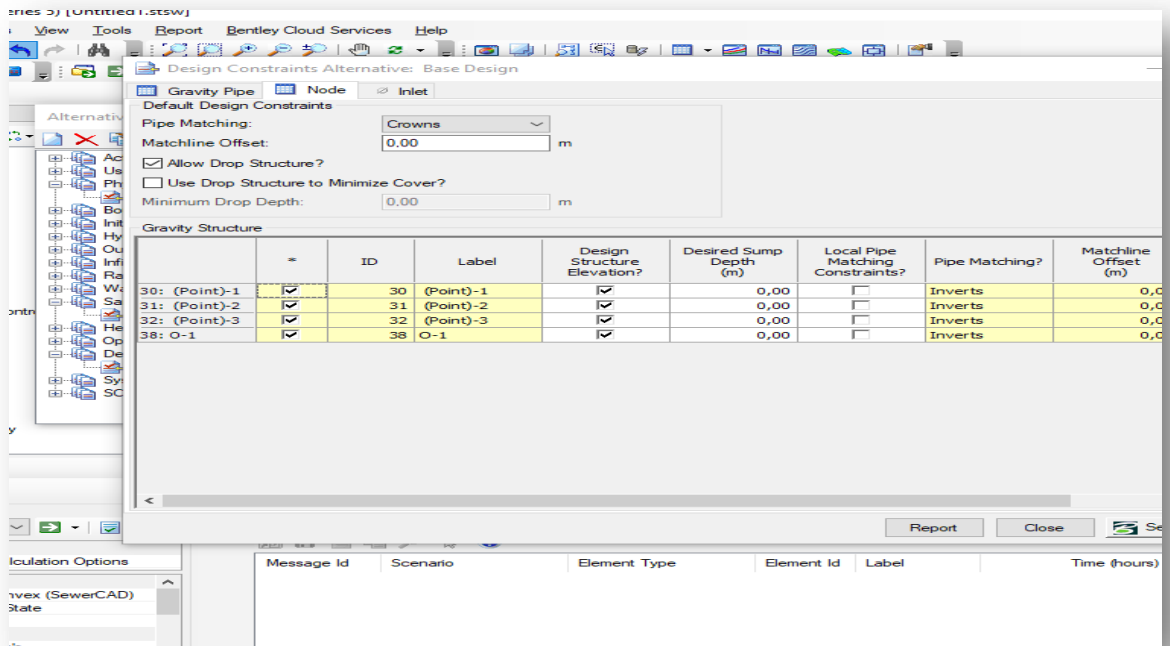


Figure III.23. Intersection des conduits

- Cliquer sur (Catchement) et tracer les bassins versant, La (Figure III.24) définit les Sous bassins de la zone d'étude.

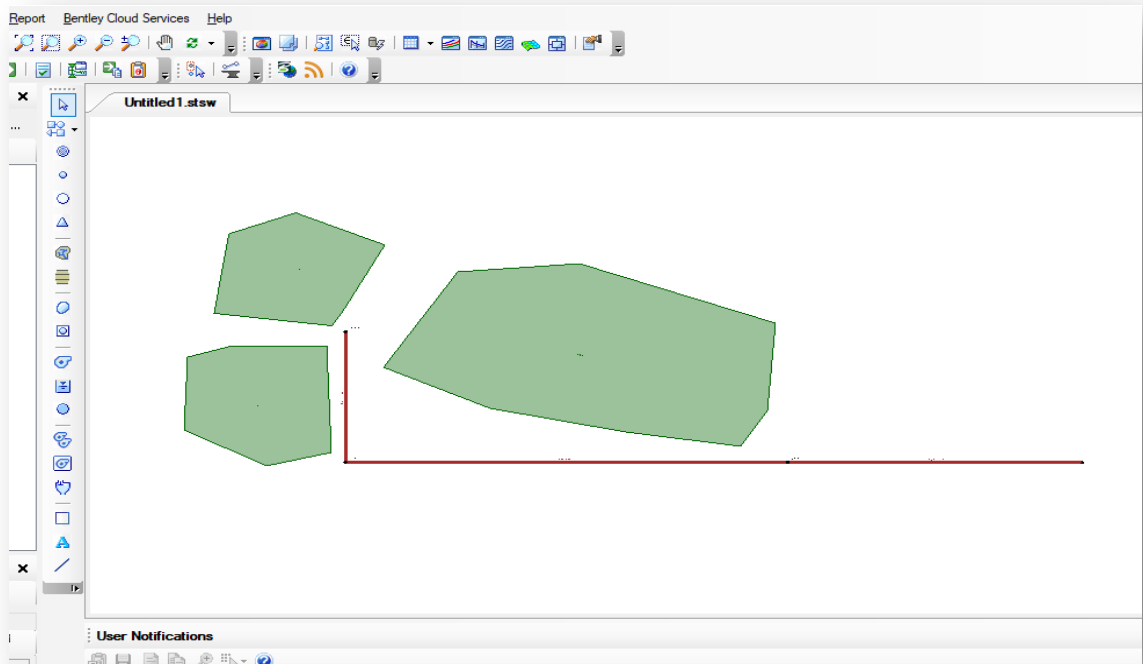


Figure III.24. Sous bassins de la zone d'étude

- Choisir la méthode rationnelle et remplir les surfaces du bassin et coefficient de ruissellement et temps de concentration, La (Figure III.25) résume les caractéristiques des Sous bassins.

ID	Label	Outflow Element	Area (User Defined) (ha)	Runoff Method	Loss Method	Unit Hydrograph Method	Flow (Total Out) (L/s)	Notes	Time of Concentration (min)	Runoff Coefficient (Rational)	Time-Area Table
40: CM-1	40 CM-1	(Point)-1	1,000	Modified Rational			(N/A)		7,000	0,600	<Collection:
41: CM-2	41 CM-2	(Point)-2	1,000	Modified Rational			(N/A)		11,000	0,700	<Collection:
42: CM-3	42 CM-3	(Point)-3	4,000	Modified Rational			(N/A)		13,000	0,800	<Collection:

Figure III.25. Caractéristique des Sous bassins

- Cliquer sur (Components) » (Storm data) et remplir les paramètres a et b de TALBOT pour tracer la courbe IDF ; le modèle de MANTANA n'est pas disponible sur ce logiciel, La (Figure III.26) résume la courbe IDF et l'événement pluvieux de la zone d'étude.
- **Remarque :**  
Les paramètres de TALBOT doivent être déterminés préalablement à partir des données d'observation des averses du site ou à partir du modèle de MANTANA relatif à ce dernier

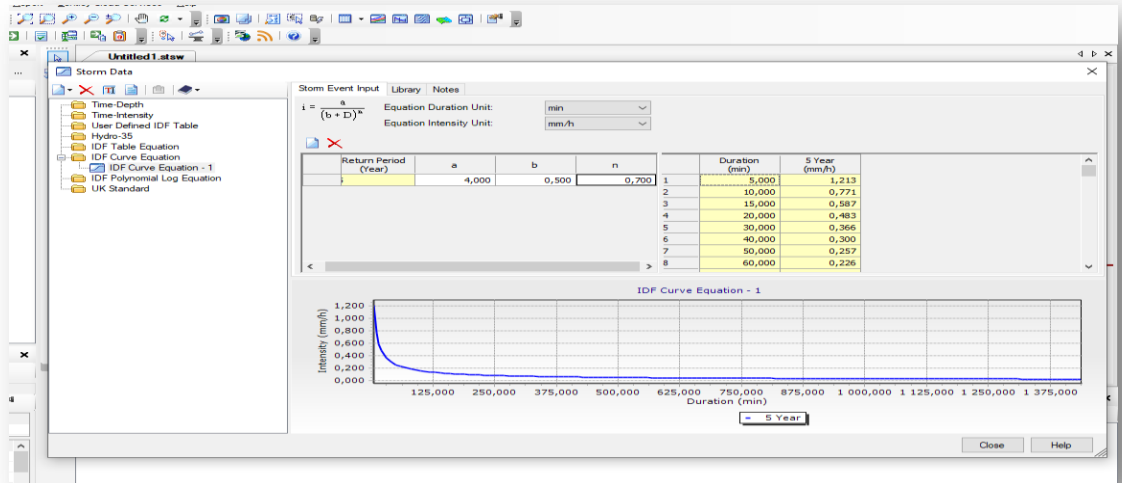


Figure III.26. Événement pluvieux de la zone d'étude

- Remplir (Élévation Grounds) sur (Manhole), La (Figure III.27) définit comment charger l'altitude des regards.

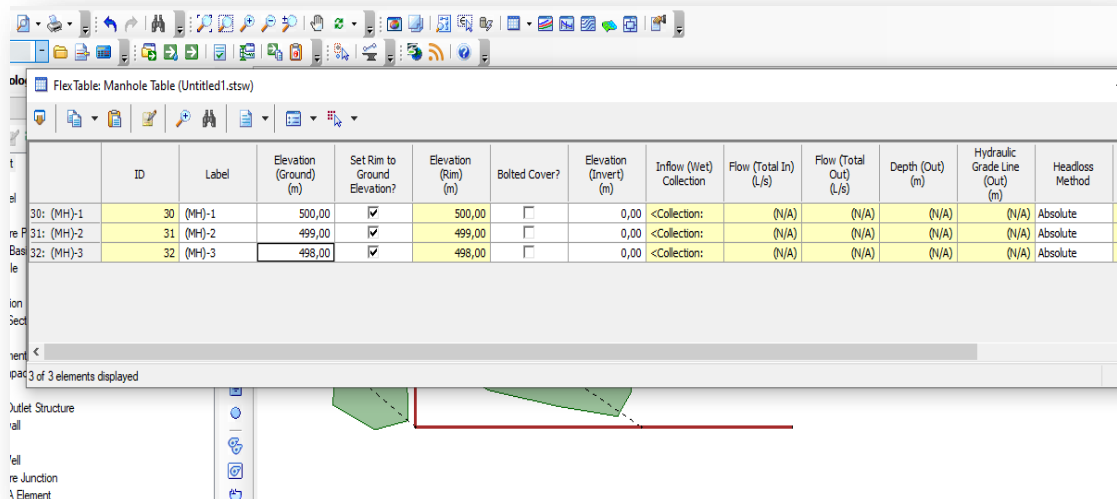


Figure III.27. Altitudes des regards

- Remplir ( Elevation Ground) sur (Outfall), La (Figure III.28) définie comment charger l'altitude d'exutoire

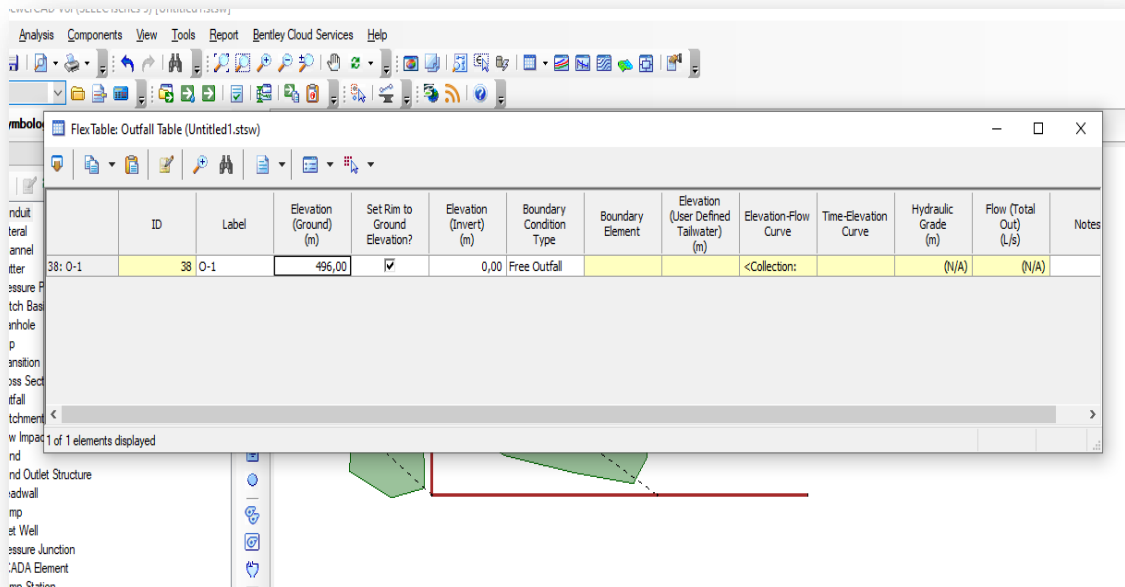


Figure III.28. Altitudes de l'exutoire

- Lancer la simulation et voir les résultats sur (Conduit), La (Figure III.29) résume les résultats de la simulation sur les conduites.

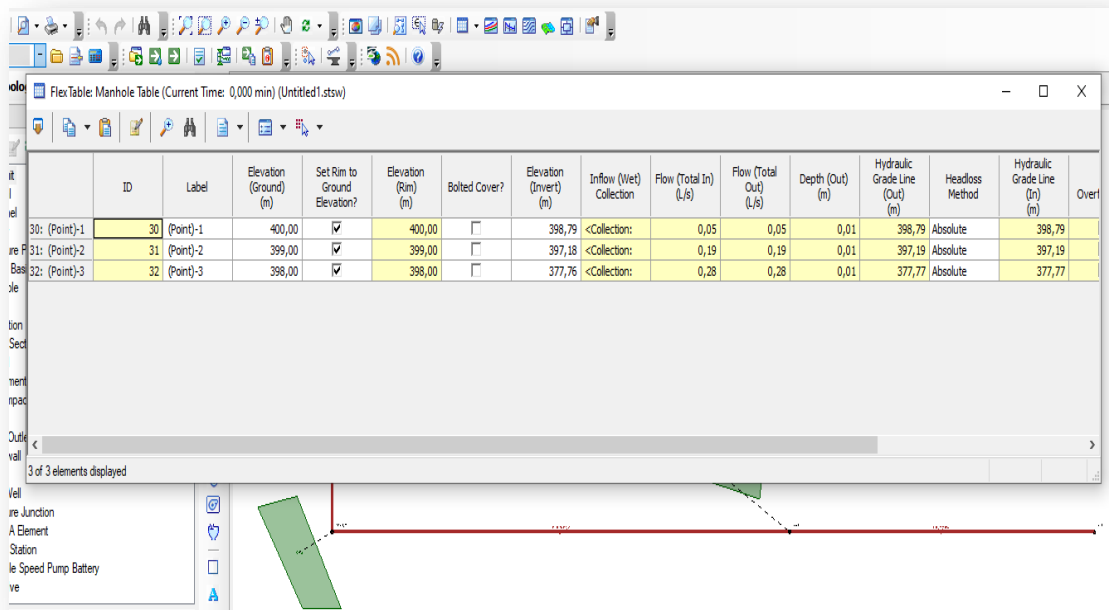


Figure III.29. Débits sur conduites



- Voir les résultats sur (Outfall), La (Figure III.30) résume les résultats de la simulation sur l'exutoire.

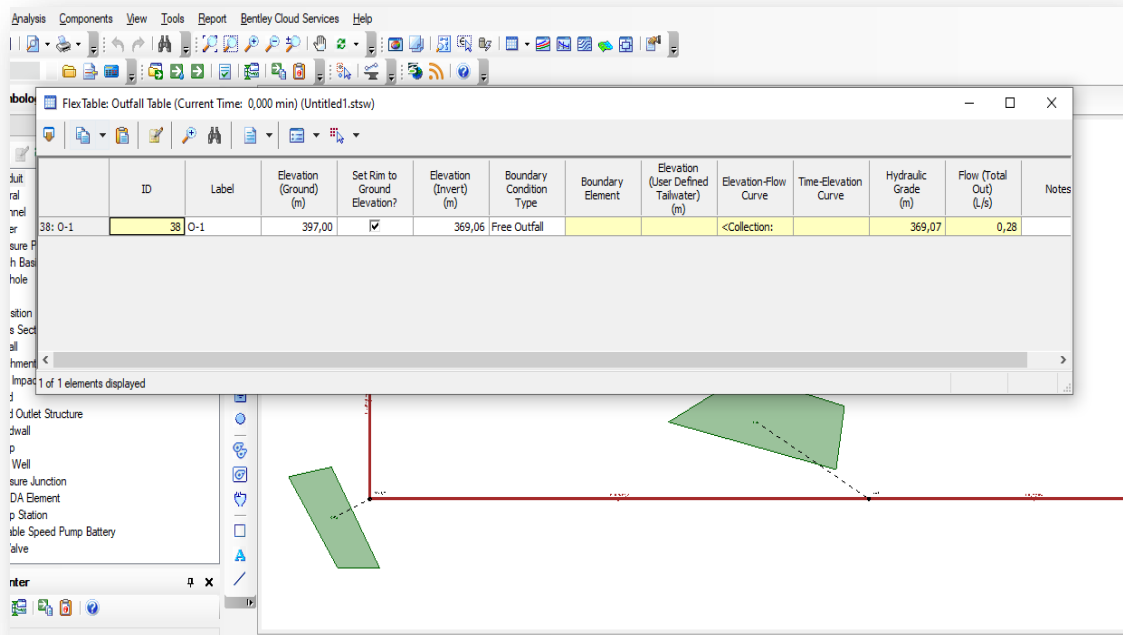


Figure III.30. Débits sur Exutoire

- La (Figure III.31) résumer le tracé du profil en long :

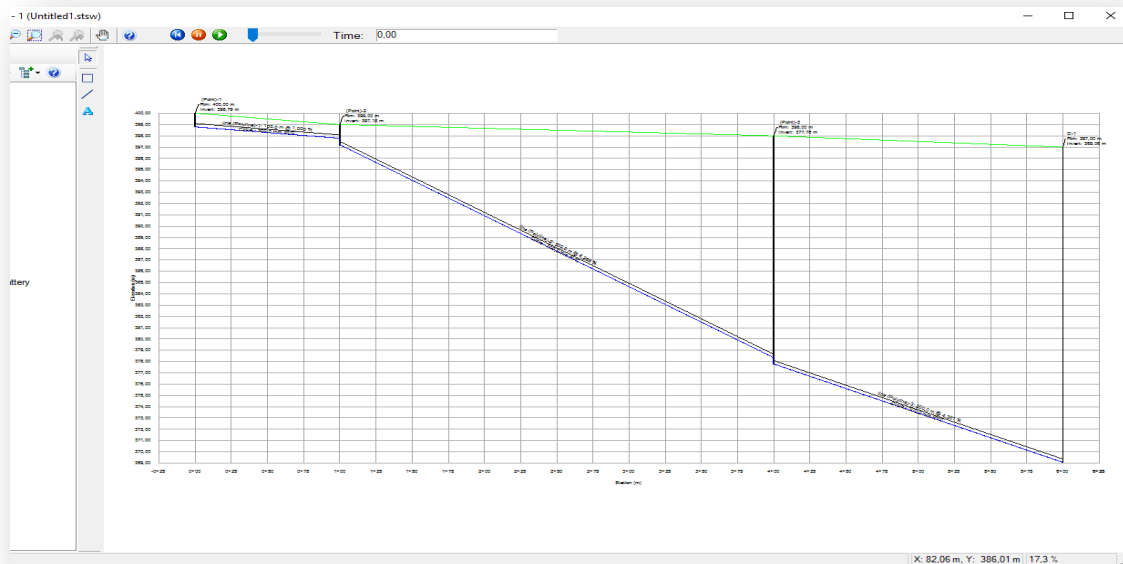


Figure III.31. Profil en long

# CHAPITRE

# IV

## Dimensionnement

## des réseaux

## d'assainissement

## Chapitre IV.

### Dimensionnement des réseaux d'assainissement :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages (collecteurs et regards) tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire des réseaux d'assainissement. Leurs implantations en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs. [20]

#### IV.1. Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant ce dernier sur un schéma global [20] .

➤ Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.

- Leur joints et confection.

➤ Les regards sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan).
- Profondeur.
- Côtes.

#### IV.2. Choix de méthode de calcul :

Dans cette modeste étude, deux applications ont été traitées, chacune séparément, la première concerne le Réseau des eaux pluviales de la commune de NAAMA et la seconde concerne le Réseau d'assainissement du Beghadid commune de MECHERIA.

La formule la plus élémentaire de calcul d'un débit produit par un bassin versant est la méthode rationnelle ( $Q = K \cdot C \cdot i(t) \cdot A$ ), elle permet de calculer un débit produit sur une surface pour une durée de pluie et une période de retour donné [21].

L'estimation des débits des eaux pluviales se fait par l'une des méthodes classiques « Méthode rationnelle » ou par « la méthode superficielle ». Dans cette la méthode rationnelle sera utilisé pour calculer les débits. Cette dernière est utilisée pour des surfaces (>10 ha), ainsi elle est applicable pour des zones ou le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues [22].

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération de la du point de vu surface des sous bassin inférieur à (10 ha), et coefficient de ruissellement, est vue à la comparaison des deux méthodes, on opte a choisi la méthode rationnelle.

### IV.3. Calcul hydraulique par la méthode classique :

Pour la méthode classique, l'écoulement est considéré comme uniforme et permanent ce qui veut dire ; une constance des paramètres hydrauliques. Ainsi la vitesse moyenne, le tirant d'eau et le débit restent invariables dans le temps et dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement [23].

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, on détermine la pente moyenne de chaque sous bassin en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de la méthode rationnelle [24].

La méthode rationnelle présente néanmoins des inconvénients et des limites majeurs de la méthode rationnelle :

- L'estimation du temps déconcentration est souvent laborieuse.
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité).
- Elle ne tient pas compte de l'effèt de stockage de l'eau dans le bassin versant [25].

Les formules utilisées pour le calcul des sections des canalisations sont celles de Chezy et de Manning strickler [23].

**IV.3.1. Formules de calcul :**

- Le diamètre est calculé par la formule suivant [20]:

$$D_{the} = \left( \frac{n \cdot Q_{pte}}{0,3117 \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (III.1)$$

n: coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite.

Q<sub>pte</sub> : débit de pointe [m<sup>3</sup> /s].

I : La pente de la conduite.

- Le débit à plein section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = \frac{0,3117}{n} \times D_c^{\frac{8}{3}} \times \sqrt{I} \dots \dots \dots (III.2)$$

D<sub>c</sub>: diamètre commercial.

- La vitesse à plein section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_c^2} \dots \dots \dots (III.3)$$

- La dernière Etape :

On calcule la vitesse de l'écoulement dans les conduites par le débit de pointe cumulé Q<sub>pte</sub> a pour objet de vérifier que la vitesse est supérieure à 0.6m/s.

Le calcul de la vitesse V et a hauteur de remplissage est déterminer par la méthode graphique (Figure I.14 pour les conduites circulaires ou Figure I.15 pour les conduites ovoïdes) selon les étapes suivantes.

On calcule le rapport du débit :

$$Rq = \frac{Q_{pte}}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (III.4)$$

Et à partir de l'abaque (Figure I.14 ou Figure I.15) les rapports de la vitesse *r<sub>v</sub>* et de remplissage de la conduit *r<sub>h</sub>* seront déterminés

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs de remplissage :

$$V = r_v \cdot V_{ps} \dots \dots \dots (III.5)$$

$$H = r_h \cdot D_{come} \dots \dots \dots (III.6)$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage on a deux conditions à vérifier :

Condition 1: Vitesse d'écoulement ( $V_{ps} > 1.00 \text{ m/s}$ )

Condition 2:

- $V_{min} > 0.60 \text{ m/s}$  pour  $(Q_{PS} / 10)$
- $V_{min} > 0.30 \text{ m/s}$  pour  $(Q_{PS} / 100)$

**Avec :**

$R_q$  : rapport des débits.

$R_v$  : rapport des vitesses.

$R_h$  : rapport des hauteurs.

$h$  : Hauteur de remplissage dans la conduite (m) =  $R_h \cdot$

$Q_{ps}$  : Débit de pleine section ( $\text{m}^3 / \text{s}$ ).

$V_{ps}$  : Vitesse à pleine section (m/s).

$D$  : Diamètre normalisé ou commercial de la conduite (mm).

#### IV.4. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto-curage et ne détériore pas les conduites [20].

- La vitesse d'auto-curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :
  - une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section [20].
  - une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) du débit de pleine section avec un diamètre minimal de 300 mm [20].

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section [20].

#### **IV.4.1. Application 1 « Réseau d'eau pluviale de la commune de NAAMA » :**

Dans cette application, nous avons étudié du réseau d'eau pluviale de la commune de NAAMA ; ce projet a été étudié en raison des inondations qui ont touché la commune en 2008. A partir de cet incident, la direction des ressources en eau a lancé une étude hydrologique afin de réduire les inondations, nous avons donc revu ce projet.

Notre projet est situé dans le centre-ville à côté de la voie ferrée et de la route nationale N° 06.

Afin de mener à bien cette étude, nous nous sommes appuyés sur l'étude hydrologique le plan d'aménagement et Levé topographie de la zone en question.

La figure (IV.1) illustrant les élévations naturelles du terrain a été utilisée afin de faciliter le tracé du réseau de drainage des eaux pluviales.

Quant aux figures (IV.2) et (IV.3) suivants, elle représente le tracé de réseau d'évacuation des eaux retenu pour notre projet, ainsi que la façon dont cette eau est collectée à travers les bassins de déversement dans la zone sujette à l'inondation.

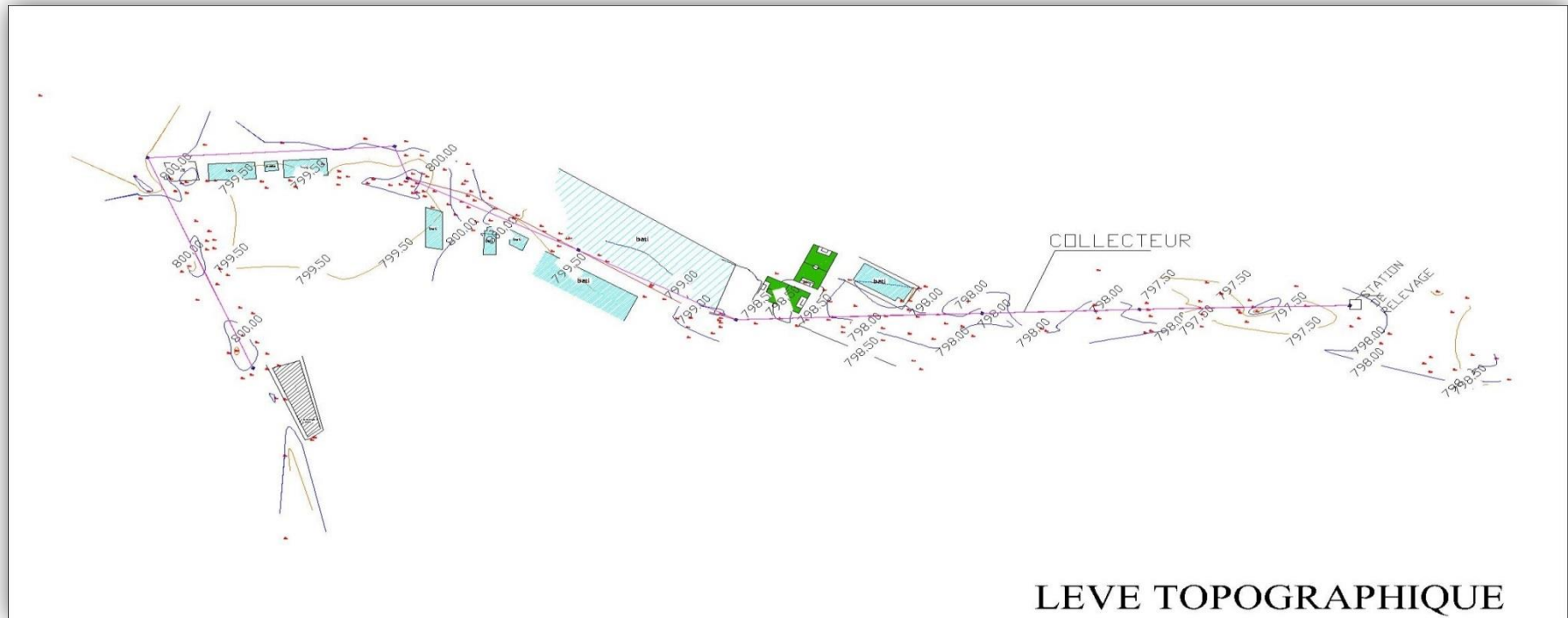


Figure IV.1. Levé topographique application 1



Figure IV.2. illustre le tracé en plan assainissement application 1.

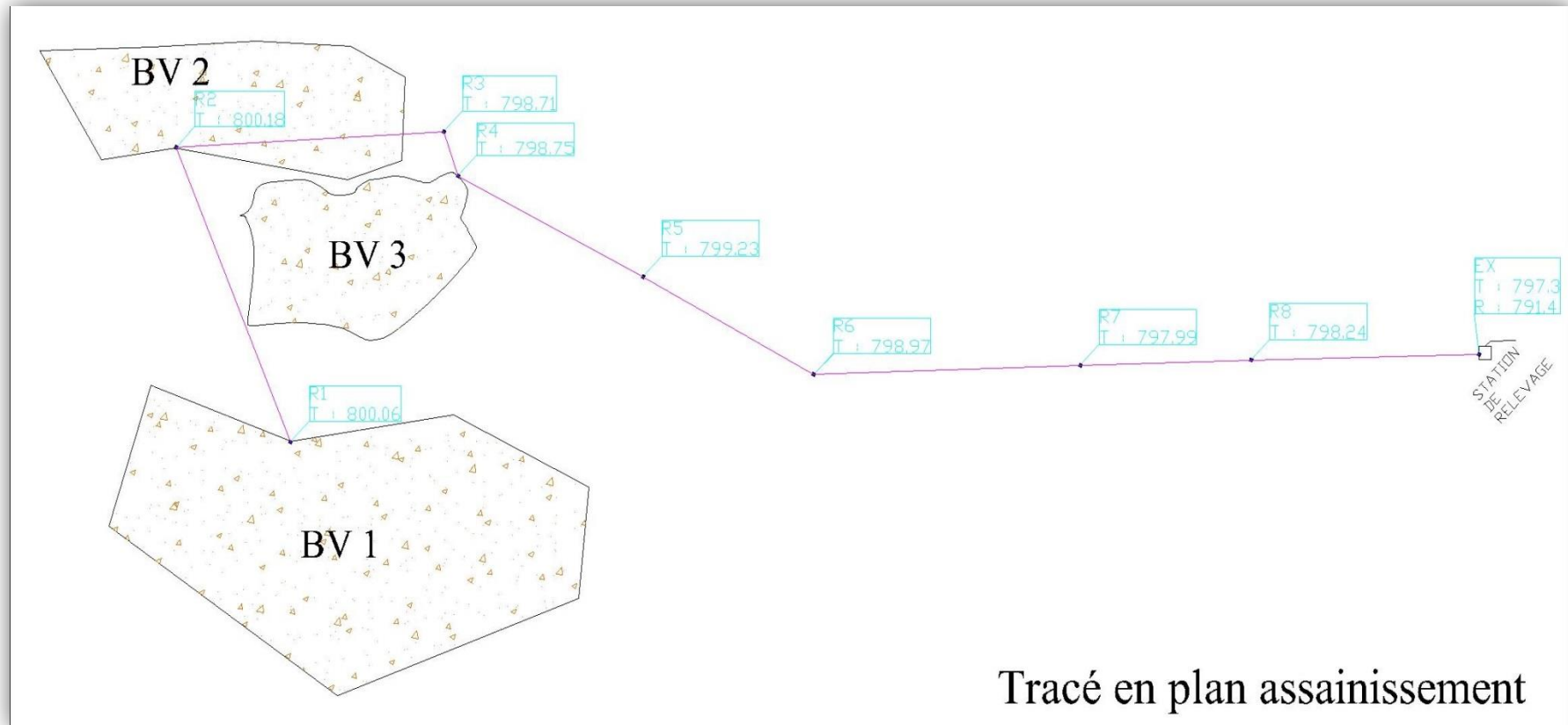


Figure IV.2. Tracé en plan assainissement application 1

Figure IV.3. illustre l'assemblage des bassins versant application 1.

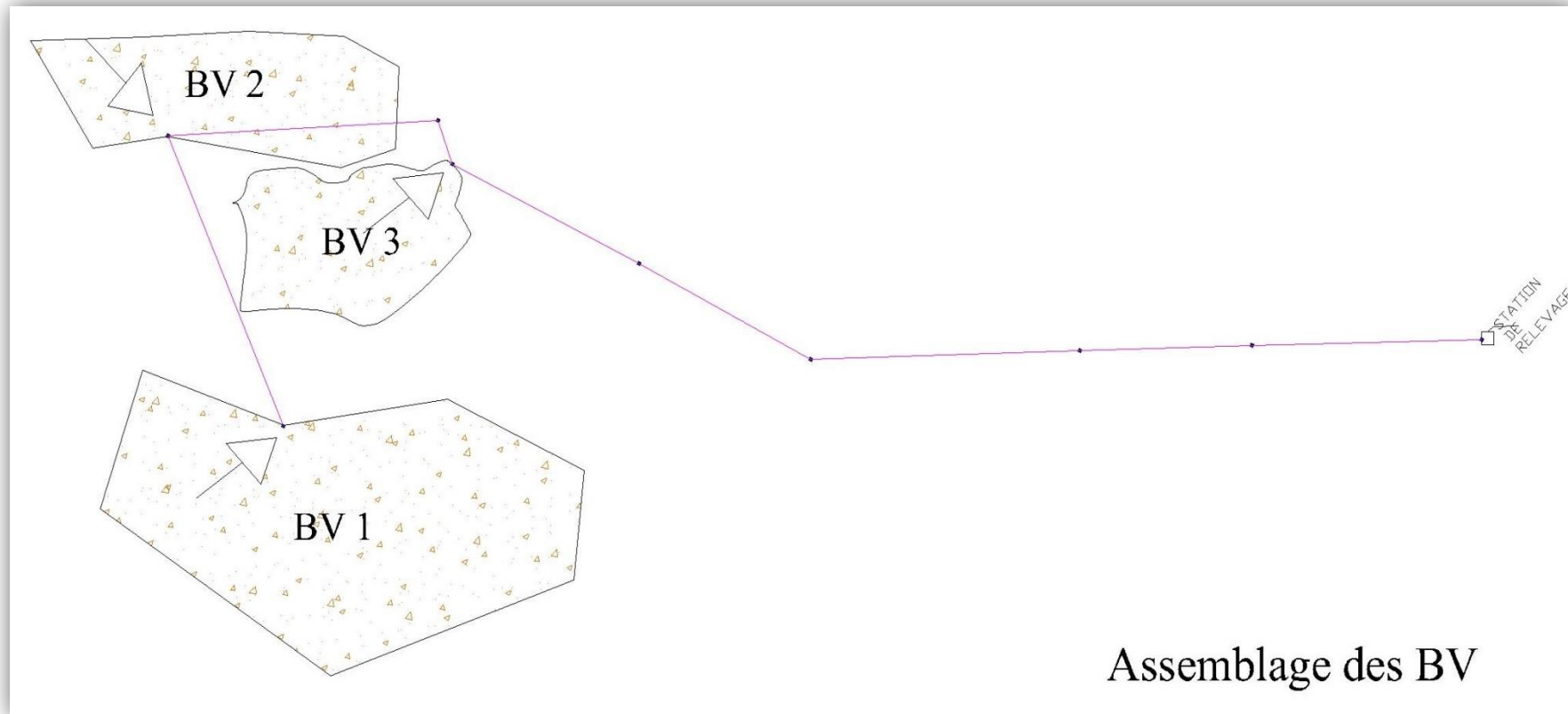


Figure IV.3. Assemblages des bassins versant application 1

Les temps de concentration pour chaque bassin versant ont été estimés en utilisant la formule de KIRPICH et ceci afin de les utiliser dans les prochains calculs pour la conception de notre réseau. Le Tableaux IV.1 illustre dimensions des temps de concentration des bassins versant application 1.

**Tableaux IV.1 :** Temps de concentration des bassins versant application 1

BV	A (m <sup>2</sup> )	L <sub>hyd</sub> (m)	CTN		I (m/m)	Tc-Bassin (min)
			Amont	Aval		
BV01	66400,00	210,06	800,62	800,06	0,0027	11,73
BV02	26977,00	143,17	800,71	800,18	0,0037	7,69
BV03	20912,00	217,98	799,63	798,75	0,0040	10,29

Dans le tableau IV.2 suivant, nous résumons l'assemblage les bassins versants en fonction des tronçons qui les drainent dans l'application 1.

**Tableaux IV.2 :** Assemblages des bassins versant application 1

Tronçon	BV	A (m <sup>2</sup> )	A cum (m <sup>2</sup> )
R01-R02	BV01	66400,00	66400,00
R02-R03	BV01	66400,00	93377,00
	BV02	26977,00	
R03-R04	BV01	66400,00	93377,00
	BV02	26977,00	
R04-R05	BV01	66400,00	114289,00
	BV02	26977,00	
	BV03	20912,00	
R05-R06	BV01	66400,00	114289,00
	BV02	26977,00	
	BV03	20912,00	
R06-R07	BV01	66400,00	114289,00
	BV02	26977,00	
	BV03	20912,00	
R07-R08	BV01	66400,00	114289,00
	BV02	26977,00	
	BV03	20912,00	
R07-EXT	BV01	66400,00	114289,00
	BV02	26977,00	
	BV03	20912,00	

Dans les deux tableaux suivants, nous avons résumé tous les calculs nécessaires d'évaluation des débits pluviaux et le dimensionnement du réseau ; ou nous avons extrait tous les diamètres, tout en remplissant toutes les conditions du bon fonctionnement des réseaux (vitesse d'écoulement convenable de mise en charge des conduites et réseaux auto curant), les tableaux (IV.3) et (IV.4) résumeront dimensions des collecteurs et tous leurs paramètres dans l'application 1.

Le coefficient de ruissèlement est pris ( $C_r=0,7$ ) car nous avons considéré le site comme surface d'habitation à habitation dense

Le Tableau IV.4 résume les paramètres hydrauliques des collecteurs application 1.

Tableaux IV.3 : Dimensions des collecteurs application 1

Tronçon	A cum (m <sup>2</sup> )	L tr(m)	CTN		I (m/m) TN	I Corrigé (m/m)	A cum (ha)	Tc (min)	C	I (mm/min)	Q (m <sup>3</sup> /S)
			Amont	Aval							
R01-R02	66400,00	259,50	800,06	800,18	-0,00046	0,0030	6,64	11,73	0,7	1,298	1,007
R02-R03	93377,00	236,25	800,18	798,71	0,00622	0,0062	9,34	14,15	0,7	1,135	1,239
R03-R04	93377,00	38,00	798,71	798,75	-0,00105	0,0090	9,34	14,15	0,7	1,135	1,239
R04-R05	114289,00	181,50	798,75	799,23	-0,00264	0,0085	11,43	15,92	0,7	1,044	1,395
R05-R06	114289,00	169,25	799,23	798,97	0,00154	0,0015	11,43	15,92	0,7	1,044	1,395
R06-R07	114289,00	234,19	798,97	797,99	0,00418	0,0042	11,43	15,92	0,7	1,044	1,395
R07-R08	114289,00	149,61	797,99	798,24	-0,00167	0,0085	11,43	15,92	0,7	1,044	1,395
R08-EXT	114289,00	200,15	798,24	797,30	0,00470	0,0047	11,43	15,92	0,7	1,044	1,395
	Σ	1468,45									

Tableaux IV.4 : Paramètre hydraulique des collecteurs application 1

<b>Q</b> <b>(m<sup>3</sup>/S)</b>	<b>Dcal (m)</b>	<b>DN</b> <b>(mm)</b>	<b>Qps</b> <b>(m<sup>3</sup>/S)</b>	<b>Vps</b> <b>(m/S)</b>	<b>Rq</b>	<b>Rv</b>	<b>Rh</b>	<b>V</b> <b>(m/S)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Temps de</b> <b>parcours</b> <b>(min)</b>	<b>Tc</b> <b>Aval</b> <b>(min)</b>	<b>V (m/s)</b> <b>Auto curage</b>
1,007	0,905	1000	1,313	1,67	0,77	1,07	0,67	1,78	0,67	2,42	14,15	0,98
1,239	0,853	1000	1,891	2,41	0,66	1,06	0,60	2,54	0,60	1,55	15,70	1,40
1,239	0,796	1000	2,275	2,90	0,54	1,03	0,53	2,98	0,53	0,21	15,92	1,64
1,395	0,841	1000	2,211	2,82	0,63	1,05	0,59	2,96	0,59	1,02	16,94	1,63
1,395	1,159	1200	1,530	1,35	0,91	1,07	0,80	1,45	0,96	1,94	18,88	0,80
1,395	0,961	1200	2,521	2,23	0,55	1,03	0,54	2,30	0,64	1,70	20,58	1,26
1,395	0,841	1200	3,595	3,18	0,39	0,93	0,43	2,97	0,51	0,84	21,42	1,63
1,395	0,940	1200	2,673	2,36	0,52	1,02	0,52	2,41	0,62	1,39	22,80	1,32

**Avec :**

BV : bassin versant.

A : superficie du bassin versant ( $m^2$ ).

$L_{hyd}$  : longueur hydraulique du bassin versant (m).

CTN amont : côte de terrain naturel amont (m).

CTN aval : côte de terrain naturel aval (m).

$T_c$  : temps de concentration (min)

C : coefficient de ruissèlement.

I : intensité de précipitation (mm/min).

L : longueur de conduite entre deux regards (m).

I : pente de projet (m/m).

Q : débit totale (eau pluviale) en ( $m^3 /s$ ).

$Q_{ps}$  : débit à pleine section ( $m^3 /s$ ).

$V_{ps}$  : vitesse à pleine section (m/s).

$D_{cal}$  : diamètre calculé (mm).

$D_n$  : diamètre normalisé (mm).

$R_q$  : rapport des débits.

$R_h$  : rapport des hauteurs.

$R_v$  : rapport des vitesses.

h : hauteur de remplissage (mm).

V : vitesse de l'écoulement (m/s).

Le dimensionnement d'un réseau est une étape peu complexe basée sur les connaissances hydrauliques du concepteur et les données collectées du site. Le réseau est dimensionné avec des conduites cicutaire en béton de 1000 jusqu'à 1200 mm, notre réseau est bien dimensionner du fait qu'y a pas de mise en charge de conduites, leurs vitesse d'écoulement sont acceptables (entre 1,45 et 2,98 m/s) et il est autocurant car dans tous les tronçons les vitesses d'auto-curage dépassent 0,6m/s.

**Les** pentes longitudinales et le recouvrement des conduites doivent être respectés lors de la réalisation.

#### IV.4.2. Application 2 «réseau d'assainissement du Beghadid commune de MECHERIA »:

De même, nous avons traité le réseau d'assainissement du Beghadid commune de MECHERIA, en considérant uniquement un dimensionnement du réseau pour les eaux pluviales.

La ville de MECHERIA est une commune de la wilaya de NAAMA en Algérie située dans le Nord-Ouest algérien, à 30 Km de la du chef-lieu de wilaya « Naama ». [26]

Les deux localités (Naama et Mecheria) présentent les mêmes caractéristiques hydrologiques.

Le quartier de Beghadid est situé au Nord- Ouest de la commune de MECHERIA, à côté de la montagne ANTAR qui distingue cette commune.

La figure (IV.4) illustre les élévations naturelles du terrain ; ceci afin de faciliter le tracé du réseau de drainage des eaux pluviales, et. La figure (IV.5) illustre le plan d'aménagement de notre zone étudié.

Quant aux figures (IV.6) et (IV.7), ils mentionnent le tracé du réseau d'évacuation des eaux adopté pour notre projet, ainsi que la façon dont cette eau est collectée à travers les bassins de déversement.



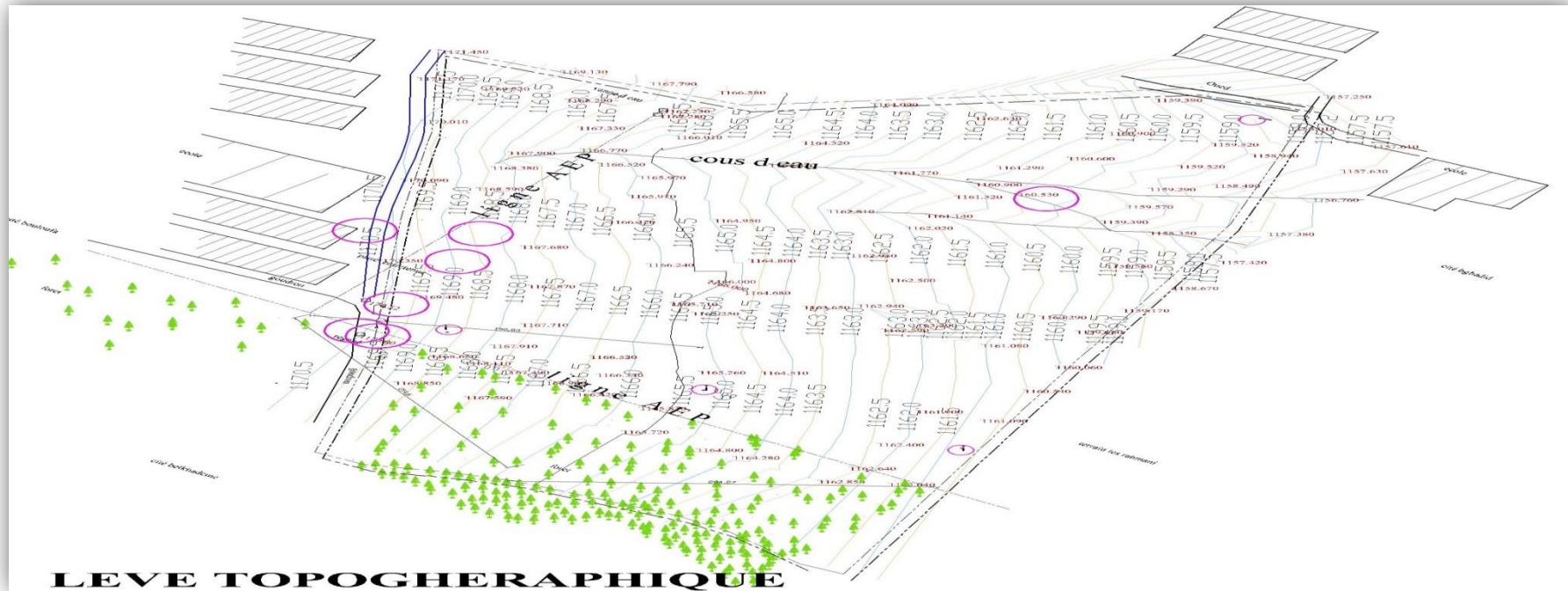


Figure IV.4. Levé topographique application 2

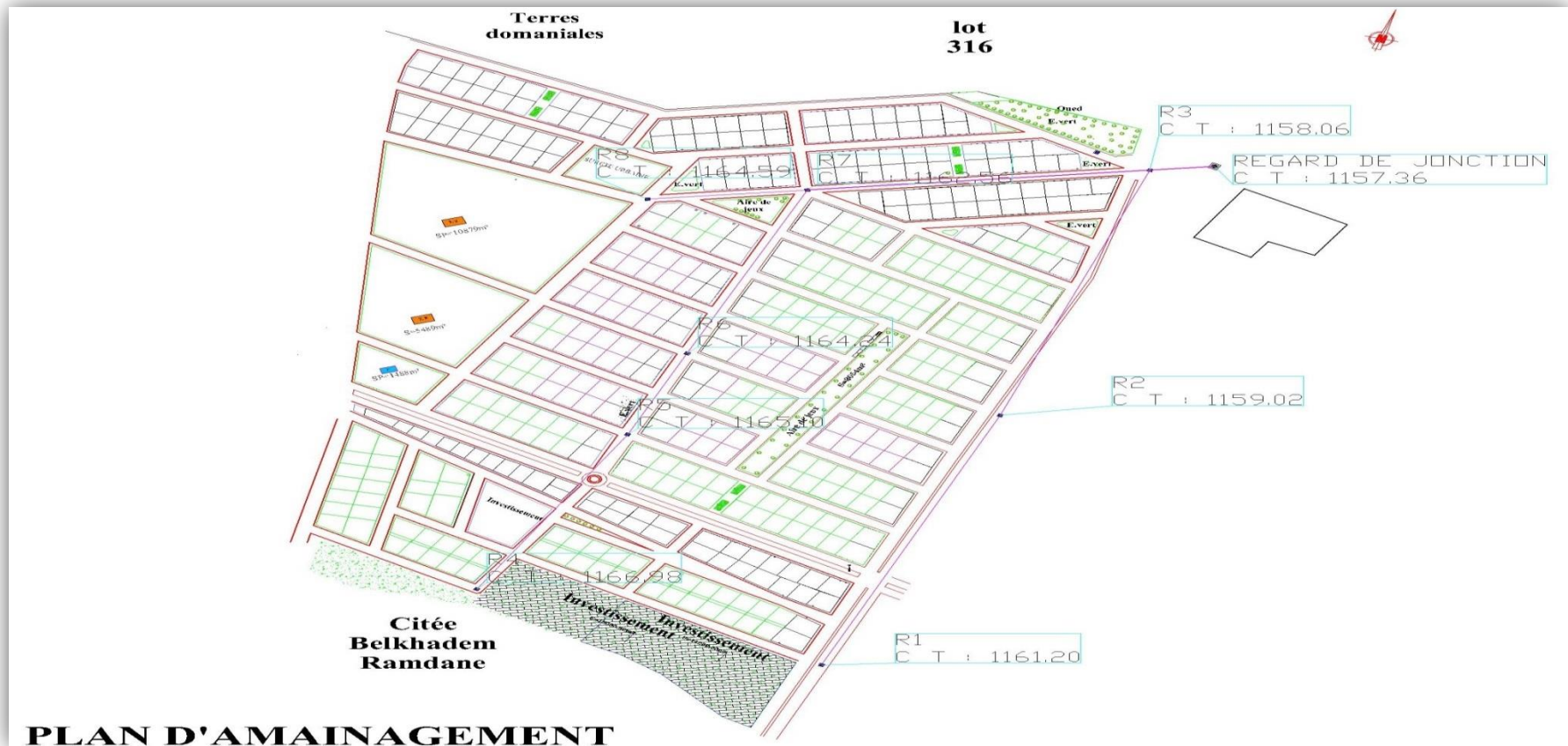


Figure IV.5. Plan d'aménagement application 2

Figure IV.6. Illustre le tracé en plan assainissement application 2.

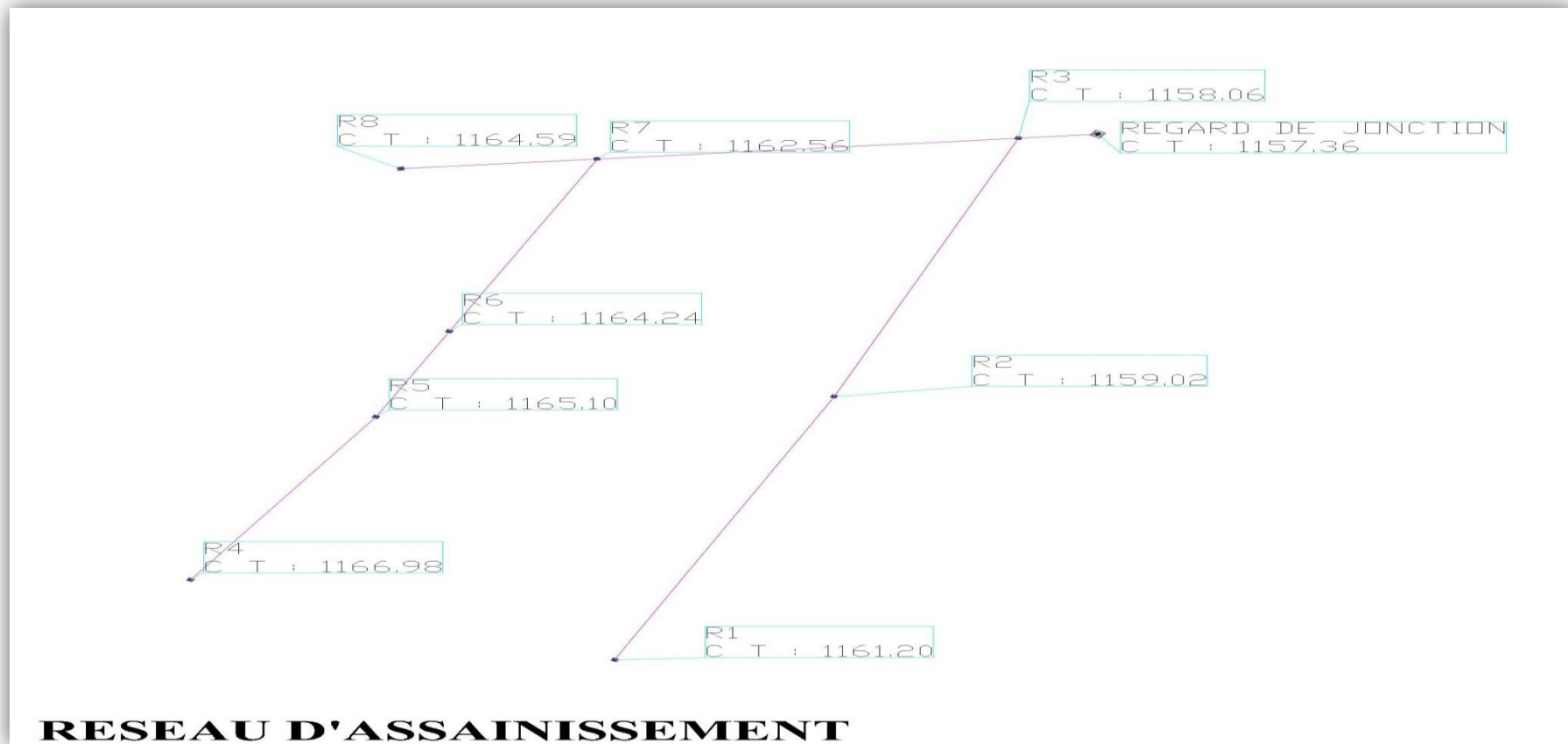


Figure IV.6. Tracé en plan assainissement application 2

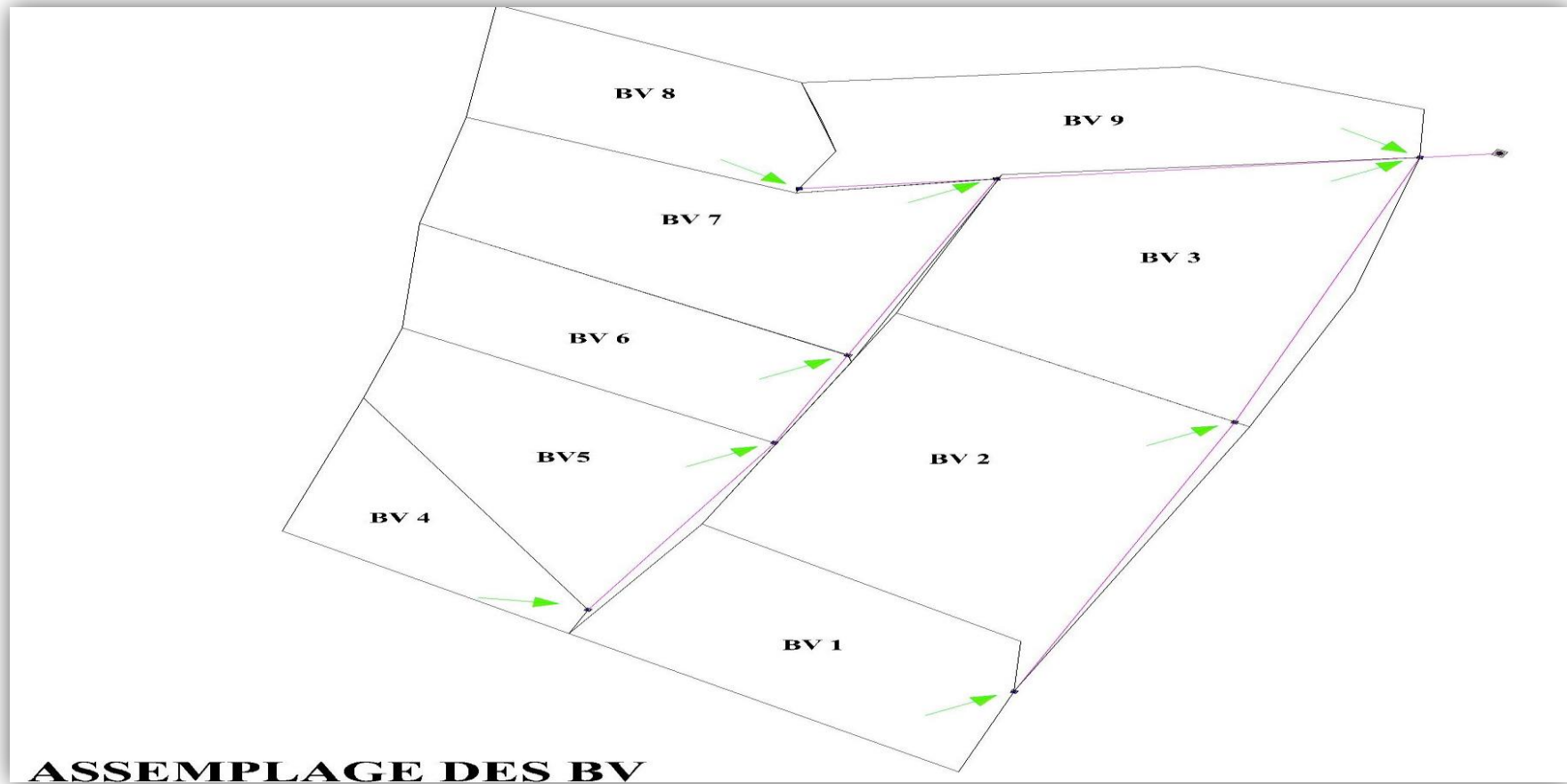


Figure IV.7. Assemblages des bassins versant application 2

Comme dans application 1, ici les temps de concentration pour chaque bassin versant ont été estimés en utilisant la formule de KIRPICH et ceci afin de les utiliser dans les prochains calculs pour la conception de notre second réseau,

Le tableau IV.5 illustre les temps de concentration des bassins versant application 2.

**Tableaux IV.5 : Dimensions des temps de concentration des bassins versant application 2**

BV	A (m <sup>2</sup> )	Lhyd (m)	CTN		I (m/m)	A (ha)	Tc-Bassin (min)
			Amont	Aval			
BV01	22635,00	204,27	1165,72	1162,04	0,0180	2,26	5,50
BV02	40751,00	262,41	1165,50	1158,50	0,0267	4,08	5,74
BV03	35457,00	274,54	1163,50	1158,94	0,0166	3,55	7,13
BV04	11248,00	214,60	1170,50	1166,00	0,0210	1,12	5,39
BV05	22624,00	190,83	1170,52	1165,50	0,0263	2,26	4,51
BV06	18003,00	205,56	1170,50	1164,50	0,0292	1,80	4,59
BV07	27597,00	265,33	1170,50	1162,50	0,0302	2,76	5,52
BV08	15668,00	216,80	1170,50	1164,50	0,0277	1,57	4,88
BV09	22579,00	287,64	1166,58	1158,00	0,0298	2,26	5,90

Dans le tableau IV.6 nous résumons l'assemblage les bassins versants en fonction des tronçons qui les drainent dans l'application 2.

**Tableaux IV.6 : Assemblages des bassins versant application 2**

Tronçon	BV	Tc bassin (min)	A (m <sup>2</sup> )	A cum (m <sup>2</sup> )
R01-R02	BV01	5,50	22635,00	22635,00
R02-R03	BV02	5,74	40751,00	63386,00
R04-R05	BV04	5,39	11248,00	11248,00
R05-R06	BV05	4,51	22624,00	33872,00
R06-R07	BV06	4,59	18003,00	51875,00
R08-R07	BV08	4,88	15668,00	15668,00
R07-R03	BV07	5,52	27597,00	95140,00
R03-EXT	BV09	5,90	22579,00	216562,00
	BV03	7,13	35457,00	

Dans les deux tableaux suivants, nous avons résumé tous les calculs nécessaires d'évaluation des débits pluviaux et le dimensionnement du réseau ; ou nous avons extrait tous les diamètres, tout en remplissant toutes les conditions du bon fonctionnement des réseaux (vitesse d'écoulement convenable de mise en charge des conduites et réseaux autocurant), les tableaux (IV.7) et (IV.8) résumeront dimensions des collecteurs et tous leurs paramètres application 1.

Même ici, les coefficients de ruissèlement sont pris ( $C_r=0,7$ ) car nous avons considéré le site comme surface d'habitation à habitation dense

Le Tableau IV.8 résume les paramètres hydrauliques des collecteurs application 1.

Tableaux IV.7 : Dimensions des collecteurs - application 2-

Tronçon	A cum (m <sup>2</sup> )	L tr(m)	CTN		I TN (m/m)	I Corrigé (m/m)	A cum (ha)	Tc (min)	C	I (mm/min)	Q (m <sup>3</sup> /S)
			Amont	Aval							
R01-R02	22635,00	260,52	1161,2	1159,02	0,0084	0,0084	2,264	5,50	0,7	2,225	0,589
R02-R03	63386,00	250,49	1159,02	1158,06	0,0038	0,0038	6,339	7,36	0,7	1,809	1,340
R04-R05	11248,00	171,15	1166,98	1165,10	0,0110	0,0110	1,125	5,39	0,7	2,257	0,297
R05-R06	33872,00	85,01	1165,10	1164,24	0,0101	0,0100	3,387	6,72	0,7	1,930	0,764
R06-R07	51875,00	171,17	1164,24	1162,56	0,0098	0,0098	5,188	7,27	0,7	1,825	1,107
R08-R07	15668,00	89,68	1164,59	1162,56	0,0226	0,0200	1,567	4,88	0,7	2,422	0,444
R07-R03	95140,00	192,59	1162,56	1158,06	0,0234	0,0080	9,514	8,28	0,7	1,662	1,849
R03-EXT	216562,00	36,23	1158,06	1157,36	0,0193	0,0050	21,656	9,42	0,7	1,517	3,840
	Σ	1256,84									

Tableaux IV.8 : Paramètres hydrauliques des collecteurs - application 2 -

Q (m <sup>3</sup> /S)	Dcal (m)	DN (mm)	Qps (m <sup>3</sup> /S)	Vps (m/S)	Rq	Rv	Rh	V (m/S)	H (m)	temps de parcours (min)	Tc Aval (min)	V auto curage
0,589	0,610	700	0,849	2,21	0,69	1,06	0,62	2,34	0,44	1,86	7,36	1,29
1,340	0,964	1000	1,478	1,88	0,91	1,07	0,79	2,02	0,79	2,06	9,42	1,11
0,297	0,449	500	0,396	2,02	0,75	1,06	0,66	2,15	0,33	1,33	6,72	1,18
0,764	0,651	700	0,926	2,41	0,82	1,07	0,71	2,58	0,50	0,55	7,27	1,42
1,107	0,751	800	1,309	2,61	0,85	1,08	0,73	2,80	0,58	1,02	8,28	1,54
0,444	0,466	500	0,534	2,72	0,83	1,07	0,72	2,92	0,36	0,51	5,39	1,61
1,849	0,946	1000	2,145	2,73	0,86	1,08	0,74	2,94	0,74	1,09	9,38	1,62
3,840	1,359	1400	4,159	2,70	0,92	1,07	0,82	2,89	1,14	0,21	9,63	1,59



**Avec :**

BV : bassin versant.

A : superficie du bassin versant ( $m^2$ ).

$L_{hyd}$  : longueur hydraulique du bassin versant (m).

CTN amont : côte de terrain naturel amont (m).

CTN aval : côte de terrain naturel aval (m).

$T_c$  : temps de concentration (min)

C : coefficient de ruissèlement.

I : intensité de précipitation (mm/min).

L : longueur de conduite entre deux regards (m).

I : pente de projet (m/m).

Q : débit totale (eau pluviale) en ( $m^3 /s$ ).

$Q_{ps}$  : débit à pleine section ( $m^3 /s$ ).

$V_{ps}$  : vitesse à pleine section (m/s).

$D_{cal}$  : diamètre calculé (mm).

$D_n$  : diamètre normalisé (mm).

$R_q$  : rapport des débits.

$R_h$  : rapport des hauteurs.

$R_v$  : rapport des vitesses.

h : hauteur de remplissage (mm).

V : vitesse de l'écoulement (m/s).

Le réseau est dimensionné avec des conduites cicutaire en béton de 500 à 1400 mm, notre réseau est bien dimensionner du fait qu'il n'y a pas de mise en charge de conduites, leurs vitesse d'écoulement sont acceptables (entre 2,02et 2,94 m/s) et il est autocurant car dans tous les tronçons les vitesses d'auto-curage dépassent 0,6m/s.

Les pentes longitudinales et le recouvrement des conduites doivent être respectés lors de la réalisation.

# CHAPITRE

# V

## Simulation sur le logiciel SewerGEM

## Chapitre V.

### Simulation sur le logiciel SewerGEMS:

Dans notre étude, nous avons utilisé le programme de SewerGEMS, et cela grâce à plusieurs sites internet situés à les références bibliographie à l'arrière [27], [28], [29], [30] et [31].

Ce chapitre représente les résultats de simulation du réseau d'assainissement pluviale de la zone d'étude par SewerGEMS. Ce logiciel est utilisé pour simuler la capacité du réseau d'assainissement pluviale lors d'une pluie d'une certaine période de retour.

Ainsi les deux réseaux précédemment dimensionnés manuellement (NAAMA et Beghadid) seront repris ici, afin de les redimensionnés grâce à des simulations des comportements de ces derniers sur le logiciel SewerGEMS.

#### V.1. Simulation sur SewerGEMS - application 1-:

Selon le réseau que nous avons étudié dans le chapitre précédent, nous l'avons divisé à chaque distance de 70 mètres au maximum et à chaque intersection de routes et ceci dans le but de faciliter le processus ainsi que de dessiner les profile en longue.

Avant de commencer la simulation, suivez ces étapes :

- Importer notre réseau ce forme fichier DXF.
- Modifier la liste des unités et la liste de contrôle, comme mentionné précédemment.
- Remplissez toutes les données comme les cotes de terrain naturel les cotes de radier des conduite.
- Remplissez toutes les exigences de conception telles que la pente et la vites....etc.

Nos conditions de conception sont :

- 1- la pente longitudinale entre 0,003 et 0,1 m/m.
- 2- la vites d'écoulement entre 0,6 et 3 m/s.
- 3- la couverture de la conduite entre 0,8 et 5 m.

#### V.2. Courbe I.D.F sur SewerGEMS - application 1-:

Sur la base de l'étude hydrologique sur laquelle nous nous sommes appuyés dans nos précédents calculs (le dimensionnement manuel au chapitre IV), l'intensité moyenne maximale des pluies considérées est basée sur le modèle de MONTANA. Quant à ce logiciel, l'intensité moyenne maximale des pluies à considérer se base sur le modèle de TALBOT. Les paramètres de TALBOT sont déduits préalablement à partir des données à partir du modèle de MANTANA relatif à zone d'étude.

Les paramètres du TALBOT c'est ( $a=26,318$  et  $b=8,817$ ).

La Figure V.1. Représente la courbe I.D.F par SewerGEMS:

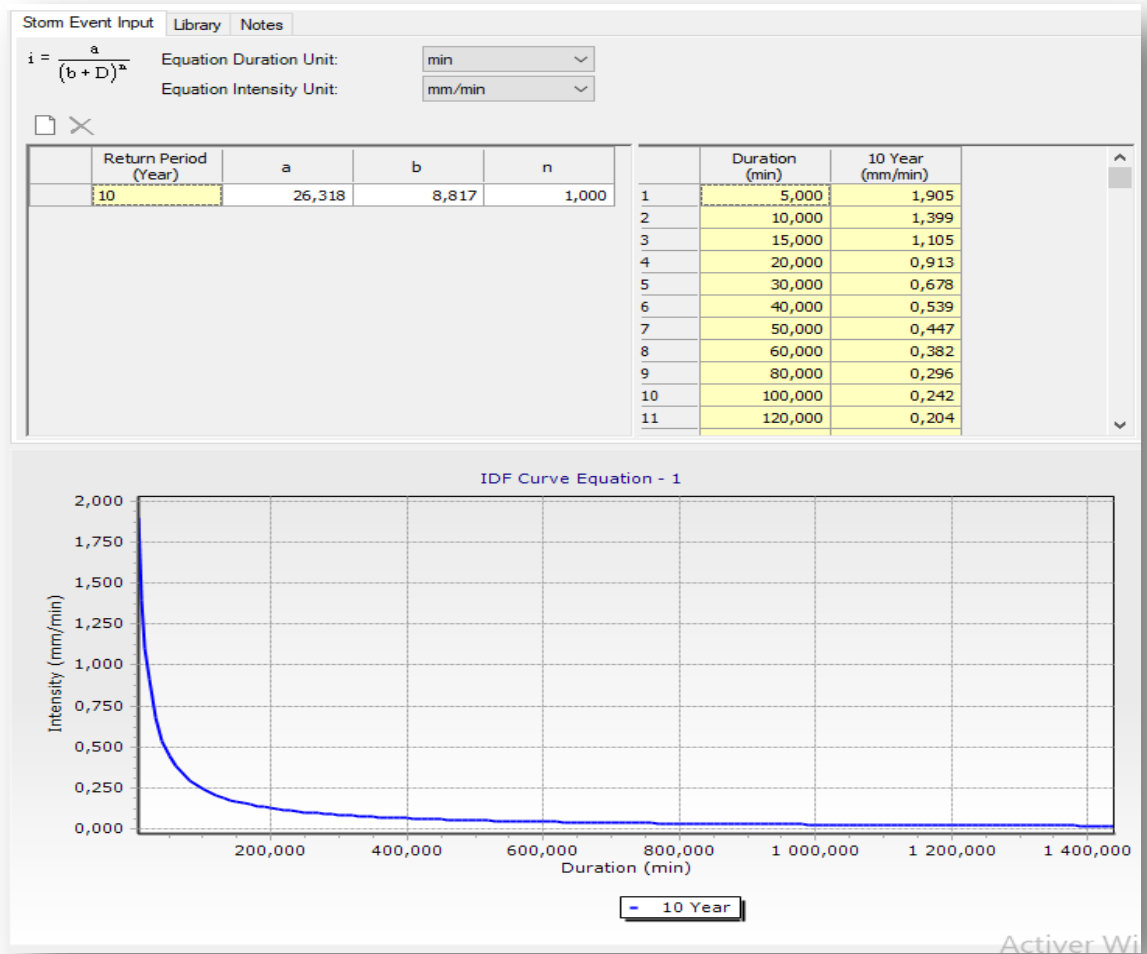


Figure V.1. Courbe I.D.F par SewerGEMS

**V.3. Données des bassins versant pour simulation par SewerGEMS application 1:**

Les données pour simulation par SewerGEMS (Tableau V.1) indiquent trois bassins versant qui alimentent notre réseau.

Tableau V.1. Données des bassins versant simulés par SewerGEMS application 1

Basin Versant	Element de sortie	Surface (Ha)	Méthode	Tc (min)	Cr
CM-1	MH-1	6,640	Rational	11,730	0,700
CM-2	MH-2	2,700	Rational	7,690	0,700
CM-3	MH-4	2,090	Rational	10,290	0,700

**V.4. Résultats de simulation par SewerGEMS application 1:**

Les résultats de simulation du réseau d’assainissement pluviale par SewerGEMS pour la

période de retour de 10 ans (Tableau V.2) résumant de vingt-six conduites et trois bassins versant alimentant notre réseau.

**Tableau V.2.** Résultats de simulation par SewerGEMS application 1

Etiquette	Elévation de sol	Nœud de démarrage	Inverser le démarrage	Nœud d'arrêt	Inverser d'arrêt	Longueur	Pente	Diamètre	Débit	Vitesse	Tirent d'eau
Label	Ground Elevation (m)	Start Node	Invert Start (m)	Stop Node	Invert Stop (m)	Length (m)	Slope (m/m)	Diameter (mm)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Depth (m)
CON-1	800,06	MH-1	798,26	MH-9	798,09	55,10	0,003	1 000,0	0,99	2,26	0,55
CON-2	800,00	MH-9	798,09	MH-10	797,9	66,20	0,003	1 000,0	0,99	2,26	0,55
CON-3	799,91	MH-10	797,9	MH-11	797,69	68,70	0,003	1 000,0	0,99	2,26	0,55
CON-4	799,82	MH-11	797,69	MH-2	797,49	67,70	0,003	1 000,0	0,99	2,26	0,65
CON-5	800,18	MH-2	797,49	MH-12	797,31	60,00	0,003	1 000,0	1,25	2,38	0,64
CON-6	799,34	MH-12	797,31	MH-13	797,13	57,60	0,003	1 000,0	1,25	2,38	0,64
CON-7	799,22	MH-13	797,13	MH-14	796,96	58,50	0,003	1 000,0	1,25	2,38	0,64
CON-8	799,15	MH-14	796,96	MH-3	796,78	59,10	0,003	1 000,0	1,25	2,38	0,64
CON-9	798,71	MH-3	796,78	MH-4	796,67	38,00	0,003	1 000,0	1,25	2,38	0,64
CON-10	798,75	MH-4	796,47	MH-15	796,28	62,50	0,003	1 200,0	1,42	2,48	0,61
CON-11	800,16	MH-15	796,28	MH-16	796,1	60,10	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-12	799,59	MH-16	796,1	MH-5	795,92	59,00	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-13	799,23	MH-5	795,92	MH-17	795,74	59,70	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-14	799,23	MH-17	795,74	MH-18	795,56	59,60	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-15	799,23	MH-18	795,56	MH-6	795,41	50,00	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-16	798,97	MH-6	795,41	MH-19	795,34	25,40	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-17	798,86	MH-19	795,34	MH-20	795,16	58,60	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-18	798,46	MH-20	795,16	MH-21	795,01	50,10	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-19	797,99	MH-21	795,01	MH-22	794,86	50,00	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-20	797,66	MH-22	794,86	MH-7	794,65	69,30	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-21	797,99	MH-7	794,65	MH-23	794,45	67,40	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-22	798,03	MH-23	794,45	MH-8	794,26	63,20	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-23	797,62	MH-8	794,26	MH-24	794,11	50,00	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-24	797,38	MH-24	794,11	MH-25	793,96	50,10	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-25	797,15	MH-25	793,96	MH-26	793,81	49,90	0,003	1 200,0	1,42	2,47	0,61
CON-26	796,91	MH-26	791,93	O-1	791,68	50,10	0,005	1 200,0	1,42	2,98	0,54

La simulation par SewerGEMS nous a permis l'affichage du réseau d'assainissement (Tableau V.2) et l'affichage de tous les résultats concernant les débits, les profondeurs d'eau, les diamètres et les pentes et la vitesse d'écoulement. Les diamètres des conduites de la zone d'étude la commune de NAAMA varient entre 1000 et 1200 mm en béton. La Figure V.2 illustre la capacité maximale du réseau atteinte lors de l'événement pluvieux.

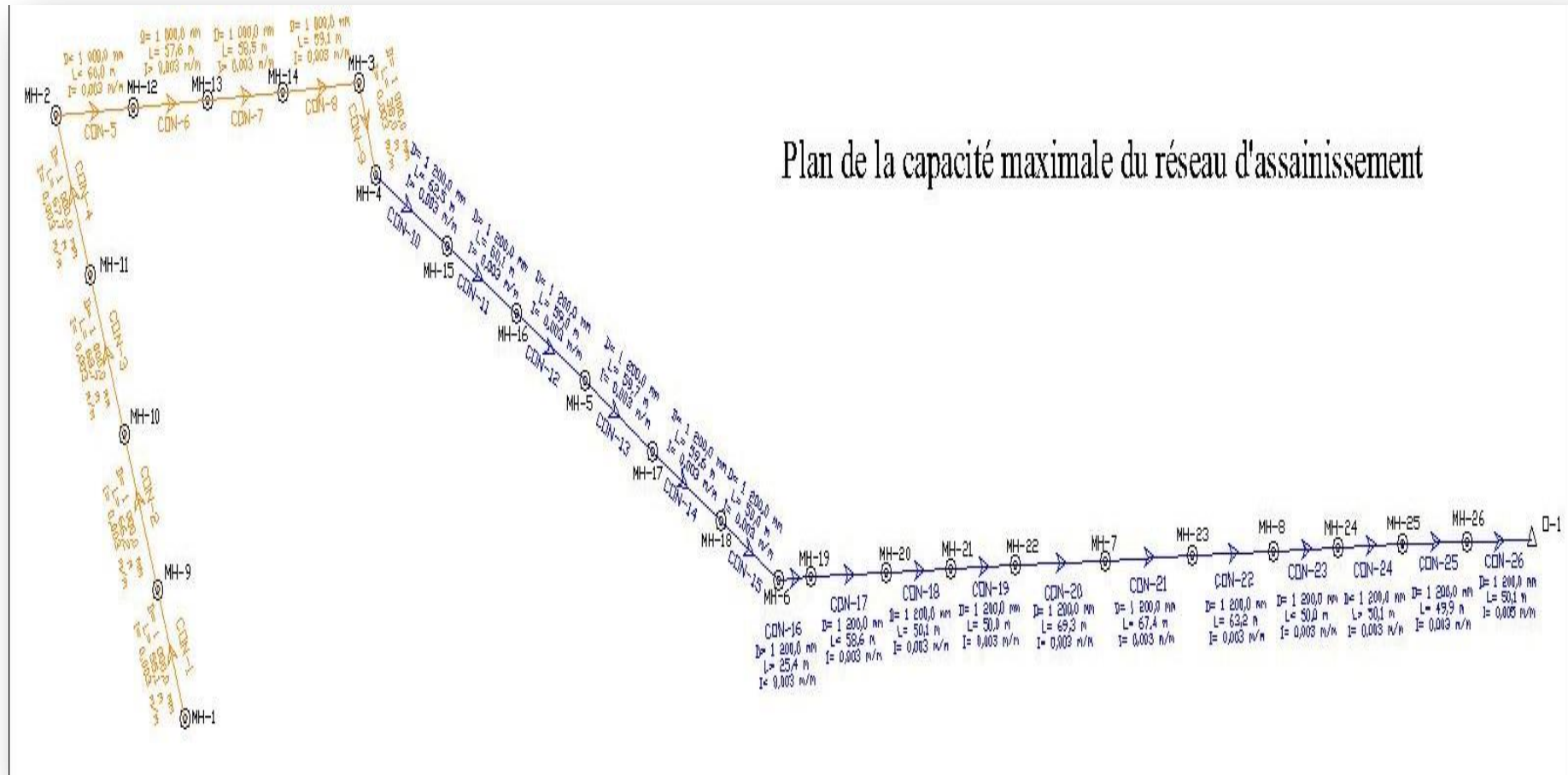


Figure V.2. Plan de la capacité maximale du réseau d'assainissement application 1

### V.5. Profil en long par SewerGEMS application 1:

Après avoir terminé la conception du réseau de notre projet et obtenu tous les résultats, maintenant, nous tracerons toutes les profils en long à travers du programme de SewerGEMS du début de réseau jusqu'à la station de relevage, les Figures suivantes (V.3) à (V.9) illustrent les profils en long des différents collecteurs.

Figure V.3. Définie le profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) application 1.

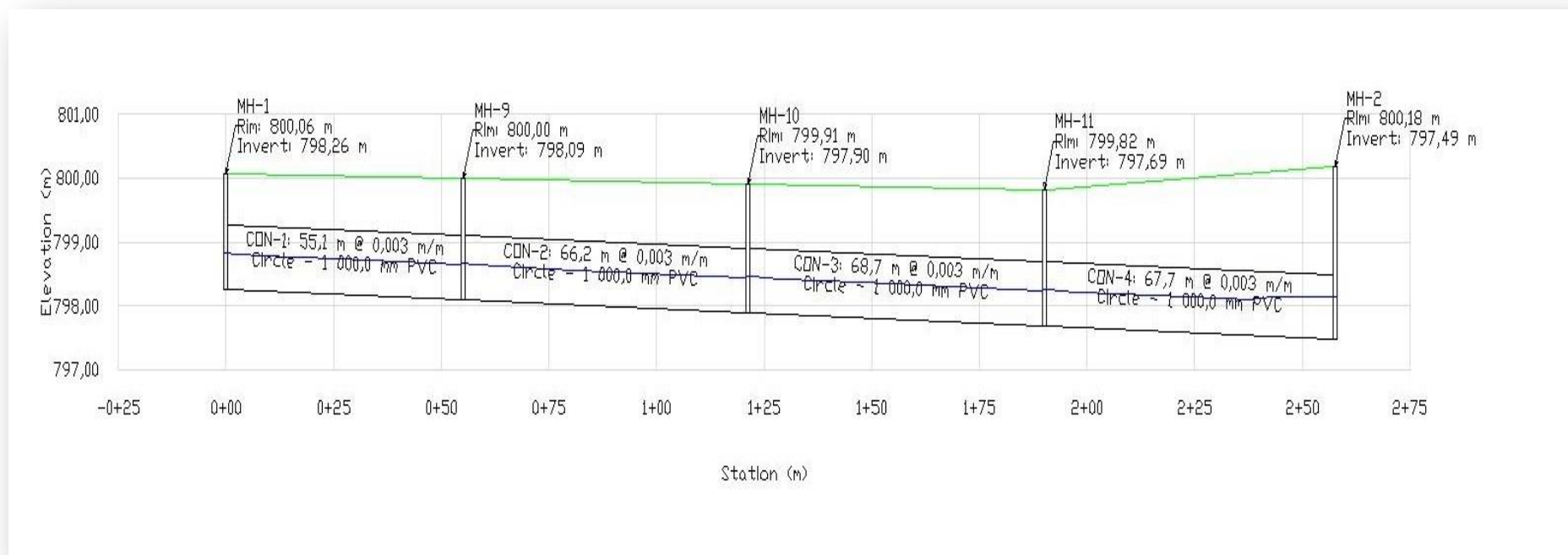


Figure V.3. Profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) simulé par SewerGEMS

Figure V.4. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) application 1.

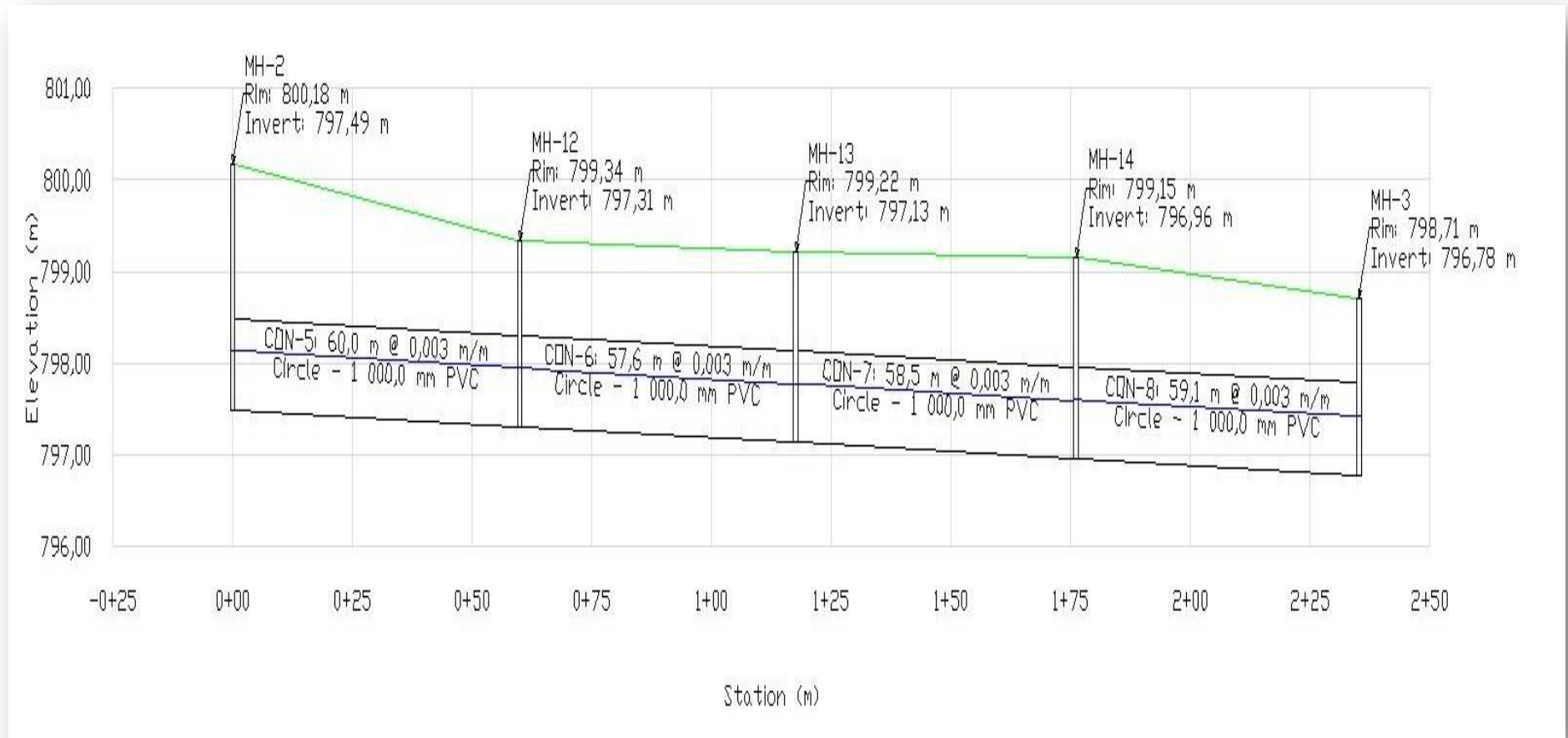


Figure V.4. Profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) simulé par SewerGEMS



Figure V.5. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH3 à MH4) application 1.

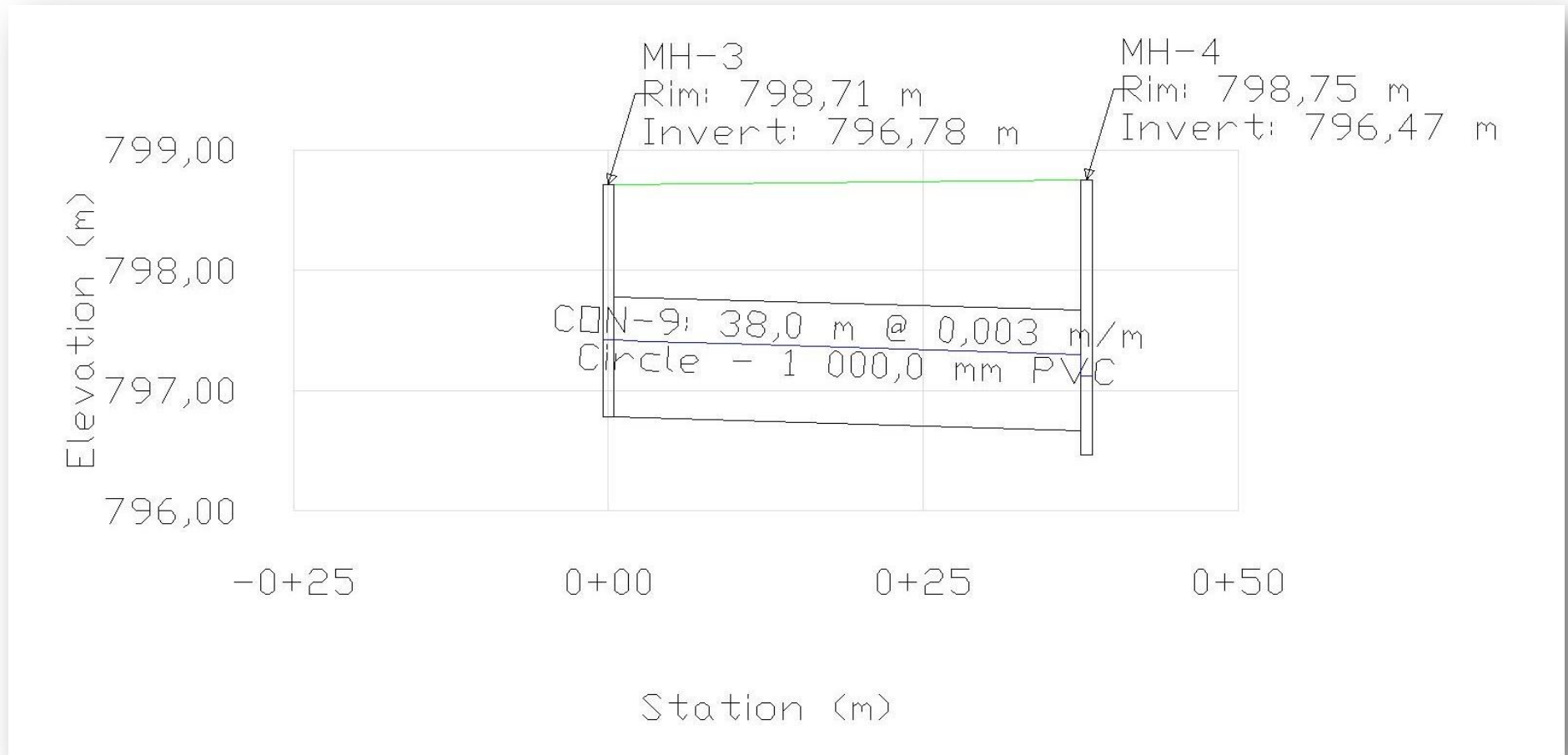


Figure V.5. Profil en long du collecteur secondaire (MH3 à MH4) simulé par SewerGEMS

Figure V.6. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) application 1.

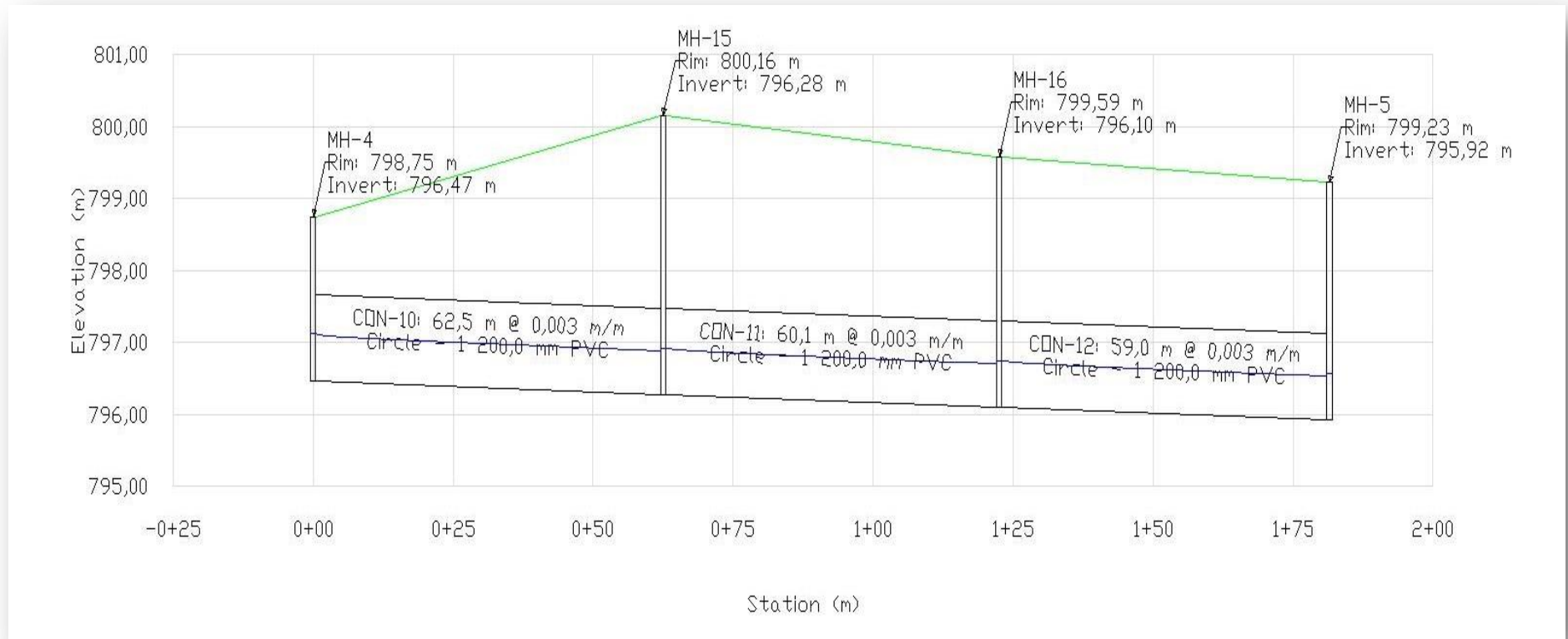


Figure V.6. Profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) simulé par SewerGEMS

Figure V.7. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) application 1.

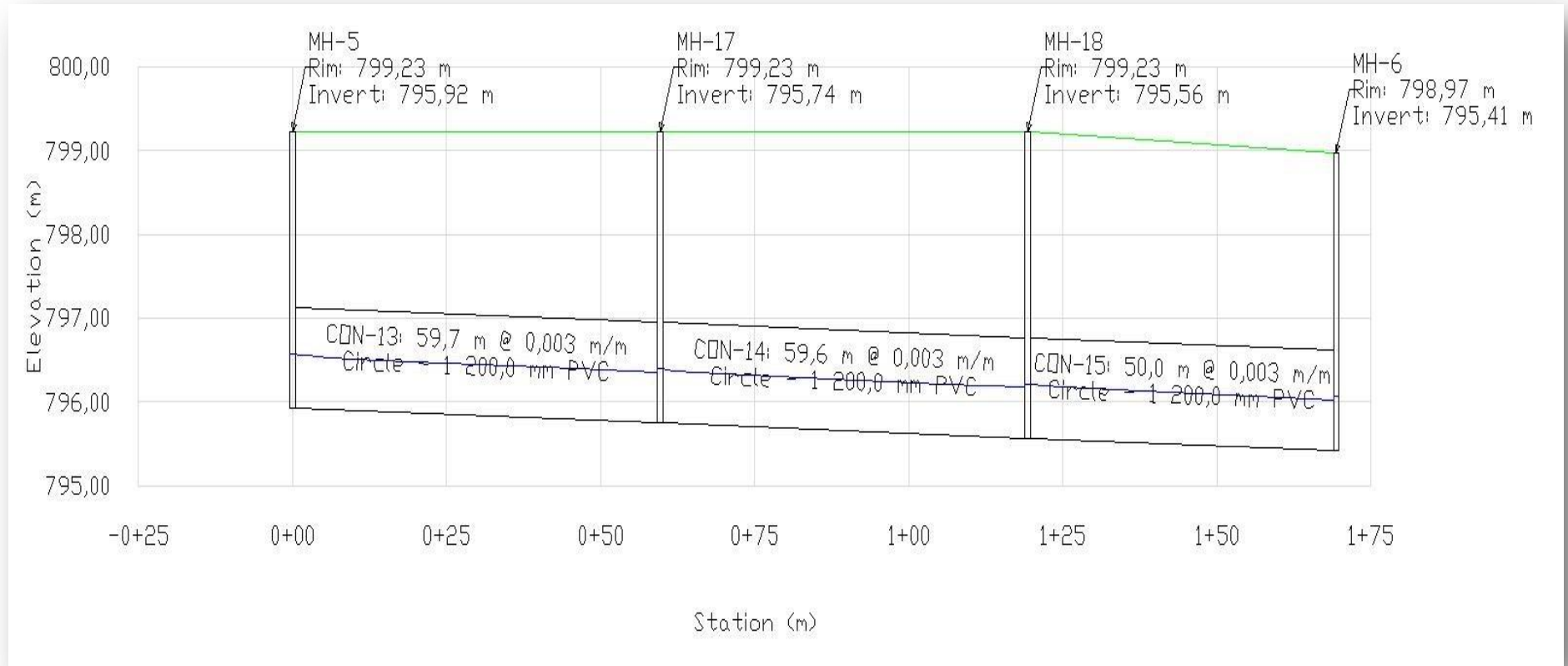


Figure V.7. Profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) simulé par SewerGEMS

Figure V.8. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH8) application 1.

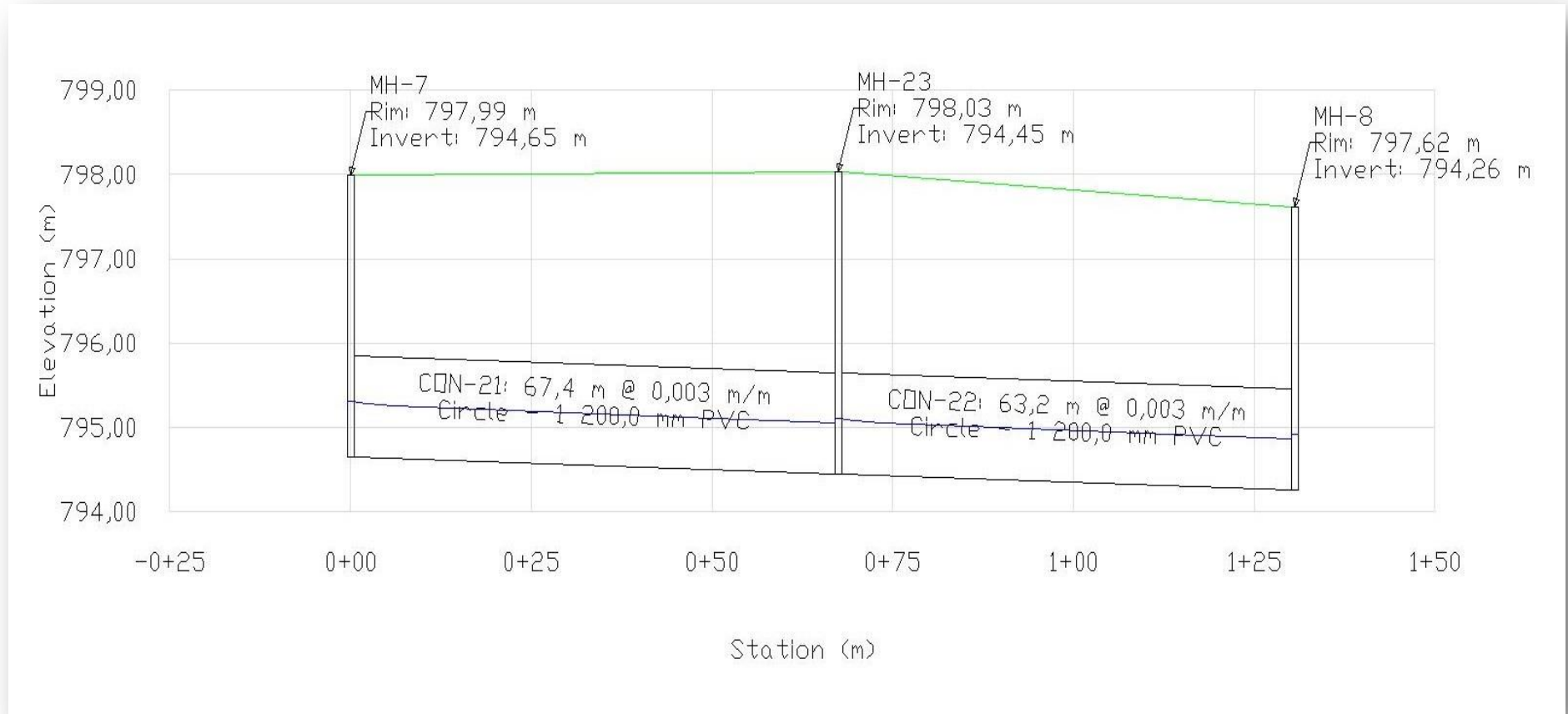


Figure V.8. Profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH8) simulé par SewerGEMS

Figure V.9. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH8 à O-1) application 1.

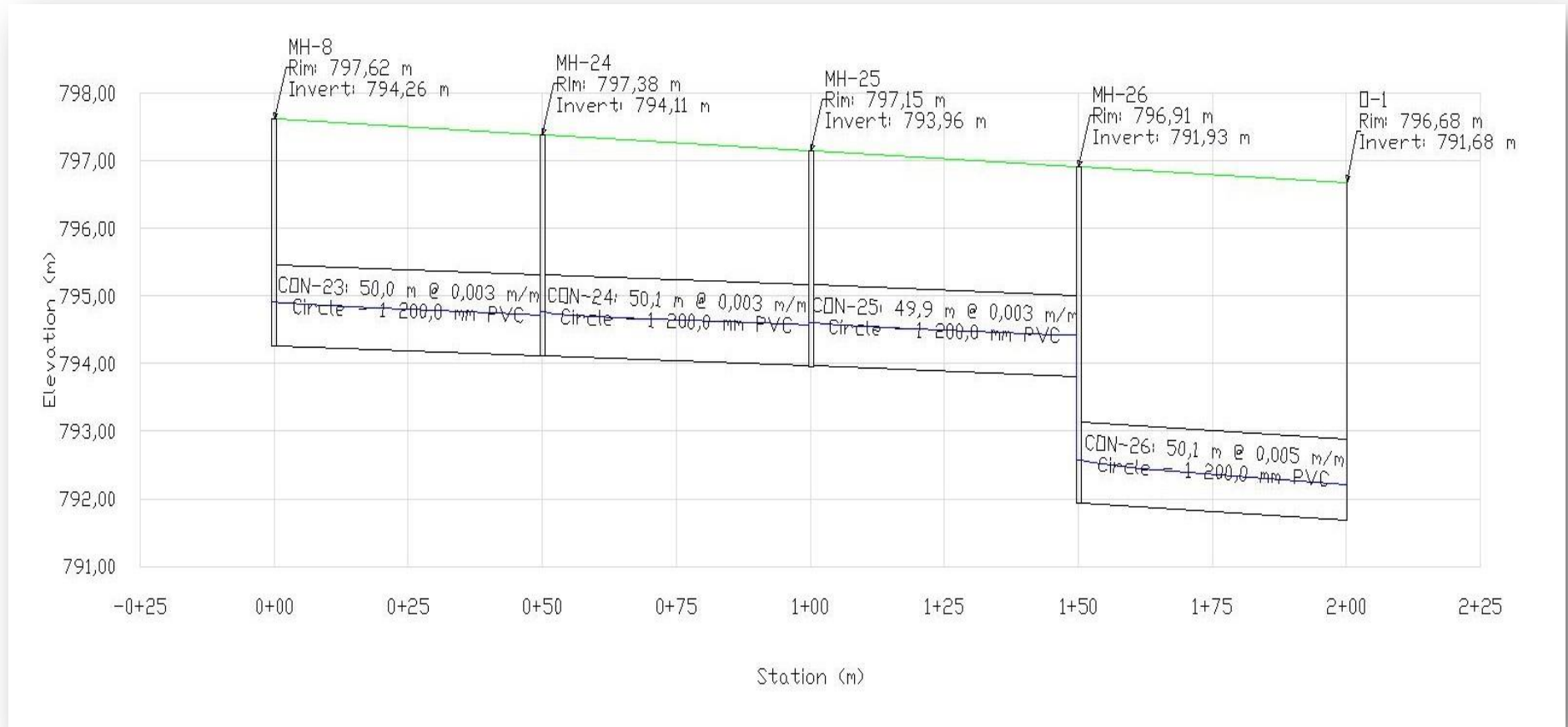


Figure V.9. Profil en long du collecteur secondaire (MH8 à O-1) simulé par SewerGEMS

## V.6. Données des bassins versant pour simulation par SewerGEMS

### application 2:

Les données pour simulation par SewerGEMS (Tableau V.3) indiquent neuf bassins versant qui alimentent notre réseau.

**Tableau V.3.** Données des bassins versant simulés par SewerGEMS application 2

Basin Versant	Element de sortie	Surface (Ha)	Méthode	Tc (min)	Cr
CM-1	MH-1	2,26	Rational	5,5	0,7
CM-2	MH-2	4,08	Rational	5,74	0,7
CM-3	MH-3	3,55	Rational	7,13	0,7
CM-4	MH-4	1,12	Rational	5,39	0,7
CM-5	MH-5	2,26	Rational	4,51	0,7
CM-6	MH-6	1,80	Rational	4,59	0,7
CM-7	MH-7	2,76	Rational	5,52	0,7
CM-8	MH-8	1,57	Rational	4,88	0,7
CM-9	MH-3	2,26	Rational	5,9	0,7

## V.7. Résultats de simulation sur SewerGEMS -application 2:-

La simulation du réseau d'assainissement pluviale de Beghadid commune de MECHERIA sur SewerGEMS pour la période de retour de 10 ans a été menée avec les mêmes paramètres que nous avons utilisés dans la première application en termes d'intensité de pluie et de méthode de calcul.

le Tableau V.4 résume les trente tronçons de conduites et les neuf bassin versant alimentant notre réseau.

Tableau V.4. Résultats de simulation par SewerGEMS application 2

étiquette	Elévation de sol	Nœud de démarrage	Inverser le démarrage	Nœud d'arrêt	Inverser d'arrêt	longueur	pente	diamètre	débit	vitesse	Tient d'eau
Label	Ground Elevation (m)	Start Node	Invert Start (m)	Stop Node	Invert Stop (m)	Length (m)	Slope (m/m)	Diameter (mm)	Flow (m3/s)	Velocity (m/s)	Depth (m)
CON-1	1 161,20	MH-1	1 159,70	MH-14	1 159,58	40,60	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-2	1 161,20	MH-14	1 159,58	MH-15	1 159,43	50,20	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-3	1 161,20	MH-15	1 159,43	MH-16	1 159,30	42,10	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-4	1 160,80	MH-16	1 158,63	MH-17	1 158,50	42,60	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-5	1 160,00	MH-17	1 158,13	MH-18	1 158,00	42,60	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-6	1 159,50	MH-18	1 157,65	MH-2	1 157,52	42,50	0,003	700,00	0,48	1,87	0,45
CON-7	1 159,02	MH-2	1 157,18	MH-19	1 157,06	41,60	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-8	1 158,86	MH-19	1 157,01	MH-20	1 156,89	41,30	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-9	1 158,69	MH-20	1 156,87	MH-21	1 156,75	41,40	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-10	1 158,55	MH-21	1 156,70	MH-22	1 156,58	41,40	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-11	1 158,38	MH-22	1 156,55	MH-23	1 156,43	41,10	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-12	1 158,23	MH-23	1 156,39	MH-3	1 156,26	43,70	0,003	1 000,0	1,15	2,33	0,62
CON-13	1 166,98	MH-4	1 165,19	MH-24	1 165,07	39,00	0,003	700,00	0,24	1,58	0,3
CON-14	1 166,57	MH-24	1 164,65	MH-25	1 164,50	50,90	0,003	700,00	0,24	1,58	0,3
CON-15	1 166,00	MH-25	1 164,28	MH-26	1 164,17	36,70	0,003	700,00	0,24	1,58	0,3
CON-16	1 165,67	MH-26	1 163,73	MH-5	1 163,60	44,50	0,003	700,00	0,24	1,58	0,3
CON-17	1 165,10	MH-5	1 163,19	MH-27	1 163,06	42,50	0,003	800,00	0,63	2,01	0,48
CON-18	1 164,66	MH-27	1 162,77	MH-6	1 162,64	42,50	0,003	800,00	0,63	2,01	0,48
CON-19	1 164,24	MH-6	1 162,17	MH-28	1 162,04	42,50	0,003	1 000,0	0,95	2,23	0,56
CON-20	1 163,84	MH-28	1 161,74	MH-29	1 161,61	42,50	0,003	1 000,0	0,93	2,22	0,55
CON-21	1 163,41	MH-29	1 161,33	MH-30	1 161,20	42,70	0,003	1 000,0	0,93	2,22	0,55
CON-22	1 163,00	MH-30	1 160,89	MH-7	1 160,76	43,50	0,003	1 000,0	0,93	2,22	0,55
CON-23	1 164,59	MH-8	1 162,48	MH-9	1 162,37	35,50	0,003	700,00	0,35	1,74	0,37
CON-24	1 163,87	MH-9	1 161,22	MH-7	1 161,06	54,20	0,003	700,00	0,35	1,74	0,37
CON-25	1 162,56	MH-7	1 159,38	MH-10	1 159,24	45,10	0,003	1 400,0	1,62	2,55	0,67
CON-26	1 161,44	MH-10	1 158,52	MH-11	1 158,41	35,10	0,003	1 400,0	1,62	2,54	0,66
CON-27	1 160,61	MH-11	1 157,73	MH-12	1 157,61	38,80	0,003	1 400,0	1,62	2,54	0,66
CON-28	1 159,81	MH-12	1 156,94	MH-13	1 156,83	37,90	0,003	1 400,0	1,62	2,54	0,66
CON-29	1 159,03	MH-13	1 155,97	MH-3	1 155,86	35,60	0,003	1 400,0	1,62	2,54	0,66
CON-30	1 158,06	MH-3	1 155,27	O-1	1 155,16	36,20	0,003	1 400,0	3,45	3,04	0,99

La simulation par SewerGEMS nous a permis l'affichage du réseau d'assainissement (Tableau V.4) et l'affichage de tous les résultats concernant les débits, les profondeurs d'eau, les diamètres et les pentes et les vitesses d'écoulement. Les diamètres des conduites de la zone d'étude la commune de NAAMA varient entre 700 et 1400 mm.

La Figure V.10 illustre la capacité maximale du réseau atteinte lors de l'événement pluvieux.

Figure V.10. Illustre le plan de la capacité maximale du réseau d'assainissement application 2.

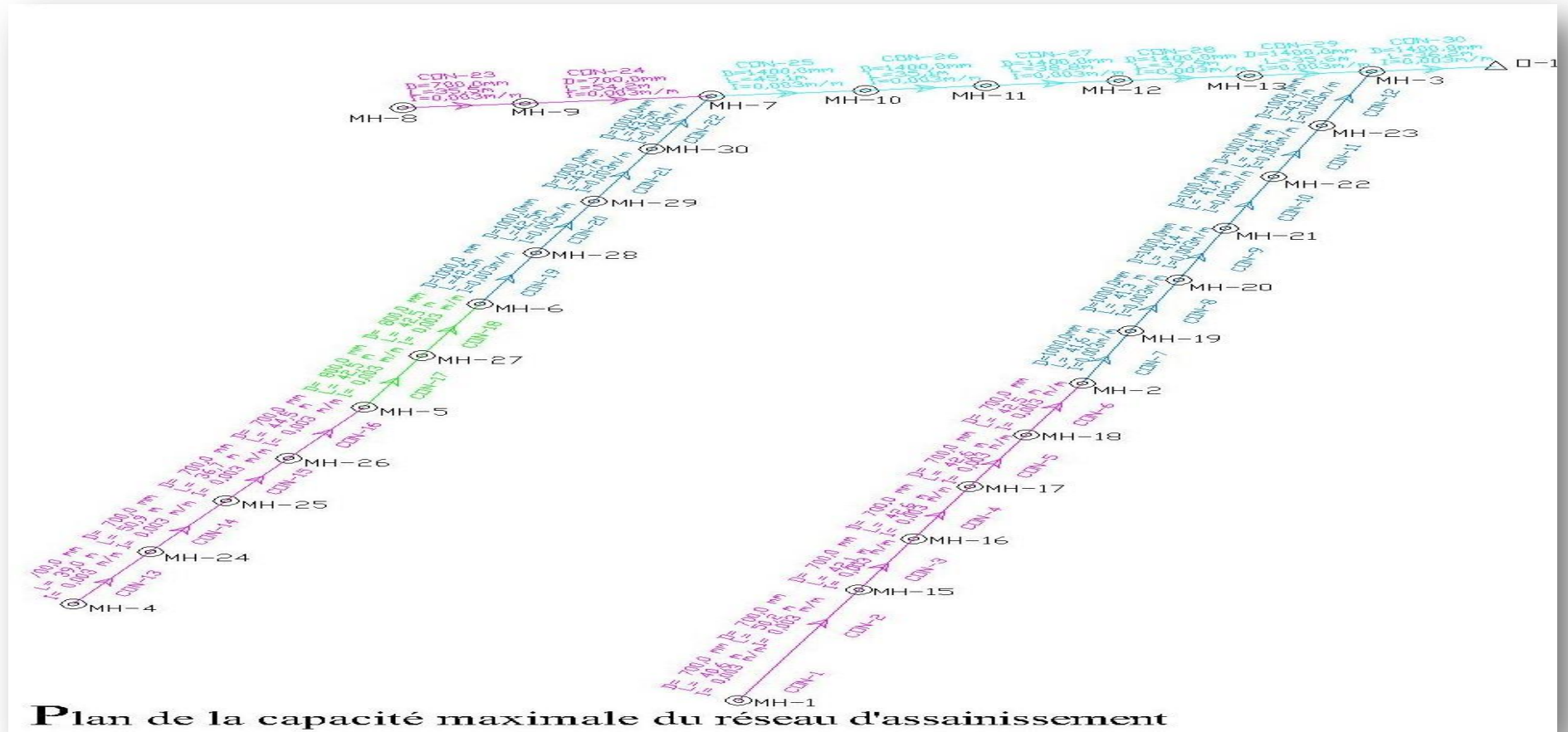


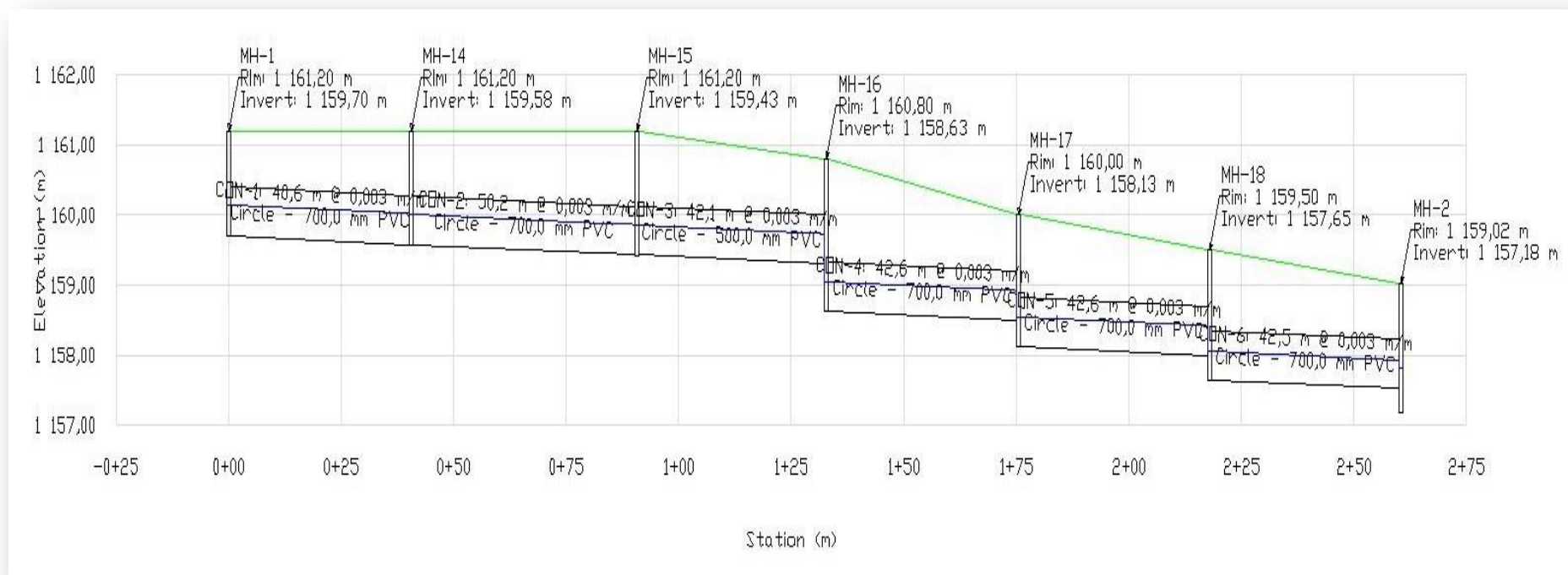
Figure V.10. Plan de la capacité maximale du réseau d'assainissement application 2



### V.8. Profil en long par SewerGEMS application 2:

Après avoir terminé la conception du réseau de notre projet et obtenu tous les résultats, maintenant, nous tracerons tous les profils en long à travers du programme de SewerGEMS ; du début de réseau jusqu'au regard de jonction. Les Figures suivantes (V.11) à (V.18) illustre les profiles en long des différents collecteurs.

Figure V.11. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) application 2.



**Figure V.11.** Profil en long du collecteur secondaire (MH1 à MH2) simulé par SewerGEMS

Figure V.12. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) application 2.

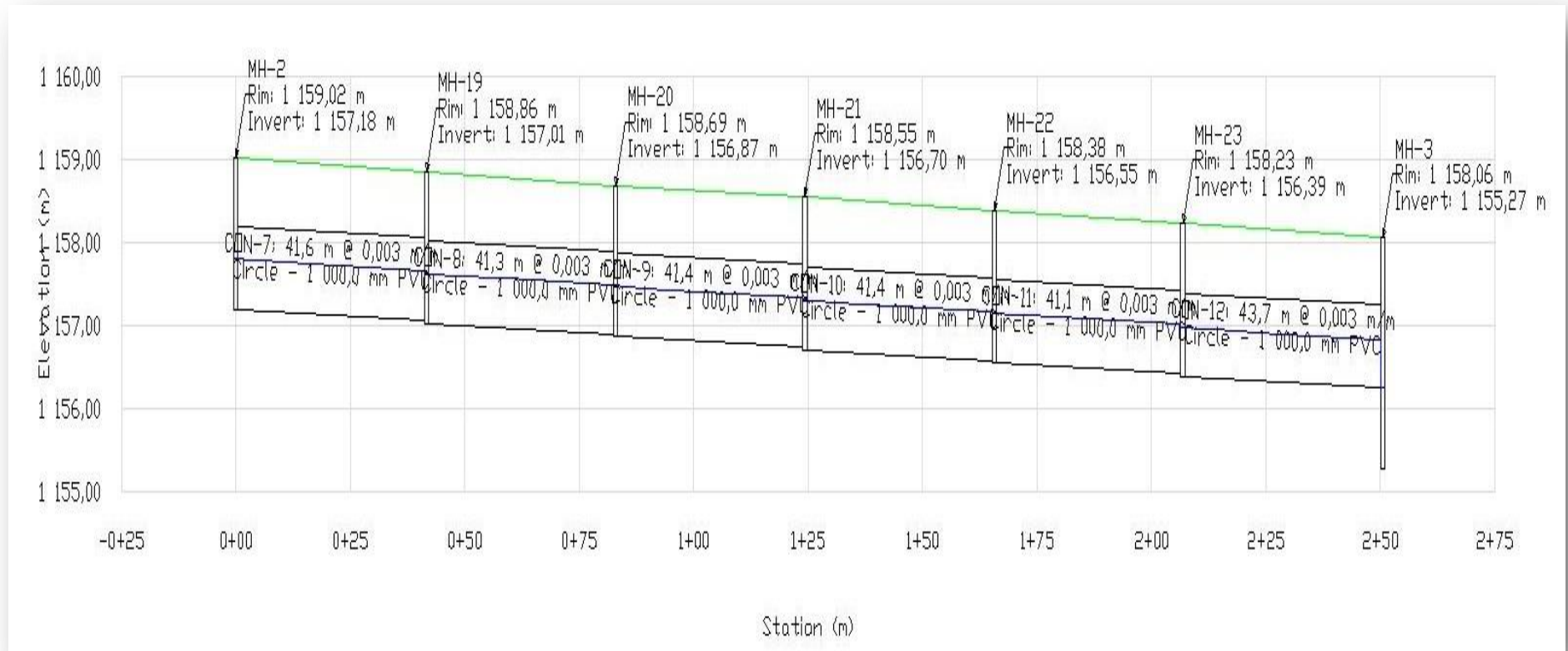


Figure V.12. Profil en long du collecteur secondaire (MH2 à MH3) simulé par SewerGEMS

Figure V.13. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) application 2.

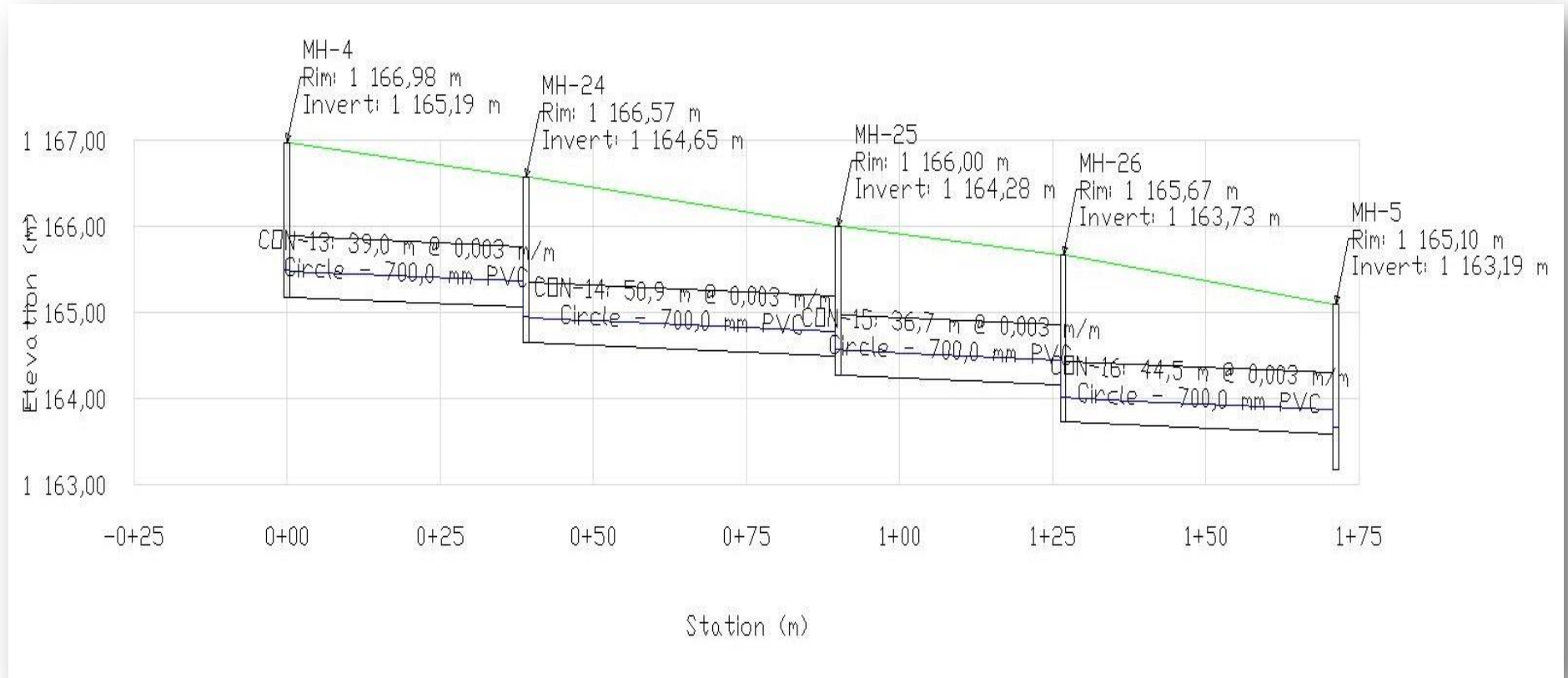


Figure V.13. Profil en long du collecteur secondaire (MH4 à MH5) simulé par SewerGEMS

Figure V.14. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) application 2.

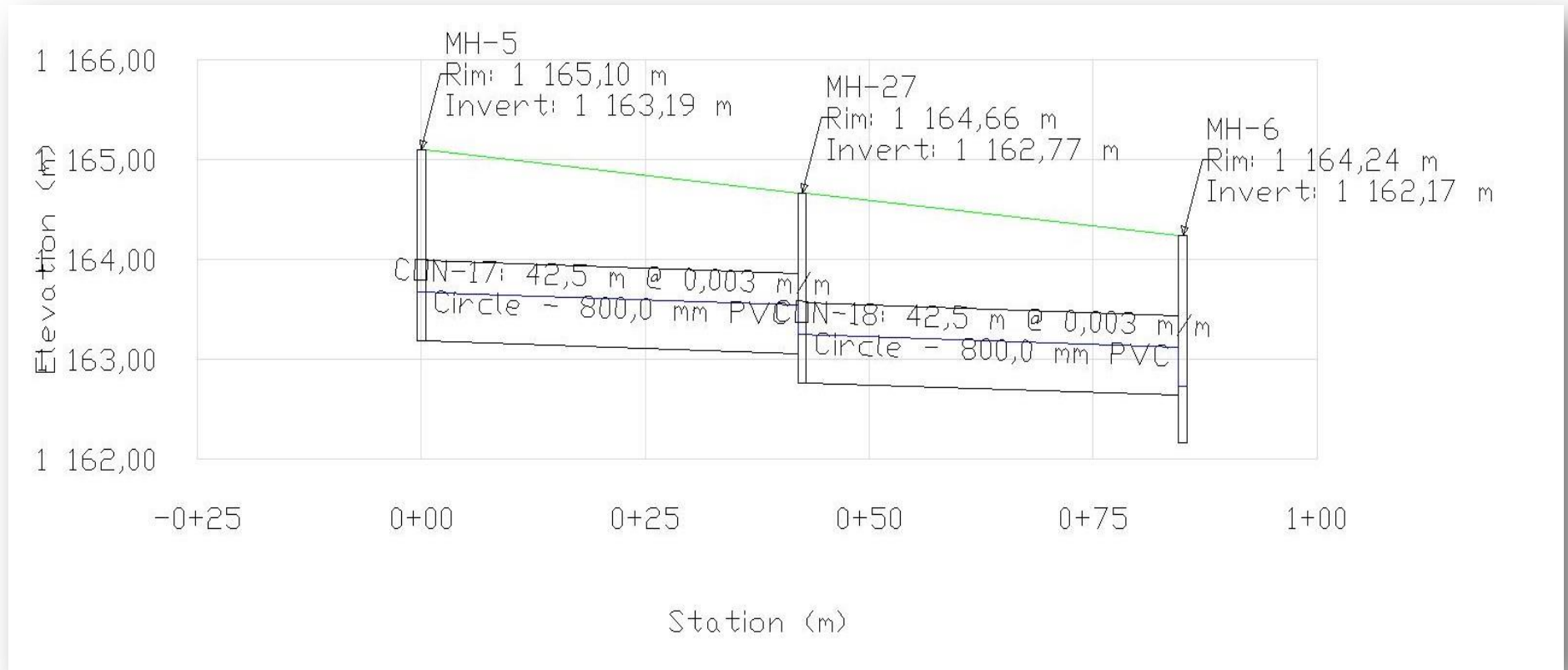


Figure V.14. Profil en long du collecteur secondaire (MH5 à MH6) simulé par SewerGEMS

Figure V.15. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH6 à MH7) application 2.

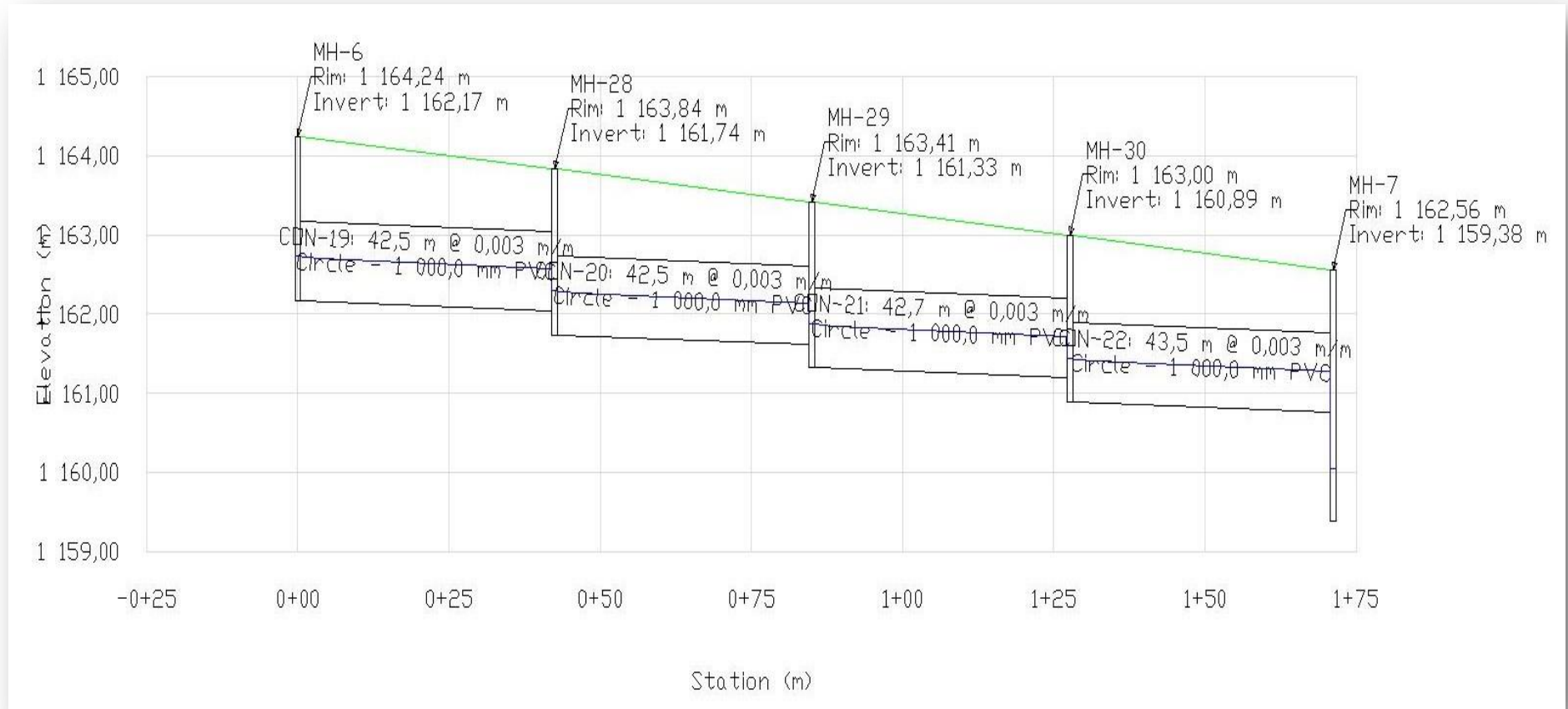


Figure V.15. Profil en long du collecteur secondaire (MH6 à MH7) simulé par SewerGEMS

Figure V.16. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH8 à MH7) application 2.

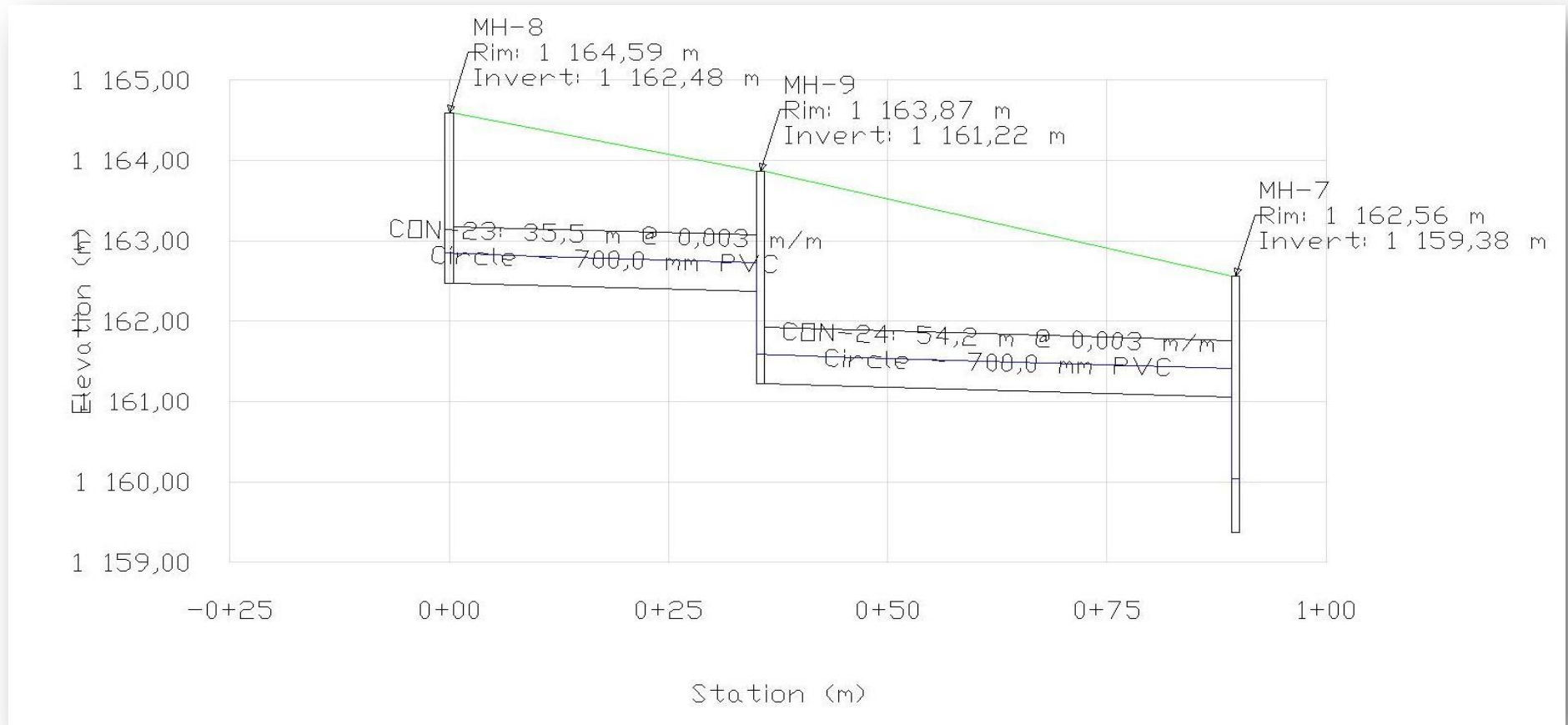


Figure V.16. Profil en long du collecteur secondaire (MH8 à MH7) simulé par SewerGEMS

Figure V.17. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH3) application 2.

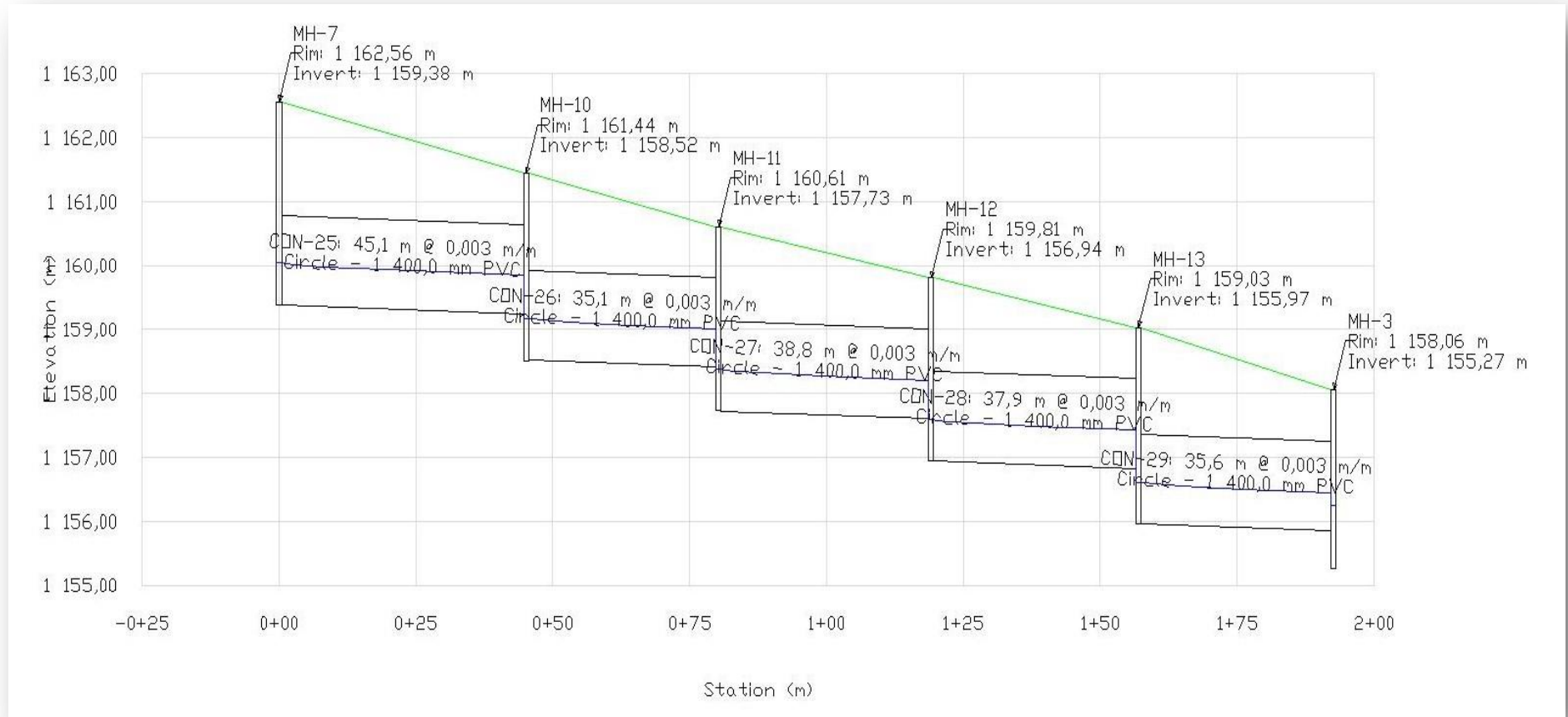


Figure V.17. Profil en long du collecteur secondaire (MH7 à MH3) simulé par SewerGEMS

Figure V.18. Illustre le profil en long du collecteur secondaire (MH3 à 0-1) application 2.

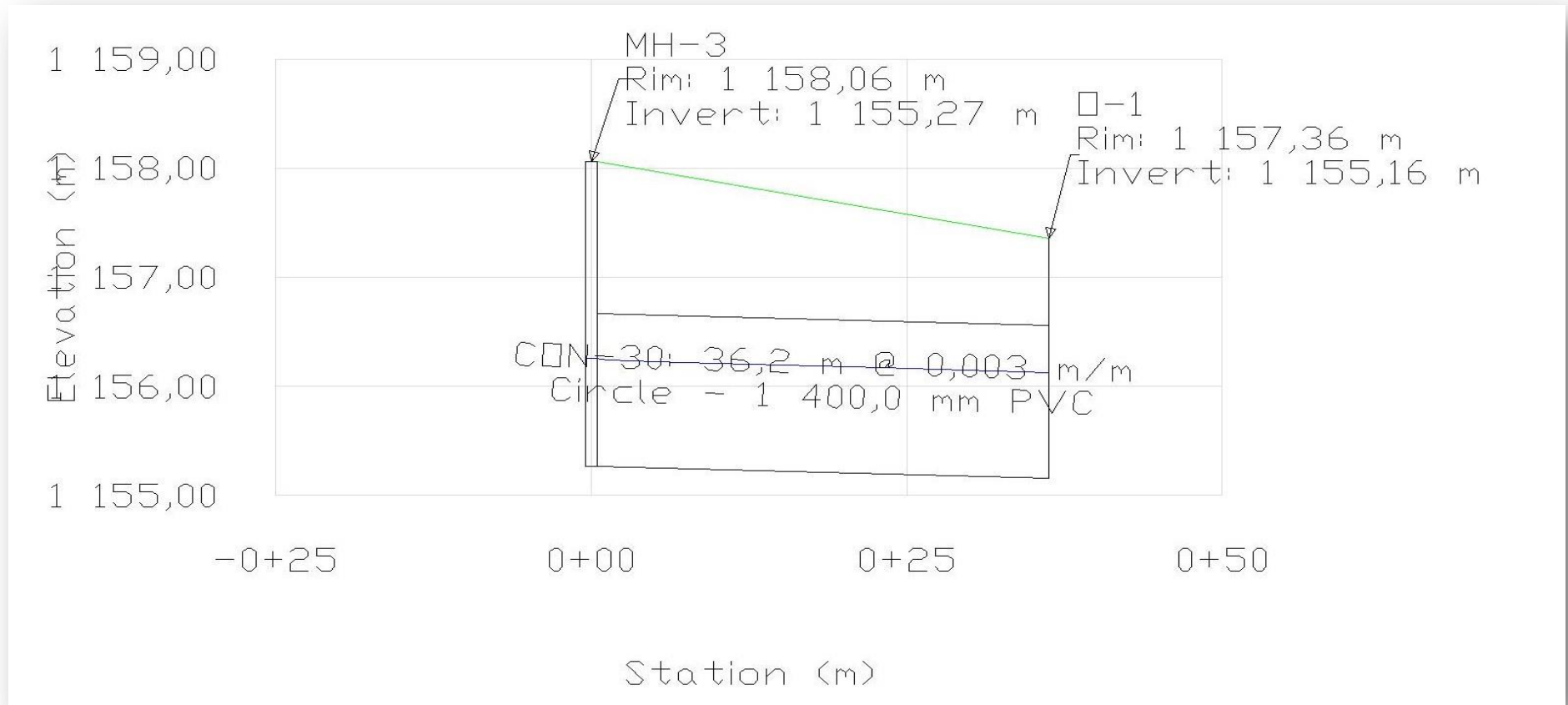


Figure V.18. Profil en long du collecteur secondaire (MH3 à 0-1) simulé par SewerGEMS



**Interprétation :**

Après avoir terminé la simulation des deux applications précédentes, il a été constaté que suite aux diverses simulations nous sommes parvenu à ce que toutes les conditions de conception soient remplies en termes de vitesse, ainsi que la couverture et la pente longitudinale.

En comparaison avec le dimensionnement manuel, les débits estimés sont convergents et les diamètres sont pratiquement les mêmes, sauf dans la seconde application où les diamètres de quelques conduites diffèrent : le tronçon (MH4-MH5) est de 500mm dans la note de calcul mais dans la simulation il est de 700mm, le tronçon (MH5-MH6) est de 700mm dans la note de calcul et de 800mm dans la simulation, le tronçon (MH6-MH7) est de 1000mm au lieu de 800mm, la conduite (MH7-MH3) est de 1400mm au lieu de 1000mm et le tronçon (MH8-MH7) est de 700mm au lieu de 500mm.

# Conclusion Générale

SewerGEMS (Sewer Geospatial Engineering Modeling System) est une application qui sert à modéliser des réseaux d'assainissement existants qui ont beaucoup d'eau pluviale. En particulier, l'application effectue la modélisation des débordements, des réseaux d'eaux usées en boucle, des stations de pompage, ainsi que des canaux et des bassins de rétention ouverts.

Les localités de Naama et Beghadide de Mécheria, elles se localisent au Sud de la wilaya de Tlemcen et Sidi-Bel-Abbès.

Au cours de ce mémoire, nous avons dimensionné manuellement par la méthode classique « Méthode Rationnelle » et simulé à l'aide du logiciel « SewerGEMS », le réseau d'assainissement pluviale de localité de Naama « application 1 » et le réseau d'assainissement pluviale de localité de Beghadide de Mécheria « application 2 ».

Pour le réseau de Naama, son linéaire est de 1468,45 m, le dimensionnement par la méthode rationnelle a permis d'avoir des diamètres de conduites de 1000 à 1200 mm, des vitesses d'écoulement sont comprises entre 1,78 et 2,41 m/s avec des pentes motrices variantes entre 0,003 à 0,009 m/m, pour des débits évacués de 1,007 à 1,395 m<sup>3</sup>/s. La Simulation sur SewerGEMS a donné des diamètres de conduites de 1000 à 1200 mm, des vitesses d'écoulement entre 2,26 à 2,98 m/s, des pentes motrices entre 0,003 à 0,005 m/m, pour des débits évacués de 0,99 à 1,42 m<sup>3</sup>/s. Pour le réseau de de Beghadide, son linéaire est de 1256,84 m le dimensionnement par la méthode rationnelle a permis d'avoir des diamètres de conduites de 500 à 1400 mm, des vitesses d'écoulement comprises entre 2,02 et 2,94 m/s avec des pentes motrices variantes entre 0,0038 à 0,02 m/m, pour des débits évacués de 0,297 à 3,84 m<sup>3</sup>/s. La Simulation sur SewerGEMS a donné des diamètres de conduites de 700 à 1400 mm, des vitesses d'écoulement entre 1,87 à 3,04 m/s, des pentes motrices de 0,003 m/m, pour des débits évacués de 0,24 à 3,45 m<sup>3</sup> /s.

A l'issue de notre travail nous avons fait une comparaison entre les résultats obtenus par la méthode rationnelle et la modélisation sur SewerGEMS ou nous avons constaté un rapprochement entre les résultats obtenus par les deux méthodes.

Finalement on peut conclure que le logiciel de la simulation SewerGEMS, nous a permis d'atteindre nos objectifs et cela, en dimensionnant deux réseaux d'assainissement pluviaux pour Les localités de « Naama » et « Beghadide de Mécheria » et simuler leurs fonctionnements.

Cette étude n'est en réalité qu'une simple initiation à l'utilisation du logiciel SewerGEMS, d'autres études doivent suivre pour explorer toutes les capacités de ce dernier en matière de dimensionnement des réseaux d'assainissement.

# Références Bibliographiques

- [1] GHALI S, 2012, Étude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville Marsa Ben M'Hidi., mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [2] BENARIBA H, 2015, Utilisation d'un outil de calcul pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement : étude de cas d'une zone de la ville de Souahlia. Mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [3] GUERCHOUCH O, BAOUTA A, 2017, Etude du schéma directeur d'assainissement de la ville de sidi Merouane (W.Mila), Mémoire de master en hydraulique, Université Saad Dahlab - Blida 1.
- [4] ABDOUL R, HALIDOU M, (2007), Modélisation d'un réseau d'assainissement et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG : cas de nouveau pôle universitaire de Mansourah, mémoire d'ingénieur en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [5] TEKEHI P, 2010, Diagnostic du fonctionnement du réseau d'assainissement de la commune de Yopougon: cas du quartier Niangon en Côte d'Ivoire, mémoire de master en hydraulique, Université d'Abobo-adjamé cote d'ivoire.
- [6] BELARBI H, 2008, Étude du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Hamad W. Blida, mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, Université de Blida.
- [7] DABROWSKI Y, 2014, Éléments constitutifs d'un réseau, cours de l'assainissement, institut Forhom, Djibouti.
- [8] [www.duktus.com/fileadmin/Daten/Gussrohrsysteme/PDFs/kanal\\_frz.pdf](http://www.duktus.com/fileadmin/Daten/Gussrohrsysteme/PDFs/kanal_frz.pdf), consulté le 08/05/2022.
- [9] SEYE D, 2014, Étude de l'assainissement liquide de la ville de Taznakht-Province d'Ouarzazate, mémoire d'ingénieur d'état en génie rural, institut agronomique et vétérinaire, Rabat, Maroc.
- [10] BOUCHELKIA H, 2014, Les ouvrages annexes, cours de l'assainissement, Université de Tlemcen.
- [11] BELKACEMI F, BENNACER K, 2010, Étude d'un réseau d'assainissement de nouvelle zone d'urbanisation UB15 commune de Chetouane, mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [12] <http://www.ebookbrowsee.net/int-77-284-instruction-technique-relative-reseaux-d-assainissement-agglomerations-pdf-d190581247>. Consulté le 19/05/2022.

- [13] AKROUCHE E, 2008, Étude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de Boufarik W.Blida, mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique, Université de Blida.
- [14] KERLOC'H B, MAELSTAF D, 1977, Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, C.E.T.E. Nord - PICARDIE.
- [15] AMQOR I, ELHATIMY S, 2013, Étude de l'assainissement liquide d'un lotissement : cas de la résidence de la vallée à Marrakech, Maroc, mémoire de License en eau et environnement, Université Cadi Ayyad, Maroc.
- [16] SAVANE M, 2012, Dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement de la localité de M'sala commune de Chetouane, mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [17] CHEKHNABA M, 2017, Appréciation des Risques et Potentielle d'érosion Hydrique dans la Région de NAAMA, mémoire de master en Sciences Agronomiques, Université Abdelhamid ibn Badis – Mostaganem.
- [18] RIH M, 2010, Données et caractéristiques morpho métriques et physiques du bassin versant et données climatiques et estimations empirique et analogique des apports de crues, simulations hydrologiques des apports de crues W.NAAMA. Bureau d'étude en hydraulique. Direction des ressources en eau NAAMA.
- [19] BADACHE K, BOUALIA M, 2019, Modélisation de la performance du réseau de drainage de la cité 672 logts AADL Azzaba par SewerCAD. Mémoire de master en hydraulique, Université Badji Mokhetar – Annaba.
- [20] BAKHTI C, 2016, Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'ouled sidi brahim et la gestion à l'aide d'un SIG, mémoire de master en hydraulique. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [21] [https://itsep.fr/wp-content/uploads/2018/11/Memento\\_technique\\_2017\\_Astee.pdf](https://itsep.fr/wp-content/uploads/2018/11/Memento_technique_2017_Astee.pdf), 2017, Guide Technique, Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées, Association scientifique et technique pour l'eau et l'environnement.
- [22] HADJILA Z, LABIAD S, 2019, Etude critique du dimensionnement d'un réseau d'assainissement à l'aide du logiciel SWMM (Storm Water Management Model) : Cas de la localité Nord-Est de Ain Temouchent, mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.
- [23] LAMRAOUI L, 2009, Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : cas de la ville de Boujaad, Maroc, mémoire de master en management et ingénierie des services d'eau

d'assainissement et déchet, école nationale de génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg. France.

[24] FANDI H, BENAZZA F, 2017, Simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide du logiciel SWMM (Storm Water Mangement Model), mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.

[25] SID'ELEMINE T, BOLLE CHIBANY M, 2020, Dimensionnement d'un réseau d'assainissement pluvial par SWMM : cas de la localité Oulad Bendamou, Maghnia Willaya de Tlemcen, mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen.

[26] <https://fr.wikipedia.org/wiki/M%C3%A9cheria> , 2022, la localisation de la ville de MECHERIA dans l'état de NAAMA en Algérie.

[27] <https://www.youtube.com/watch?v=EFoVCRWMt74>, 2022, initiation à l'utilisation du SewerGEMS.

[28] <https://www.youtube.com/watch?v=oDDvdY2SCU8>, 2022, initiation à l'utilisation du SewerGEMS.

[29] <https://www.youtube.com/watch?v=PfFWumt8sSo>, 2022, initiation à l'utilisation du SewerGEMS.

[30] <https://www.youtube.com/watch?v=1Wf7UdzQMcl>, 2022, initiation à l'utilisation du SewerGEMS.

[31] <https://www.youtube.com/watch?v=rvDp7ZQFlqs>, 2022, initiation à l'utilisation du SewerGEMS.