

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Hydraulique

Spécialité : Ressources Hydrauliques

Par : TABTI MOHAMMED AMINE

Sujet

**Simulations du comportement d'un réseau
D'assainissement vis-à-vis des événements pluvieux sur
SEWER GEMS (cas de 480 LOGTS MAGHNIA)**

Soutenu publiquement, le / / , devant le jury composé de :

Debbal Mohamed Zakaria
BENTALHA Chakib
BOUCHELKIA Hamid
BELARBI Fadila

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Président
Examineur
Encadreur
Co-Encadreur

Année universitaire :2023/2024



Remerciements

En préambule de ce mémoire, nous souhaitons remercier tous ceux qui ont contribué à sa réalisation.

En premier, je remercie le Bon Dieu tout puissant pour son aide accordée à travers la santé, la foi, le courage et surtout la volonté pour la rédaction de ce travail.

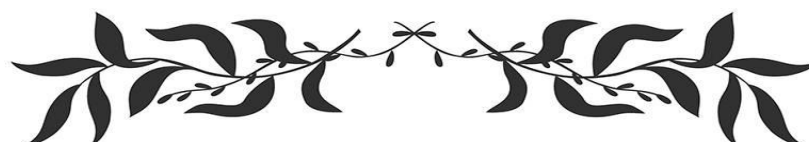
Je tiens à remercier mes encadreurs de mémoire MR BOUCHELKIA Hamid et Mme BELARBI Fadila pour leur expérience et leur suivi pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignants pour leurs aides et conseils avisés durant toute la période passée à l'université ABOU BAKR BELKAID de Tlemcen.

Je remercie également L'ingénieur MR BOUGHEDIR MEDJDOUB pour son aide et ses encouragements.

Enfin, je remercie L'équipe de l'établissement URBAT Tlemcen : Mr ZIGH Samir et Mr Brahmi Saïd pour leur contribution en termes de transmission d'informations.

TABTI MOHAMMED AMINE



Dédicace

Je dédie de tout mon cœur ce travail :

A ma famille qui était toujours présente pour croire en moi, pour m'avoir permis de mener à bien ce rêve et qui à chaque fois m'a fait confiance quand il m'est arrivé de douter. Pour leur soutien inconditionnel, leur présence discrète dans ma vie et aussi pour avoir fait de moi ce que je suis,

A l'ensemble de mes amis et à tous ceux qui me sont chers...

Merci

TABTI MOHAMMED AMINE

Résumé

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons utilisé un logiciel de simulation appelé SEWER GEMS pour déterminer le comportement d'un réseau d'assainissement vis à vis de phénomènes pluviaux extrêmes (averses). Mais auparavant nous avons procédé au dimensionnement du réseau d'assainissement de la zone d'étude (480 LOGTS MAGHNIA) et les résultats obtenus avec le logiciel SEWER GEMS convergent avec ceux obtenus avec la méthode classique (calcul), cependant, il faut signaler la rapidité et la précision avec lesquelles sont obtenus ces résultats.

Le but de notre étude était de connaître le comportement du réseau vis-à-vis de phénomènes pluviaux importants en termes de débordement de regards ainsi que l'état des conduites. A cet effet, ce logiciel, avec l'utilisation de la méthode américaine (SCS) basée la courbe précipitation de pluie cumulée – temps, a donné des résultats exceptionnels puisque nous pouvons suivre pas à pas le comportement du réseau durant tout le temps de l'averse. Aussi, les profils en long de toutes les voies du réseau sont fournis par le logiciel de façon imagée et animée, une telle information (profils en long) ne peut être donnée par la méthode classique (calcul).

Mots clés : Réseau d'assainissement, SEWER GEMS, SCS, Averse, Débordement, Etat des conduites, Profils en long.

ملخص

لتحديد سلوك شبكة الصرف الصحي **SEWER GEMS** في أطروحة نهاية الدراسة هذه، استخدمنا برنامج محاكاة يسمى فيما يتعلق بأحداث هطول الأمطار الغزيرة (الأمطار الغزيرة). لكن سبق أن انتقلنا إلى تحديد أبعاد شبكة الصرف الصحي لمنطقة (LOGTS MAGHNIA 480)

تتقارب مع تلك التي تم الحصول عليها **SEWER GEMS** وكانت النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام برنامج بالطريقة الكلاسيكية (الحساب)، ولكن لا بد من الإشارة إلى السرعة والدقة التي يتم بها الحصول على هذه النتائج

الهدف من دراستنا هو معرفة سلوك الشبكة فيما يتعلق بظواهر الأمطار الهامة من حيث فيضان غرف التفتيش وكذلك حالة الأنابيب. القائمة على هطول الأمطار التراكمي - منحنى الوقت، (SCS) ولهذا الغرض، أعطى هذا البرنامج، باستخدام الطريقة الأمريكية نتائج استثنائية حيث يمكننا متابعة سلوك الشبكة خطوة بخطوة طوال الوقت. كما يتم توفير الملفات الطولية لجميع مسارات الشبكة بواسطة البرنامج بطريقة مصورة ومتحركة، ولا يمكن تقديم هذه المعلومات (الملاحح الطولية) بالطريقة التقليدية (الحساب)

الكلمات المفتاحية:

، هطول الأمطار، الفائض، حالة الأنابيب، الملاحح الطويلة **SCS** شبكة الصرف الصحي، جواهر الصرف الصحي،

Abstract

In this end-of-study thesis, we used simulation software called SEWER GEMS to determine the behavior of a sanitation network with respect to extreme rainfall events (downpours). But previously we proceeded to dimension the sanitation network of the study area (480 LOGTS MAGHNIA) and the results obtained with the SEWER GEMS software converge with those obtained with the rational method, however, it is necessary to point out the speed and precision with which these results are obtained.

The aim of our study was to know the behavior of the network with regard to significant rain phenomena in terms of overflow of manholes as well as the state of the pipes. For this purpose, this software, with the use of the American method (SCS) based on the cumulative rain precipitation – time curve, has given exceptional results since we can follow step by step the behavior of the network throughout the entire time. 'down pour. Also, the longitudinal profiles of all the network routes are provided by the software in a pictorial and animated manner, such information (long profiles) cannot be given by the traditional method.

Keywords: Sewerage network, SEWER GEMS, SCS, Downpour, Overflow, Condition of pipes, profiles

Liste des figures :

Figure I.1 : Le système unitaire	5
Figure I.2 : Le système séparatif	6
Figure I.3 : Le système pseudo séparatif	6
Figure I.4 : Les différents types de schéma	9
Figure I.5 : conduite en fonte	10
Figure I. 6: conduite en béton armé	11
Figure I.7 : conduite en béton no armé	11
Figure I.8 : ovoide.....	12
Figure I.9 :conduite en pvc.....	13
FigureI.10 : Regard de visite	15
Figure I.11 :Regard de jonction.....	15
Figure I.12 :Regard de chasse	16
Figure I.13 :Gargouille.....	16
Figure I.14 :caniveaux	17
Figure I.15 :Bouches d'égout.....	18
Figure I.16 :abaque réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif.....	20
Figure I.17 :abaque variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage	21
Figure I.18 :Exemple d'un courbe IDF	22
Figure II.1 :Menu fichier (File)	29
Figure II.2 : Menu Edition (Edit)	30
Figure II.3 : Menu analyse (Analysais)	31
Figure II.4 :Menu Dessin	31
Figure II.5 :Menu Outils	32
Figure II.6 :Menu Rapport	32

Figure II.7 :Réglage des unités.....	33
Figure II.8 : Réglage de la caractéristique des conduites	34
Figure II.9 :Réglage des caractéristiques des conduites.....	35
Figure II.10 :Réglage de la Taille de conduite.....	35
Figure II.11 :Conversion du format AUTOCAD vers SEWER GEMS	36
Figure II.12 :Réglage de l'unité en mètre.....	36
Figure II.13 :Affichage du tracé sur SEWER GEMS	37
Figure II.14 : Affichage du rejet.....	37
Figure II.15 : Introduction des caractéristiques	38
Figure II.16 : vitesse d'écoulement dans les conduites.....	39
Figure II.17 : pente des conduites	39
Figure II.18 :Couverture de la conduite.....	40
Figure II.19 :Tracé des bassins versants de la zone d'étude	41
Figure II.20 :Résultat du bassin versant	41
Figure II.21 :Courbe IDF	42
Figure II.22 :Les altitudes des regards.....	43
Figure II.23 : résultats du rejet	43
Figure II.24 :Introduction des débits usées dans le nœud	44
Figure II.25 :situation géographique de la ville de MAGHNIA.....	45
Figure II.26 :Courbe IDF averse 1	48
Figure II.27 :Courbe IDF averse2	48
Figure III.1 : Plan de découpage en sous bassin versant de la zone de MAGHNIA.....	50
Figure III.2 : Plan de masse d'assainissement dans SEWER GEMS.....	65
Figure III.3 :variation de l'intensité en fonction du temps	66
Figure III.4 :représente le profil 1	69
Figure III.5 :représente le profile 2.....	69
Figure III.6 : représente le profil3	70
Figure III.7 : représente le profil 4	70

Figure III.8 :représente le profil 5	71
Figure III.9 :représente le profil 6	71
Figure III.10 : représente le profil 7	72
Figure III.11 : représente le profil 8	72
Figure III.12 :représente le profil 9	73
Figure IV.1 :courbe partielle et cumulée de la pluie en fonction du temps (enregistrements des pluies du 10/05/2004)	79
Figure IV.2 :Hyétogramme de la pluie en fonction du temps (enregistrement des pluies 10/05/2004)	79
Figure IV.3 :Courbe IDF à partir des enregistrements de pluie du (10/05/2004)	80
Figure IV.4 : courbe des pluies cumulées selon les 03 scénarios	85
Figure IV.5 : courbe IDF du 1er scénario (bleu) et du 2 éme scénario (orange)	85
Figure IV.6 :courbe partielle et cumulée de la pluie en focntion du temps	92
Figure IV.7 :Hyétogramme de la pluie en fonction du temps	92
Figure IV.8 :courbe IDF du 3éme scénario	93
Figure IV.9 profil1 : du regard MH1 au regard MH8	94
Figure IV.10 profil 2: du regard MH14 au regard MH8	95
Figure IV.11 profil 3 :du regard MH8 au regard MH11	96
Figure IV.12 profil 4 :du regard MH17 au regard MH11	97
Figure IV.13 profil 5 :du regard MH17 au regard MH11	98
Figure IV.14 profil : du regard MH17 au regard MH11	99
Figure IV.15 profil 7 :du regard MH13 au regard MH24	100
Figure IV.16 profil 8 :du regard MH19 au regard MH24	101
Figure IV.17 profil 8 :du regard MH19 au regard MH24	102

Liste des tableaux

Tableau III 1:calcul des besoins en eau (consommées et rejetées).....	53
Tableau III. 2:débit des eaux usées par segment du réseau	54
Tableau III. 3: Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surfaces et types d'occupation du sol	57
Tableau III. 4:Paramètres des bassins versants	58
Tableau III. 5: résultats des calculs d'eau pluviale	61
Tableau III. 6:résultats du calcul des diamètres	61
Table III. 7: résultats des conditions d'autocurage	63
Tableau III. 8:Résultats obtenus pour les bassins versants.....	67
Tableau III. 9:Résultats de la simulation des conduites du réseau	67
Tableau III.10:Résultats de la simulation des regards.....	68
Tableau IV.1 : Enregistrement des précipitations de pluie (données ANRH du 10/05/2004).....	82
Tableau IV. 2 Hauteur des pluies cumulées selon les scénarios étudiés.....	84
Tableau IV. 3 : Comportement du réseau selon les 03 scénarios (état des regards).....	87
Tableau IV. 4: Comportement du réseau selon les 03 scénarios (état des conduites).....	88

Liste des abréviations

A : Surface du bassin versant (ha)

C : Coefficient de ruissellement

CEQ : Coefficient de ruissellement équivalent à la surface drainée

CTN : Côte naturelle du terrain (m)

D cal : Diamètre calculé (m)

DN : diamètre normalisé (m)

L HYD : la longueur la plus long sur le bassin versant

Cotes TN amont : côte de terrain naturel amont (m).

Cotes TN aval : côte de terrain naturel aval (m)

I : la pente

Tc : le temps de concentration

n : coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite

Qps : Le débit à plein section

H: Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Ha : hectare

L : longueur

Vps : La vitesse à plein section

Rq: rapport des débits.

Rv : rapport des vitesses

Rh : rapport des hauteurs

Qeu : débit d'eau usée

Qp : débit pointe

QT : débit total

IDF : intensité, durée, fréquence

mm : millimètre

m : mètre

T : période de retour

PN : Population future à l'horizon considéré

PA : Population de référence actuelle

α : Taux d'accroissement

CP : coefficient de point

Q UNIT : débit unitaire

PJMAX : précipitation maximale journalière

i: intensité maximale moyenne

SCS : SOIL Conservation Service des États-Unis)

H : Hauteur de remplissage (m)

PVC : polychlorure de vinyle

Table des matières

.....	2
Remerciements	2
Dédicace	3
Résumé	4
Liste des figures :	7
Liste des tableaux	10
Liste des abréviations	11
Introduction générale	1
I.1. Définition d'un réseau d'assainissement :	4
I.1.1. Les Eaux usées domestiques :	4
I.1.2. Les Eaux usées industrielles :	4
I.1.3. Les Eaux pluviales :	4
I.2. Différents systèmes des réseaux d'évacuations :	5
I.2.1. Le système unitaire :	5
I.2.2. Le système séparatif :	5
I.2.3. Le système mixte pseudo-séparatif :	6
I.3. Choix du schéma d'évacuation :	7
I.3.1. Schéma perpendiculaire :	7
I.3.2. Schéma par déplacement latéral :	7
I.3.3. Schéma de type Radial :	8
I.3.4. Schéma de collecteur par zones étagées :	8
I.3.5. Schéma de collecteur oblique :	8
I.4. Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :	9
I.4.1. Les ouvrages principaux :	9
I.4.1.1. Les Canalisations :	9
I.4.1.1.5. Conduite en polychlorure de vinyle (PVC) non plastique	11
I.4.2. Les ouvrages annexes :	12
I.4.2.1. Branchements particuliers :	12

I.4.2.2 Les regards :	12
I.4.2.2.1 Regards de visite :	13
.....	13
I.4.2.2.2. Regards de jonction :	13
I.4.2.2.3. Regard de chasse :	14
I.4.2.3. Gargouille :	15
I.4.2.4. Caniveaux :	15
I.4.2.5. Bouches d'égout :	16
I.4.2.6. Déversoir d'orage :	16
I.5. Les méthodes d'évaluation des débits pluviaux :	17
I.5.1. La méthode rationnelle :	17
I.5.2. Calcul de la section d'ouvrages :	18
I.5.2.2. Le dimensionnement des canalisations : utilisation des abaques	18
I.6. Courbes IDF :	21
Formule de MONTANA :	22
I.7. Période de retour T :	23
II.1. Définition et aperçu historique du logiciel SEWER GEMS :	25
II.2. Les objectifs du logiciel SEWERGEMS :	26
II.3. Menu SEWER GEMS:	26
II.3.1. Menu fichier (file menu) :	26
II.3.2. Menu Edition (Edit) :	27
II.3.3.Menu Analyse (ANALYSIS) :	27
II.3.4.Menu Dessin :	28
II.3.5.Menu Outils (Tools) :	28
II.3.6.Menu Rapport :	28
II.4.Simulation sur SEWER GEMS :	29
II.4.1. Réglage des unités :	29
II.4.2. Réglage les caractéristiques des conduites :	30
II.4.3. Spécifier les diamètres de la conduite :	31

II.4.4. Conversion du format AUTOCAD vers SEWER GEMS :.....	32
II.4.5. Réglage selon les conditions de notre réseau :	34
II.4.6. Contraintes de dimensionnement des conduites :.....	34
II.4.7. Tracé des bassins versant de la zone d'étude :	36
II.4.8. Ajouter les eaux usées dans les jonctions (regards) :.....	38
II.5.Situation géographique de la zone d'étude :	39
II.5.1. Caractéristiques climatiques de la ville de MAGHNIA :	40
II.5.1.1. Le climat :	40
II.5.1.2. La pluviométrie :	40
II.5.1.3. Pluie maximale :.....	41
II.5.1.4. Le vent :	42
II.5.1.5. Courbe IDF :	42
II.5.2. Le cadre géologique :	43
II.5.2.1. Le sol :.....	44
II.5.2.2.L'occupation du sol :	44
II.5.3. La topographie :	45
III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	47
III.1.1. Choix de la limite des sous bassins :	47
III.2. Evaluation des débits :	49
III.2.1. Calcul des besoins en eau :.....	49
III.2.2. Calcul des débits des eaux usées : (Tableau III.1et Tableau III.2) .	49
Généralité :	49
Remarque :	53
III.2.3. Débits des eaux pluviales :	53
Généralité :	53
III.3. Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) méthode rationnelle : Calcul.....	53
III.3.1. Calcul des paramètres du bassin versant :.....	54
III.3.1.1.La pente :	54
III.3.1.2.Coefficient de ruissellement :.....	54

III.3.1.3. Temps de concentration :	55
III.3.2. Calcul des caractéristiques d'une conduite :	56
III.3.2.1. Débit à pleine section :	56
III.3.2.2. Vitesse à pleine section :	57
III.3.2.3. Calcul des rapports hydrauliques : rapport des débits (RQ) du rapport des vitesses (RV) et rapport de remplissage (RH):	57
III.3.2.4. Calcul de la vitesse effective et la hauteur de remplissage :	57
III.3.2.5. Calcul du diamètre approximatif :	57
III.4. vérification les conditions d'auto curage :	60
III.5. Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) :	
simulation avec logiciel SEWER GEMS	62
III.5.1. Généralités :	62
III.5.2. Résultats de la première simulation : modèle de MONTANA :	64
III.5.3. Les profils obtenus par la simulation :	67
III.6. Comparaison des résultats obtenus : calcul manuel – simulation par logiciel	71
III.6.1. Bassins versants :	71
III.6.2. Conduites :	71
III.6.3. Vitesse :	72
III.6.4. Débits :	72
III.6.5. Regards :	72
Les résultats sont globalement convergeant (cote terrain naturel et radier)	72
III.7. Interprétation des profils en long obtenus par la simulation :	72
IV.1. Simulation sur logiciel SEWER GEMS : cas de simulation avec averses (méthode SCS) :	75
IV.1.1. Généralités :	76
IV.1.2. Etude de la première averse (données réelles (ANRH de l'année 2004)	77
.....	78
IV.1.2.1. Commentaires :	78
IV.1.2.2. Résultats donnés par le logiciel concernant la première averse (précipitations du 10/05/2004) :	79

IV.1.3. Etude des différents scénarios :	79
IV.1.3.1. Commentaires sur le comportement du réseau selon les 03 scénarios :	84
IV.1.3. 2 Profils en longueur donnés pour les deux (02) scénarios (SC1, SC2) l'état des regards et des conduites	87
IV.1.3.3 Etude du scénario 3 :.....	90
IV.1.3.3.1. Interprétation courbe et hyétogramme	90
IV.1.3.3.2 Interprétation des profils en long dans le cas des averses : (3 ^{ème} scénario)	91
IV.I.4. Conclusion :.....	100
Conclusion générale.....	101
Référence bibliographies.....	96

Introduction générale

L'eau est une ressource vitale et précieuse qui soutient la vie sur terre, il est de notre responsabilité de la préserver et de la gérer de manière durable pour les générations présentes et futures.

L'assainissement est un ensemble de mesures techniques, économiques et sociales visant à garantir la gestion durable des eaux usées et des déchets solides. Il s'agit d'un enjeu majeur pour assurer la santé publique, la protection de l'environnement et le développement durable.

Dans de nombreux pays, notamment dans les zones rurales, ou les pays en développement, l'assainissement demeure un défi majeur. Des milliards de personnes n'ont toujours pas accès à des installations adéquates d'assainissement ce qui entraîne de graves problèmes de santé, de contamination de l'eau et d'insalubrité.

Comme beaucoup de pays, l'Algérie elle a des problèmes d'assainissement surtout au niveau des zones rurales et certaines zones urbaines défavorisées. L'accès à des installations d'assainissement adéquates est encore limité, il y a lieu de signaler que l'infrastructure existante est vieillissante et nécessite une réhabilitation ou un remplacement.

L'assainissement d'une agglomération résulte de la nécessité qu'il y a d'évacuer les eaux pluviales et/ ou usées de façon rapide et dans des conditions permettant de préserver la santé des individus en les mettant à l'abri d'une éventuelle propagation des germes pathogènes.

Cette évacuation doit se faire en sauvegardant la qualité du milieu naturel. Pour parvenir, il est nécessaire que la conception du réseau, sa réalisation et son exploitation soient faites le plus précisément et le plus correctement possible.

Le but de l'assainissement est d'assurer la collecte et le transport de toute l'eau contaminée, pluvieuse ou usée. Il traite également ces eaux avant qu'elles ne soient libérées dans l'environnement naturel ; cela se fait, bien sûr, d'une manière qui correspond aux préoccupations en matière de santé publique et d'environnement.

Le but de notre travail est de montrer le rôle principal de la simulation, et aussi l'efficacité et la capacité du logiciel SEWER GEMS pour évaluer le comportement du réseau face aux événements pluvieux et résoudre donc les problèmes liés à cela.

Notre étude comporte 04 chapitres :

Chapitre I : Généralité sur les réseaux d'assainissement

Chapitre II : Présentation du logiciel SEWER GEMS et la région d'étude

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

Chapitre IV : Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux. Extrêmes

Chapitre I

Généralités Sur les réseaux d'assainissement

Les réseaux d'assainissement ont pour objectif principal d'évacuer les eaux usées et les eaux de pluie afin de limiter les nuisances et les dégâts dans les centres urbains. Ils sont essentiels pour préserver les ressources en eau et l'environnement.

I.1. Définition d'un réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement est l'ensemble des ouvrages construits par l'Homme pour collecter les eaux usées et de pluie d'une agglomération, d'habitations ou d'une parcelle privée, avant d'être acheminées vers une station d'épuration pour être traitées.

Aux eaux usées domestiques s'ajoutent les eaux collectives rejetées par les hôpitaux, commerces ... Des industries peuvent également être raccordées au réseau d'égouts si la capacité de la station d'épuration le permet et si la nature des eaux usées est compatible avec le traitement [1]

L'objectif principal de l'assainissement est d'améliorer la santé humaine en brisant le cycle de transmission des maladies hydriques et d'assurer la collecte et le transport des déchets.

I.1.1. Les Eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisses, appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées, phosphatées et de germes fécaux appelées eaux noires. [2]

I.1.2. Les Eaux usées industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. [2]

I.1.3. Les Eaux pluviales :

Les eaux pluviales peuvent être un facteur de la pollution des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air polluée par exemple (fumées industrielles) et en se ruisselant sur les toits et les chaussées chargés de résidus (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...).

[2]

I.2. Différents systèmes des réseaux d'évacuations :

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales peuvent être utilisés dans le cadre de l'assainissement des eaux. Les réseaux d'évacuation sont, le plus souvent, à écoulement libre mais peuvent comporter des sections en charge.

Parmi les systèmes d'assainissement, on y trouve :

I.2.1. Le système unitaire :

Ce système, qui est l'héritage du "tout-à-l'égout", consiste à évacuer par un réseau unique, l'ensemble des eaux usées et pluviales. Ces réseaux sont généralement équipés de déversoirs d'orage permettant en cas de pluie intense, le rejet d'une partie des effluents dans le milieu naturel, soit directement, soit après un traitement spécifique dans une station d'épuration. [3]

Ce type de réseau s'impose lorsqu'il n'y a pas possibilité de faire un réseau séparatif. Il est souhaitable lorsque l'urbanisation d'un secteur est en pleine transformation

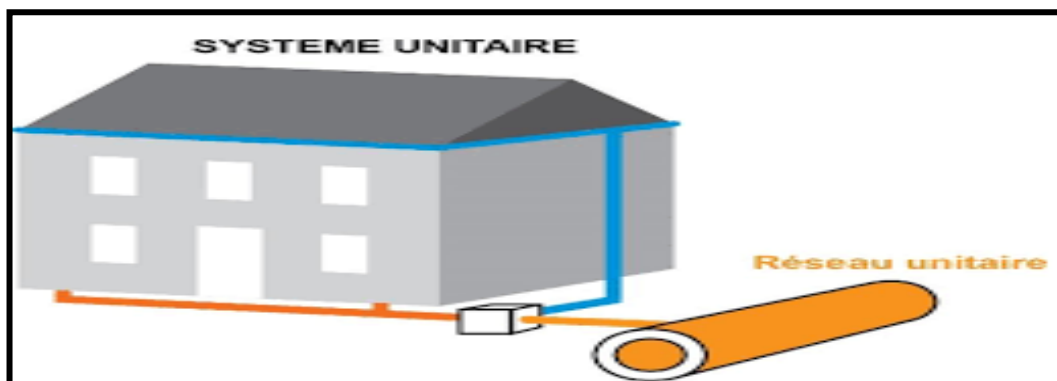


Figure I. 1: Le système unitaire [4]

I.2.2. Le système séparatif :

Dans ce système, un réseau est affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et des effluents industriels de composition comparable (le branchement correspondant est soumis à autorisation).

Ce type de réseau est utile pour la récupération des eaux pluviales pour des usages non potables, tels que l'arrosage des jardins ou l'alimentation des toilettes. [3]

Ce système est utilisé dans les zones où il est important de protéger l'environnement, comme les zones proches des rivières, des lacs et des plages. Il est également utilisé dans les zones où il y a un risque élevé d'inondation.

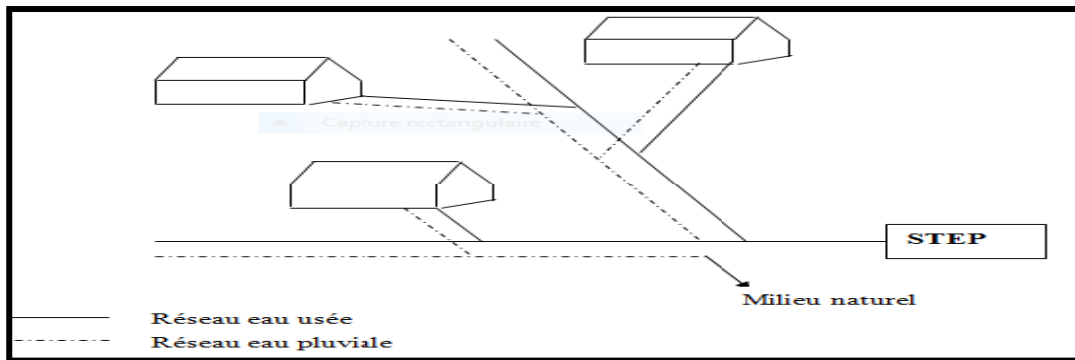


Figure I. 2 Le système séparatif [5]

I.2.3. Le système mixte pseudo-séparatif :

Dans ce système, une part des eaux pluviales provenant de la voirie est rejetée directement dans le milieu naturel au moyen de caniveaux et de fossés. L'autre part, provenant des toitures et des cours intérieures, est raccordée au réseau des eaux usées. [3]

Ce système est utilisé dans des zones où les habitations sont relativement proches les

Unes des autres. [3]

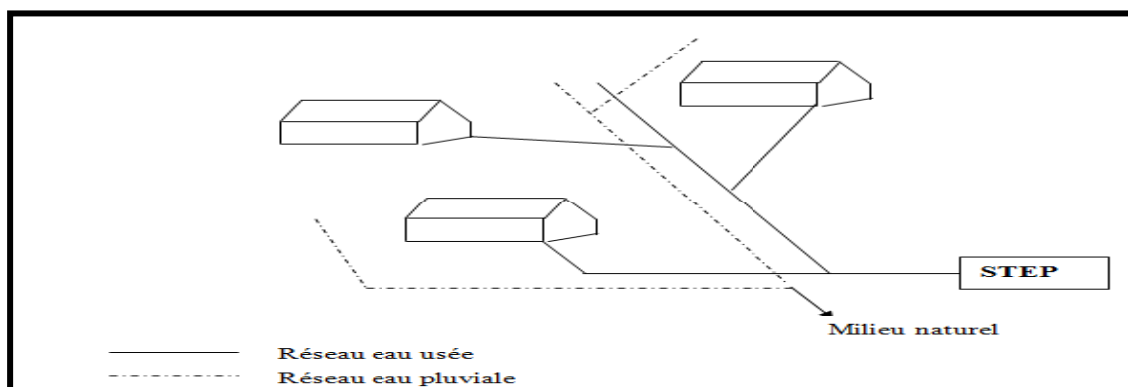


Figure I. 3 Le système pseudo séparatif [5]

I.3. Choix du schéma d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend de 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. [6]

Lorsqu'il s'agit de l'évacuation de l'assainissement il existe également différents

Schémas possibles. Voici quelques-uns des schémas les plus couramment utilisés :

I.3.1. Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement qui est prévu. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours d'eau on distingue : -

- Le schéma perpendiculaire simple. –
- Le schéma perpendiculaire étagé

Ce schéma utilise des conduites horizontales et verticales qui se croisent à angle droit pour faciliter le débit et la répartition des eaux. [7]

I.3.2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible

Le schéma par déplacement latéral est utilisé pour la collecte des eaux usées et des eaux pluviales dans les zones urbaines et rurales. [7]

I.3.3. Schéma de type radial :

Un schéma radial utilise un collecteur central pour collecter les eaux usées et les eaux pluviales provenant de plusieurs points de raccordement. Les eaux usées sont ensuite acheminées vers une station d'épuration pour traitement avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

Le schéma de type radial est utilisé pour

- Zones urbaines denses avec un réseau d'habitations et d'industries développé
- Centre-ville historiques avec des rues étroites
- Zones en expansion urbaine [7]

I.3.4. Schéma de collecteur par zones étagées :

Un schéma de collecteur par zones étagées utilise plusieurs collecteurs principaux disposés à différents niveaux pour collecter les eaux usées et les eaux pluviales. Ce système est souvent utilisé dans les zones topographiquement complexes. [7]

I.3.5. Schéma de collecteur oblique :

Un schéma du collecteur oblique se définit comme un système de collecte des eaux usées où les canalisations sont installées selon une pente inclinée.

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à L'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible [8]

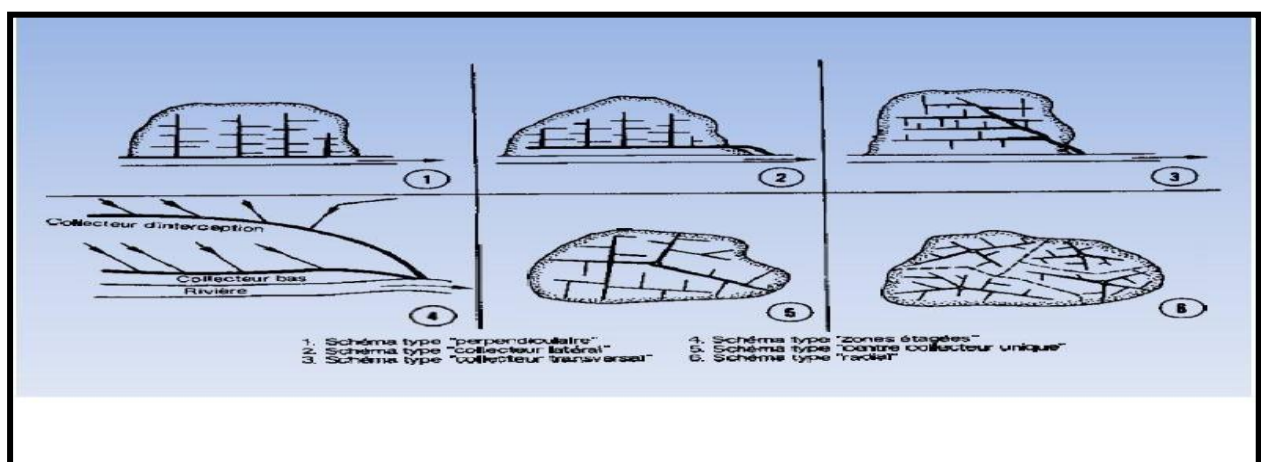


Figure I. 4 Les différents types de schéma [9]

I.4. Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :

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.

L'efficacité et le rendement d'un réseau d'assainissement mis en exploitation dépendent largement de la qualité et de la quantité de ces ouvrages auxquels sont attachées les tâches essentielles d'assainissement à savoir la collecte, l'évacuation et l'écoulement dans les canalisations et de l'entretien périodique de ces ouvrages du réseau. [10]

Les ouvrages constituant un réseau d'assainissement se subdivisent en deux types d'ouvrage: Ouvrages principaux et Ouvrages annexes.

I.4.1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent essentiellement les canalisations :

I.4.1.1. Les Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes : Cylindriques préfabriquées en usine et désignées par leurs diamètres intérieurs dits diamètres nominaux exprimés en millimètre. Ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre. [11]

I.4.1.1.1. Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles [11]



Figure I.5 Conduite en fonte

I.4.1.1.2. Conduite en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). [12]



Figure I. 6 conduite en béton armé [13]

I.4.1.1.3. 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. Ce type de tuyaux a 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 [12]



Figure I. 7 conduite en béton non armé [13]

I.4.1.1.4. Les conduites ovoïdes :

Ce sont des conduites de forme parabolique évasées et 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 conduite est de permettre un accès relativement facile au réseau. Cette forme de conduite est utilisée aussi dans les systèmes de drainage, les pipelines de transport des hydrocarbures (liquides, gaz, etc.) [14]



Figure I. 8 conduite ovoïde [15]

I.4.1.1.5. Conduite en polychlorure de vinyle (PVC) non plastique :

Ces 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 égale à 6 m.

Les tubes et raccords en PVC sont constitués d'une matière plastique thermoplastique le polychlorure de vinyle.

La nature du PVC le rend insensible à l'action corrosive de certains sols et de l'eau de mer.

Les canalisations en PVC sont beaucoup utilisées dans les réseaux de transport d'eau. [15]



Figure I. 9 conduite en PVC [16]

I.4.2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, relèvements, bassins de stockage-restitution, etc.)

Dans une large mesure, les services à attendre d'un réseau d'assainissement en exploitation dépendent des dispositions adoptées pour les ouvrages annexes disposés en propriété privée et pour les ouvrages annexes publics. Trop souvent, l'entretien, s'il n'a pas été prévu au moment de la conception des ouvrages, risque en effet d'être négligé.

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que de l'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. [17]

I.4.2.1. Branchements particuliers :

Le branchement particulier sous domaine public permet l'acheminement des eaux usées domestiques, des eaux pluviales ou des eaux industrielles provenant d'une source privée vers un collecteur public. Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte en respectant les règles du règlement sanitaire départemental et du règlement du service de l'assainissement de la collectivité.

Un branchement particulier comporte :

- le raccordement à l'immeuble avec éventuellement, si la longueur et la pente du branchement le justifient, un ouvrage dit « regard de façade » situé sous le domaine public
- une canalisation ;
- et le raccordement à l'égout public. [18].

I.4.2.2 Les regards :

Les regards sont des ouvrages constitués par un puits vertical surmonté d'un couvercle amovible.

Ils sont destinés à l'accès du personnel par une ouverture dont la dimension minimum est de 0.60m, Leur rôle est de permettre les branchements, les changements de pente est de direction, l'accès au réseau, le curage et l'entretien des ouvrages ainsi que l'aération du réseau. [18]

On distingue trois types de regard :

I.4.2.2.1 Regards de visite :

Un réceptacle souterrain muni de connexions latérales et d'un couvercle supérieur est désigné sous le terme de "regard de visite" implantés au-dessus des collecteurs visitables ou des canalisations, ils permettent l'accès à l'ouvrage, l'installation d'appareils de ramonage et d'extraction .la cunette a un diamètre à celui du collecteur. C'est le type de regard le plus fréquemment construit. [19]



Figure I. 10 Regard de visite [20]

I.4.2.2.2. Regards de jonction :

Ces regards forment le point d'unification de deux collecteurs de même diamètre ou non

Ils sont construits de telle façon à avoir :

- Une aération des collecteurs en jonction.
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.

Destinés à éviter le raccordement à angle droit d'une canalisation latérale pour favoriser les écoulements, en diminuant la perte de charge. [21]



Figure I. 11 Regard de jonction [22]

I.4.2.2.3. Regard de chasse :

Ce sont en réalité des réservoirs enterrés dont l'accès est matérialisé par un tampon avec cadre similaire à l'un des modèles que l'on utilise pour les autres regards.

Quand les pentes et les débits sont insuffisants. On dispose en tête de réseau un réservoir de chasse, qui assure le curage de réseau sur certaine longueur.

Le volume du réservoir de chasse est estime au dixième (1/10), du volume de la conduite.[21]



Figure I. 12 Regard de chasse [22]

I.4.2.3. Gargouille :

Ce sont des conduits 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 recueillaient à l'ouvrage public. [23]

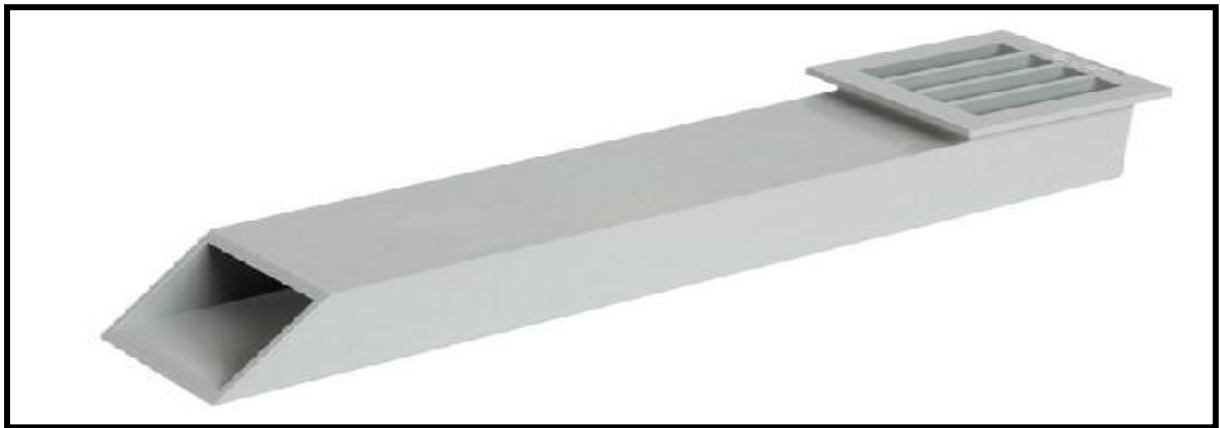


Figure I. 13 Gargouille [23]

I.4.2.4. 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. A noter que s'il n'est pas indispensable de réaliser des chaussées avec bordures cela reste cependant souhaitable. [24]

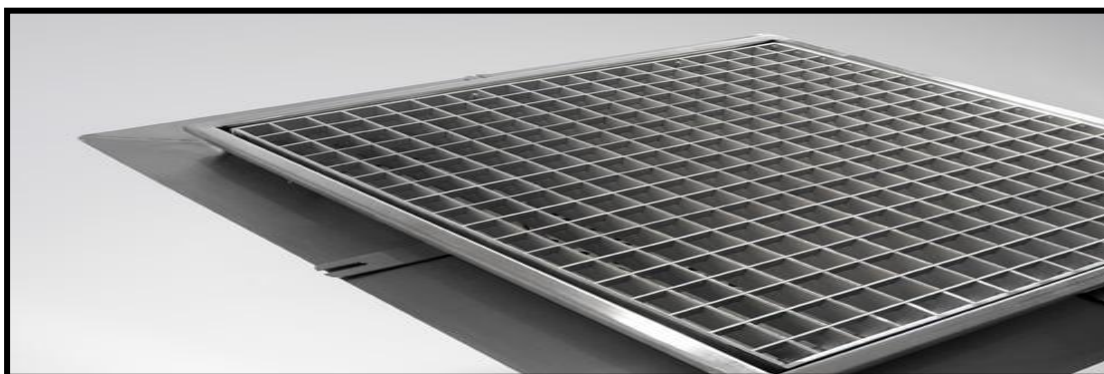


Figure I. 5 caniveaux [24]

I.4.2.5. Bouches d'égout :

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

✓ La façon dont on recueille les eaux -

- bouches à accès latéral aménagées au bord des trottoirs ;

- bouches à accès par le dessus situés sous les promenades, parcs de stationnement ou sous caniveaux.

✓ La façon dont les déchets sont retenus : -

Avec décantation ;

- sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets). [24]



Figure I. 15 Bouches d'égout [25]

I.4.2.6. Déversoir d'orage :

Un déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans le bassin. [26]

I.5. Les méthodes d'évaluation des débits pluviaux :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite l'étape initiale qui est la détermination des débits des eaux pluviales à évacuer

Les eaux pluviales comprennent les eaux de pluies et les eaux de drainage Le problème de l'évacuation des débits pluviaux dans les bassins versants à fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évacuation des débits pluviaux :

- **Méthode rationnelle.**
- **Méthode superficielle.**

I.5.1. La méthode rationnelle :

La méthode << rationnelle >> consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs A1, A2,..... AJ,.....An, limités par des lignes isochrones telles que l'eau tombe sur le secteur A1 (respectivement) arrive à l'exutoire au bout d'un temps T', (respectivement 2T'n T').

$$Q_{max} = K \times C \times I \times A \dots\dots\dots(L.1)$$

Q_p : débit de pointe ou débit max à l'exutoire (m³/s)

C : coefficient de ruissellement 0<C<1,

A : surface du bassin versant (ha),

I : intensité moyenne au temps de concentration T_c (mm/h).

K : Coefficient d'homogénéisation des unités

- K=0.167 si la surface est en ha, l'intensité en mm/mn, le débit en l/s.
- K=0.0028 si la surface est en ha, l'intensité en mm/h. [27]

I.5.2. Calcul de la section d'ouvrages :

I.5.2.1. Le dimensionnement des canalisations : formule de CHEZY

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer (eaux usées et pluviales) 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. [28]

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle De CHEZY

$$V = C \times \sqrt{R \times I} \dots \dots \dots (I.2)$$

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

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

S : section mouillée en m².

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' est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des Eaux transportées. —

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{RH}} \dots \dots \dots (III.3)$$

I.5.2.2. Le dimensionnement des canalisations : utilisation des abaques

La formule de Chézy sous ses différentes formes (Bazin, Strickler. ...) peut être représentée graphiquement (Sous forme d'abaques) pour être utilisée dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement

L'utilisation des abaques suffit pour dimensionner un tronçon d'égout. En effet pour un système unitaire , l'abaque 4 donne le diamètre D de la conduite, le débit à pleine section QPS et la vitesse correspondant à ce débit VPS en fonction du débit réel Q transitant par le

tronçon considéré et la pente de ce tronçon I. Par contre, l'abaque 5 donne le taux de remplissage de la conduite Rh et le rapport des vitesses RV en fonction du rapport des débits.

$$RQ = Q / QPS \dots\dots\dots (I.4)$$

La démarche à suivre pour dimensionner un réseau d'assainissement avec les abaques est la suivante : -

Les données du problème sont : Le débit Q et la pente du tronçon considéré I. –

A partir des valeurs connues de Q et I et en utilisant l'Abaque 4, on détermine le diamètre D de la conduite, le débit à pleine section QPS et la vitesse correspondant au débit à pleine section VPS.

On calcule le rapport des débits RQ qui est égal au débit Q divisé par le débit à pleine section QPS.

A partir de la valeur de RQ et en utilisant l'abaque 5, on détermine le taux de remplissage Rh et le rapport des vitesses RV

Le taux de remplissage RH représente le rapport entre la profondeur de l'écoulement h et le diamètre D de la conduite. Soit :

$$RH = \frac{h}{D} \dots\dots\dots (I.5) [29]$$

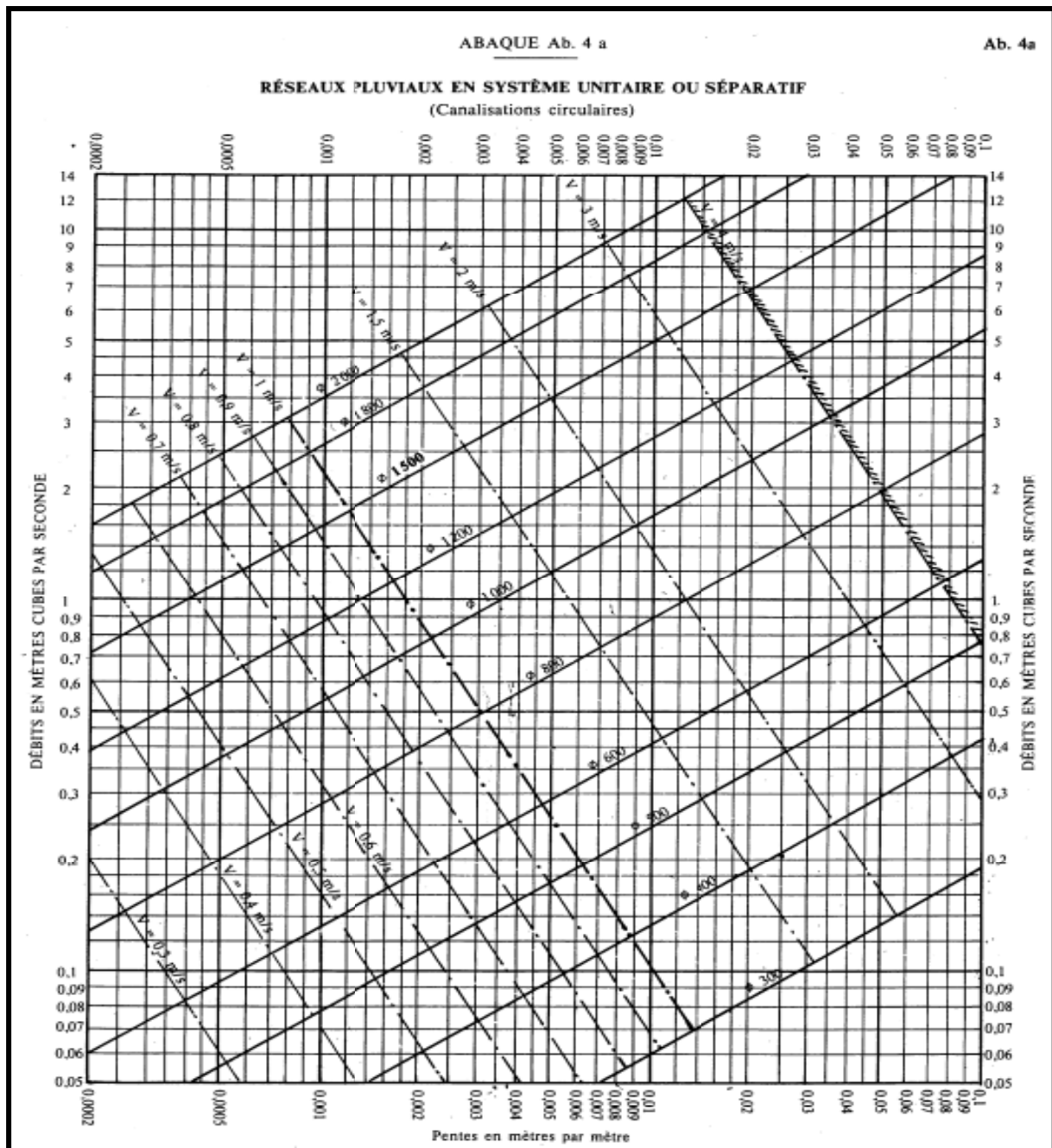


Figure I. 16 : abaque réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif [29]

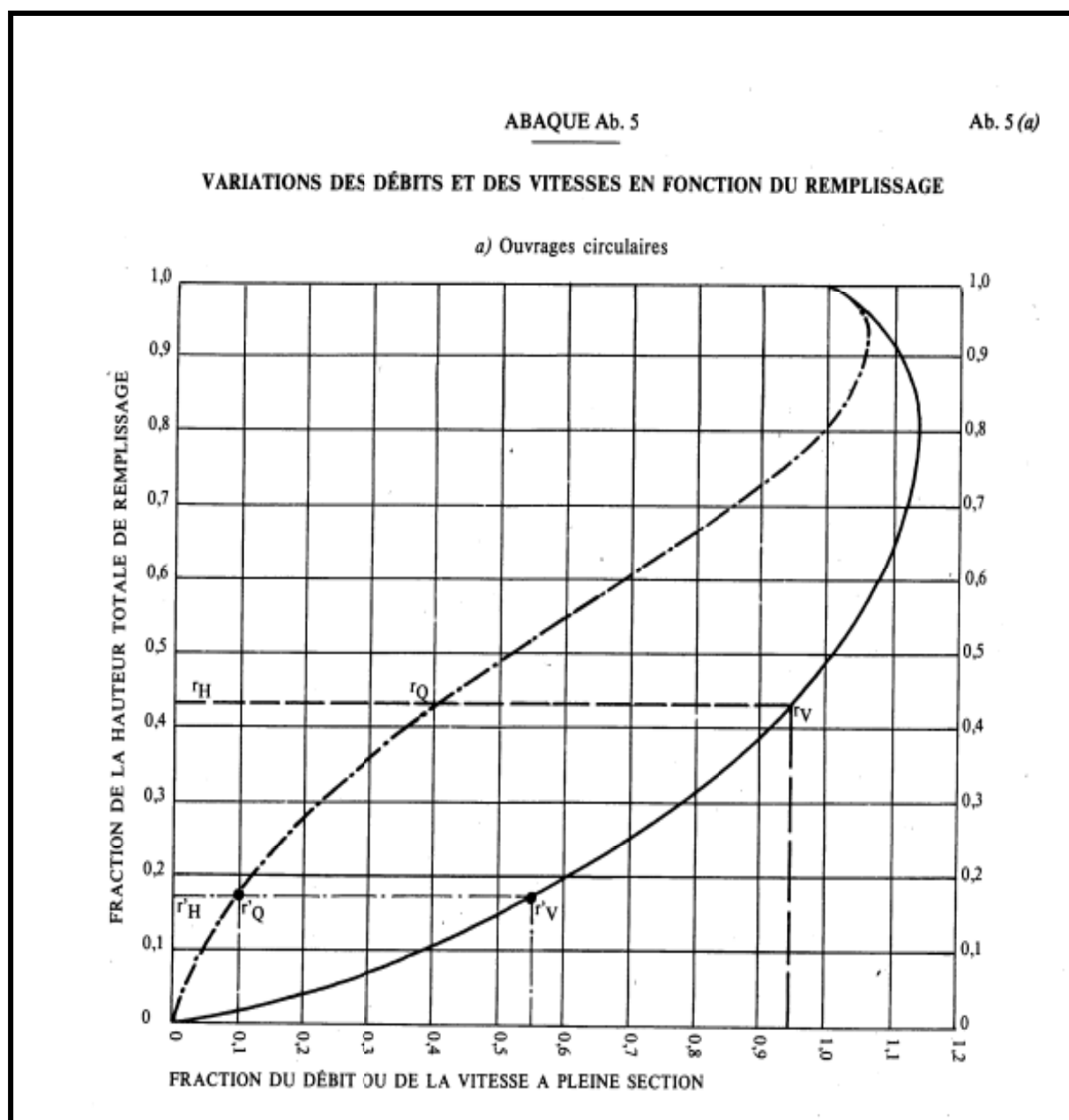


Figure I.17 : abaque variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage

I.6. Courbes IDF :

Les courbes « Intensité-Durée-Fréquence » représentent d'une manière simplifiée et synthétique la relation empirique entre l'intensité des pluies, leurs durées et leurs fréquences.

En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement F par la période de retour T associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné.

La période de retour T est généralement exprimée en années. La transformation des valeurs brutes en une série de valeurs maximales annuelles sur → différentes durées, puis l'ajustement consolidé ou non des lois de probabilité à ces séries de valeurs extrêmes. [30]

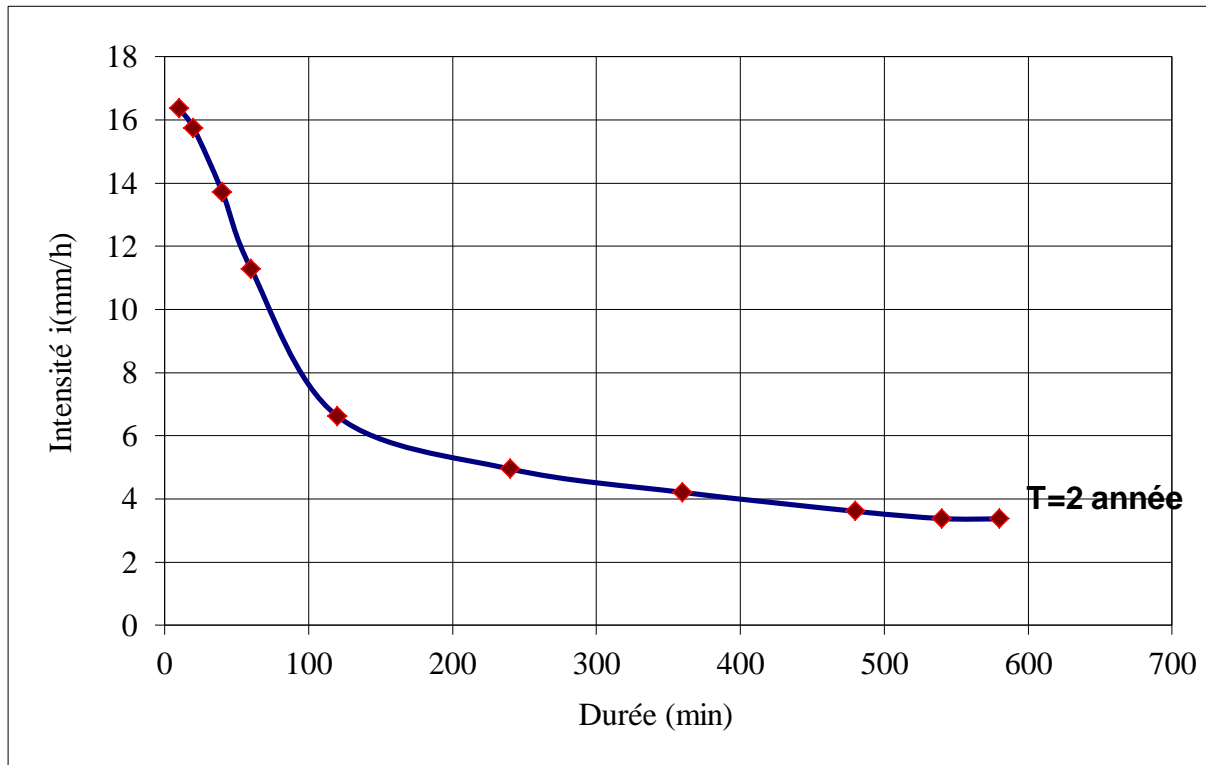


Figure I. 18 Exemple d'un courbe IDF [31]

Formule de MONTANA :

L'intensité d'une pluie est le rapport du volume d'eau tombé sur un bassin pendant une durée sur une surface donnée (mm/h).

Elle peut être calculée à partir des enregistrements de mesures ou par la loi de Montana

$$I = a \times Tc^{-b} \dots\dots\dots(I.6)$$

Avec : i : Intensité (mm/min)

Tc : Temps de concentration (min)

a (T), b(T) : Coefficients hydro-climatiques dépendant de la région géographique du bassin et de la période de retour de la pluie. [32]

I.7. Période de retour T :

La période de retour, ou temps de retour est la durée moyenne au cours de laquelle, statistiquement un événement d'une même intensité se reproduit

Si dans l'analyse des observations portant sur années, on observe évènements ayant

Dépassé cette intensité, la période de retour T de la valeur P est définie par le rapport

$$T = \frac{N}{n} \dots \dots \dots (I.7)$$

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 [33]

Chapitre II

Présentation du logiciel SEWER GEMS et de la région d'étude

SEWER GEMS est un logiciel de modélisation et de simulation des réseaux d'assainissement. Ce logiciel est notamment utilisé pour dimensionner un réseau d'assainissement et pour analyser son comportement vis-à-vis d'un phénomène pluvieux.

II.1. Définition et aperçu historique du logiciel SEWER GEMS :

Le logiciel Sewer GEMS appartient à la famille des logiciels BENTELY, il étudie les réseaux d'assainissement (eaux usées, eaux pluviales), dans cette famille de logiciels nous trouvons :

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

Le logiciel SewerGEMS est utilisé 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 canalisations et regards correspondants). Ce logiciel intègre une plateforme autonome et micro station, on peut également ajouter la plateforme AutoCAD. Les interfaces sont compatibles et interchangeables,

Ce logiciel permet pour un réseau d'assainissement donné (eaux usées, pluviales) :

- Le dimensionnement du réseau.
- L'affichage des scénarios de débordement des eaux usées avec des variations des débits.
- La création des profils (en système gravitaire et en pression) dans une période de simulation (avec une animation par rapport au profil hydraulique).
- L'établissement de rapports détaillés (regards en situation de débordement, état de saturation des conduites)

De nombreuses versions ont été publiées depuis l'apparition de la première version en 1995.

De nombreuses autres versions du programme ont été publiées au fil des ans. A chaque nouvelle version, des améliorations sont apportées au logiciel par exemple, la version 4.0, publiée en juin 1999, inclut un nouvel environnement graphique, un nouveau modèle de chargement et un scénario de gestion automatisée ; la version 4.1 donne l'estimation des coûts et maintient les tris et les filtres persistants définis par l'utilisateur, la version 4.1.1, simule les déviations et les débordements et utilise les nouvelles méthodes de calcul des pertes de charge de structure. La version 5.0 qui a été publiée en juin 2001 effectue des simulations de longue période et permet de charger l'importation de données à partir d'un fichier texte ASCII formaté avec une amélioration des rapports de résultats.[34]

II.2. Objectifs du logiciel SEWERGEMS :

Les objectifs du logiciel SEWER GEMS sont liés à la conception de réseaux d'assainissement.

Voici ces principaux objectifs :

Planification optimale des égouts urbains :

SEWER GEMS permet de produire des plans optimaux pour les réseaux d'égouts urbains. Il permet de concevoir et d'exploiter ces réseaux en utilisant les fonctionnalités hydrauliques et hydrologiques intégrées. De plus, il offre une variété de méthodes de calibrage pour les temps de pluie.

Analyses de réédition suite à des débordements :

Dans un environnement facile à utiliser, SEWER GEMS permet d'analyser et de remédier aux débordements dans les systèmes d'égouts

Modélisation avec des scénarios :

On peut configurer, évaluer, visualiser et comparer un nombre illimité de scénarios de simulation dans un seul fichier. Cela facilite la gestion des modèles.

Accès à une source de données de projet unique et partagée :

On peut collaborer sans renoncer aux compétences individuelles en conservant un ensemble de données unique pour une modélisation sans restriction. [37]

II.3. Menu SEWER GEMS:

Le menu est situé en haut de la fenêtre de l'éditeur autonome de Bentley Seder GEMS connecte et permet d'accéder aux commandes du programme qui sont réparties par type de fonctionnalité. [36]

II.3.1. Menu fichier (file menu) :

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 [36]



Figure II. 1 Menu fichier (File) [36]

II.3.2. Menu Edition (Edit) :

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

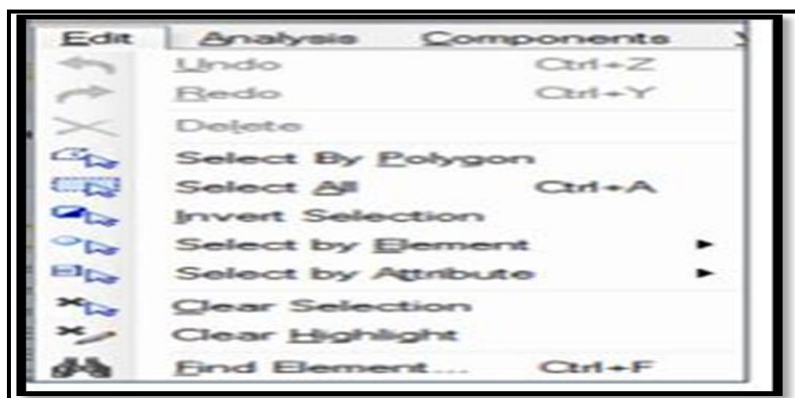


Figure II. 2Menu Edition (Edit) [36]

II.3.3. Menu Analyse (ANALYSIS) :

Le menu d'analyse contient des éléments utiles pour la gestion des calculs. Ceux – ci comprennent les scénarios et les gestionnaires de remplacement étales commandes de calcul.

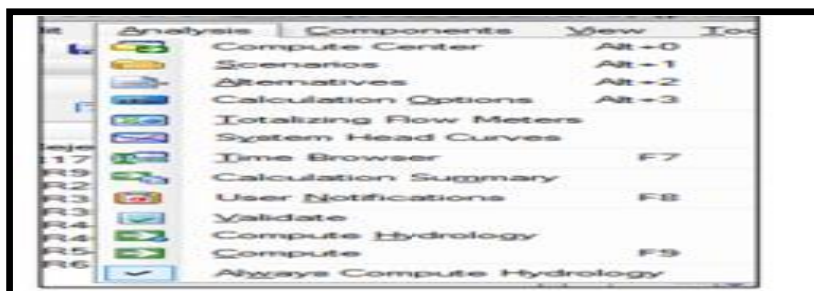


Figure II. 3 Menu Analyse (Analysais) [36]

II.3.4. Menu Dessin :

Le menu Dessin es fait un menu Auto CAD qui est accessible dans le programme actuel.



Figure II.4 Menu Dessin [36]

II.3.5. Menu Outils (Tools) :

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.

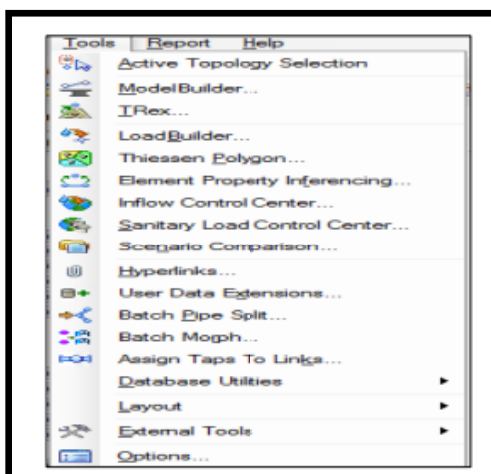


Figure II. 5 Menu Outils [36]

II.3.6. Menu Rapport :

Le menu rapport permet d'accéder à une collection de rapports textuels et graphiques. En outre, il permet de créer des rapports personnalisés.

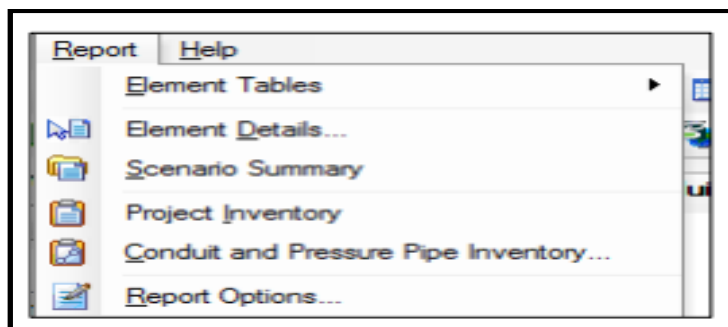


Figure II. 6 Menu Rapport [36]

II.4. Simulation sur SEWER GEMS :

Pour pouvoir déclencher une simulation du réseau en utilisant le logiciel SEWER GEMS, il est impératif de se conformer à la méthodologie qui suit :

II.4.1. Réglage des unités :

Cliquer sur (Tools) » (Option) » (Unit) et modifier la pente (SLOPE) en (m/m) et le Time en (minute), la (Figure 26) définit l'opération de réglage des unités.

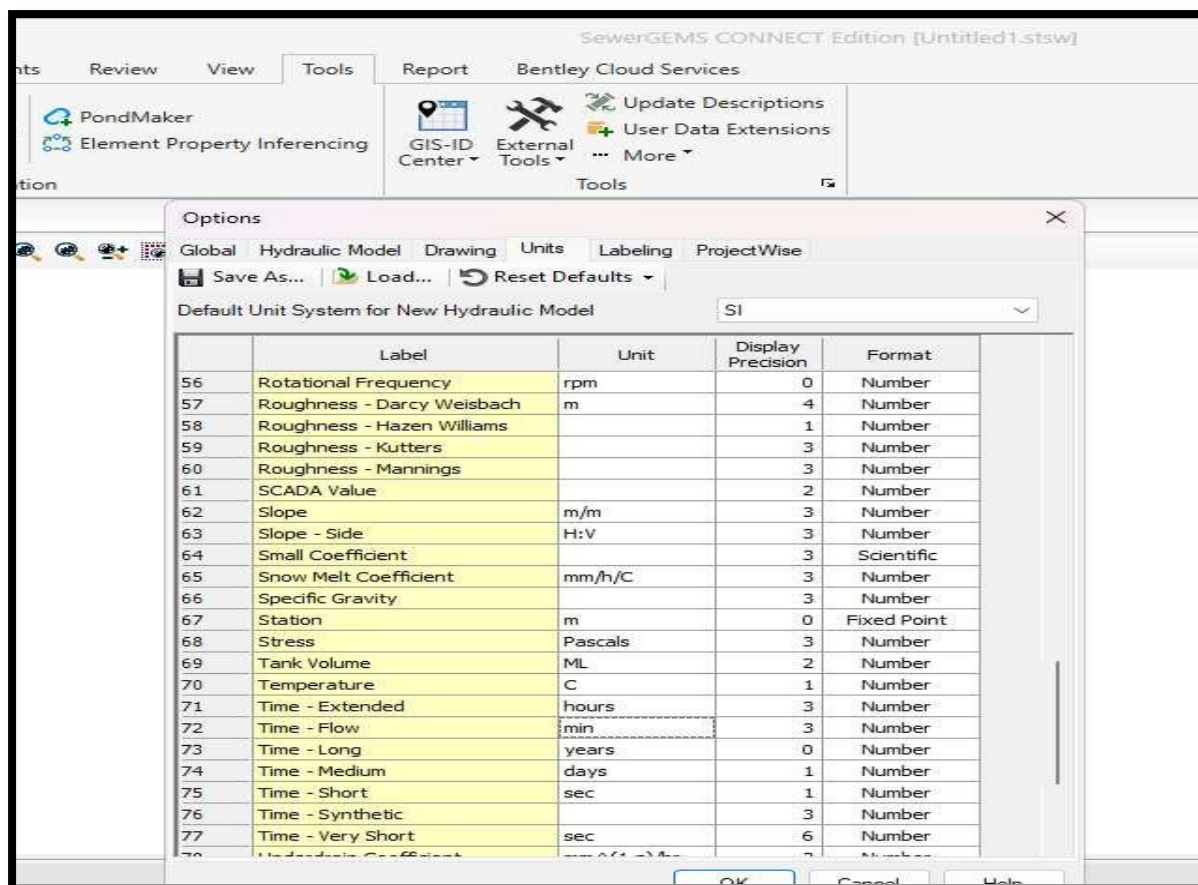


Figure II. 7 Réglage des unités

II.4.2. Réglage les caractéristiques des conduites :

Cliquer sur (ANALYSIS) » (CALCULATION Option) et modifier CALCULATION Type (Design), la (Figure 27) définit le réglage des caractéristiques des conduites.

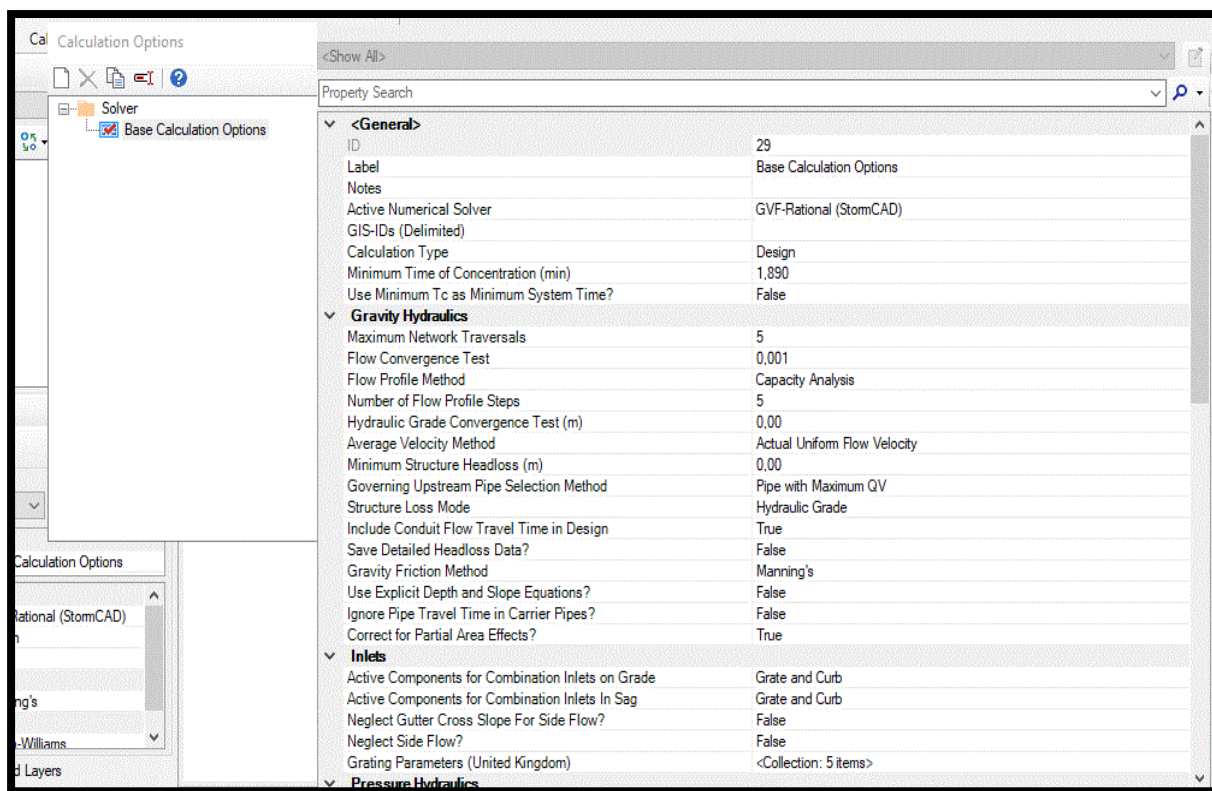


Figure II. 8 Réglage de la caractéristique des conduites

II.4.3. Spécifier les diamètres de la conduite :

Cliquer sur (Components) » (Conduit catalogue) et modifier Type du conduit (Circle) PVC) et choisie le diamètre minimal, la (Figure 28) spécifie les diamètres des conduites utilisées.

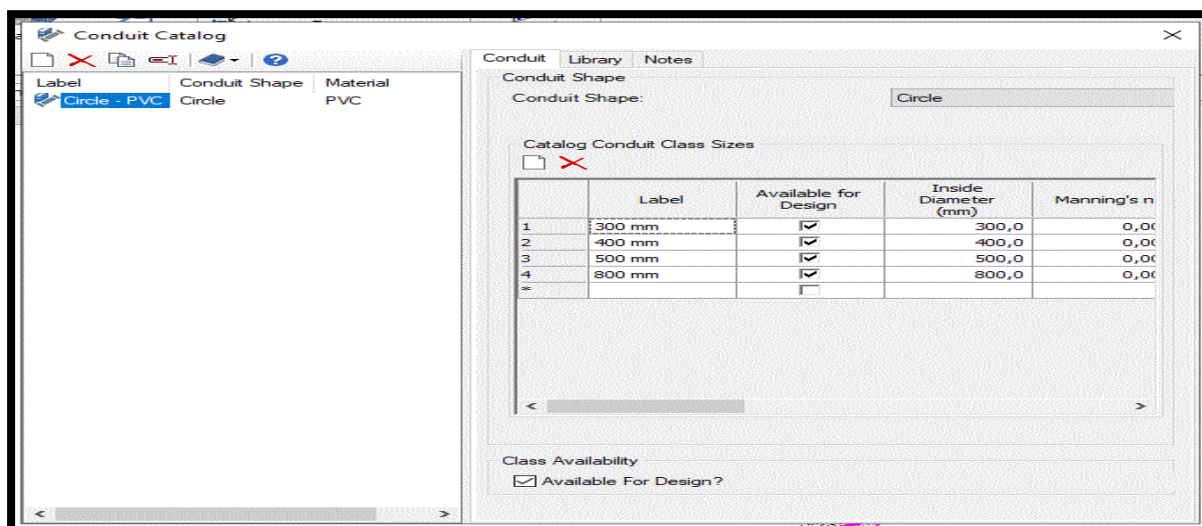


Figure II. 9 Réglage des caractéristiques des conduites

Après Cliquer sur (VIEW) » et modifier du conduit type (conduit catalogue) et catalogue class (CIRCLE PVC) et size (diamètre minimale), la (Figure II.10) spécifie le type des conduites

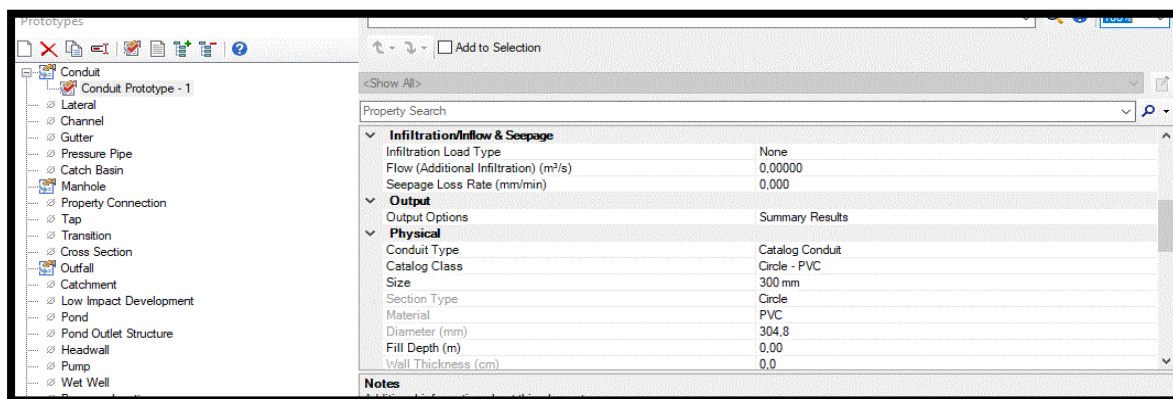


Figure II. 10 Réglage de la Taille de conduite

II.4.4. Conversion du format AUTOCAD vers SEWER GEMS :

Cliquer sur (Model BUILDER) »pour importer le fichier Auto CAD (DXF), la (Figure 30) illustre la conversion de tracé DXF vers SEWER GEMS.

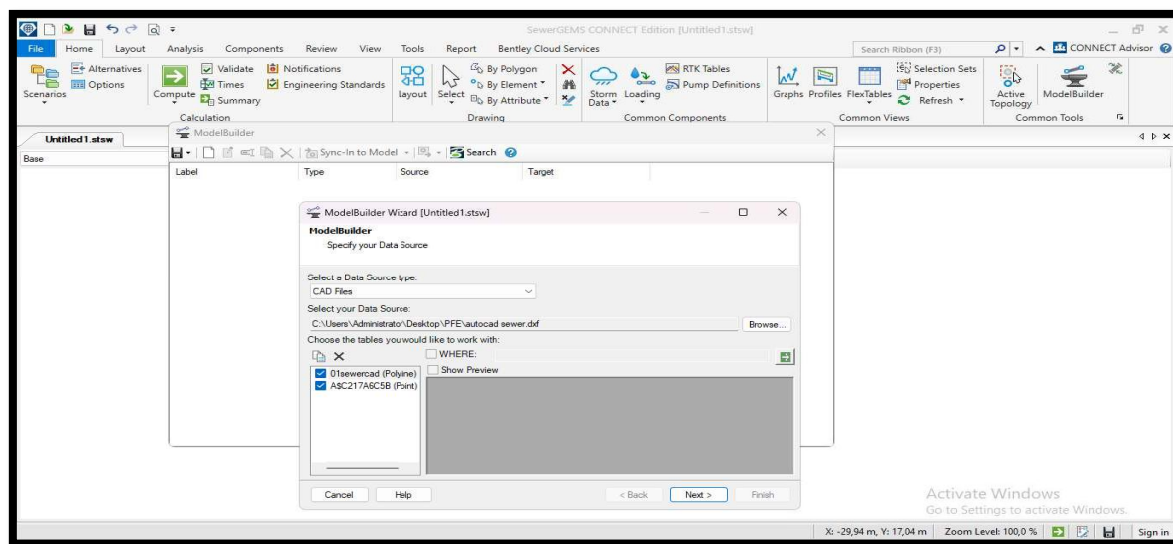


Figure II. 11 Conversion du format AUTOCAD VERS SEWER GEMS

Ensuite, régler l'unité en mètre et continuer l'opération. Cette opération est illustrée par la Figure II.12

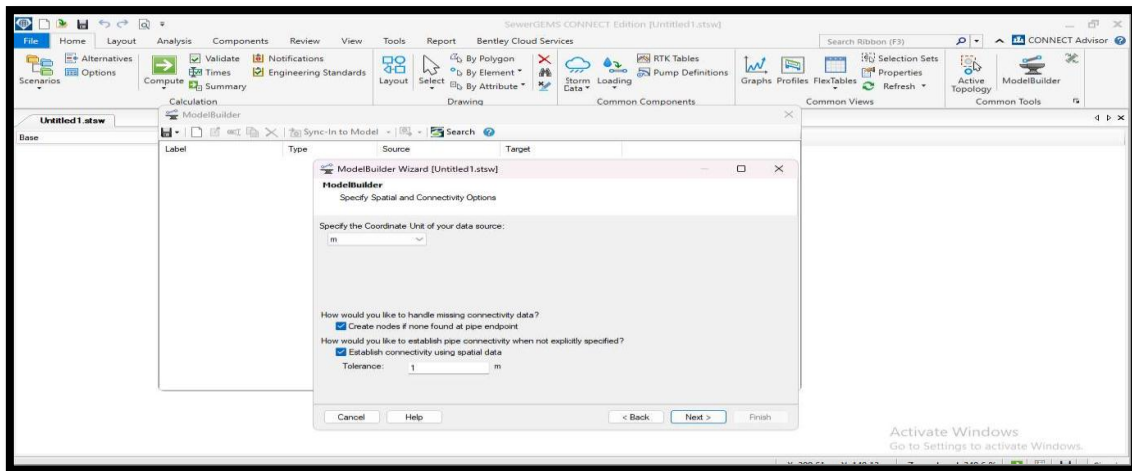


Figure II. 12 Réglage de l'unité en mètre

Après cette opération le réseau s'affiche sur logiciel.

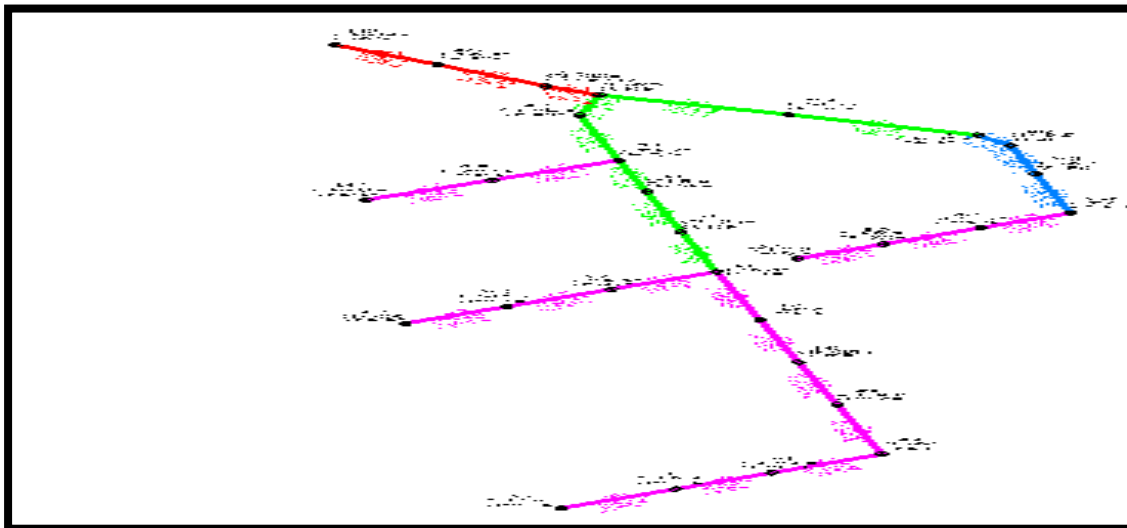


Figure II. 13 Affichage du tracé sur SEWER GEMS

Afin d'extraire le rejet nous appuyons sur outfall

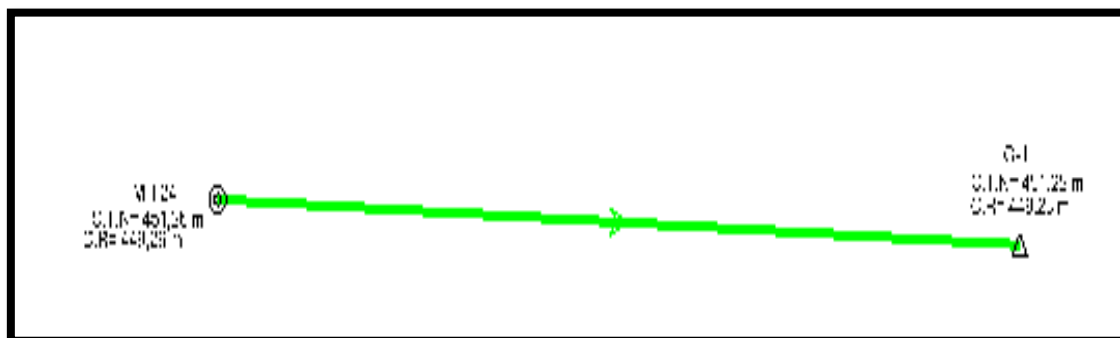


Figure II. 14 Affichage du rejet

II.4.5. Réglage selon les conditions de notre réseau :

Cliquer sur « analyses » + « alternative » + « physico » et modifier « conduite catalogue » et sélectionner le paramètre de la conduite.

Cette opération est illustrée par la figure II.15

	*	ID	Label	Flap Gate?	Is Culvert?	Conduit Type	Use Local Minimum Tractive Stress?	Catalog Class	Has Start Control Structure?	Upstream Headwall Definition Type	Size	Tractive Stress (Local Minimum) (Pascals)	Culvert Headwall	Section Type	Material	Depth Width Curve
61:	<input checked="" type="checkbox"/>	61	CO-1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>		300 mm			Circle	PVC	<Colle
62:	<input checked="" type="checkbox"/>	62	CO-2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
63:	<input checked="" type="checkbox"/>	63	CO-3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
64:	<input checked="" type="checkbox"/>	64	CO-4	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
65:	<input checked="" type="checkbox"/>	65	CO-5	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
66:	<input checked="" type="checkbox"/>	66	CO-6	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
67:	<input checked="" type="checkbox"/>	67	CO-7	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
68:	<input checked="" type="checkbox"/>	68	CO-8	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
69:	<input checked="" type="checkbox"/>	69	CO-9	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
70:	<input checked="" type="checkbox"/>	70	CO-10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
71:	<input checked="" type="checkbox"/>	71	CO-11	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
72:	<input checked="" type="checkbox"/>	72	CO-12	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
73:	<input checked="" type="checkbox"/>	73	CO-13	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
74:	<input checked="" type="checkbox"/>	74	CO-14	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle
75:	<input checked="" type="checkbox"/>	75	CO-15	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Catalog Cc	<input type="checkbox"/>	Circle - PVC	<input type="checkbox"/>					Circle		<Colle

* = Base data = Local data = Inherited data

Figure II. 15 Introduction des caractéristiques

II.4.6. Contraintes de dimensionnement des conduites :

Cliquer sur « analyses » + « alternative » + « design » et sélectionner les paramètres de la vitesse de la conduite. Nous avons exigé une hauteur de remplissage maximale de 80%, une vitesse minimale d'écoulement de 0,6 m/s et une maximale de 4 m/s selon les normes de dimensionnement

- Modifier le (conduit catalogue) sur (ANALYSIS) » (ALTERNATIFS) » (PHYSICAL) » (Conduit),
- Modifier (VELOCITY) sur (ANALYSIS) » (ALTERNATIFS) » (DESING).
- Modifier (COVER) sur (ANALYSIS) » (ALTERNATIFS) » (DESING).
- Modifier (SLOPE) sur (ANALYSIS) » (ALTERNATIFS) » (DESING).

Ces opérations sont illustrées dans les figures II-16,17,18.

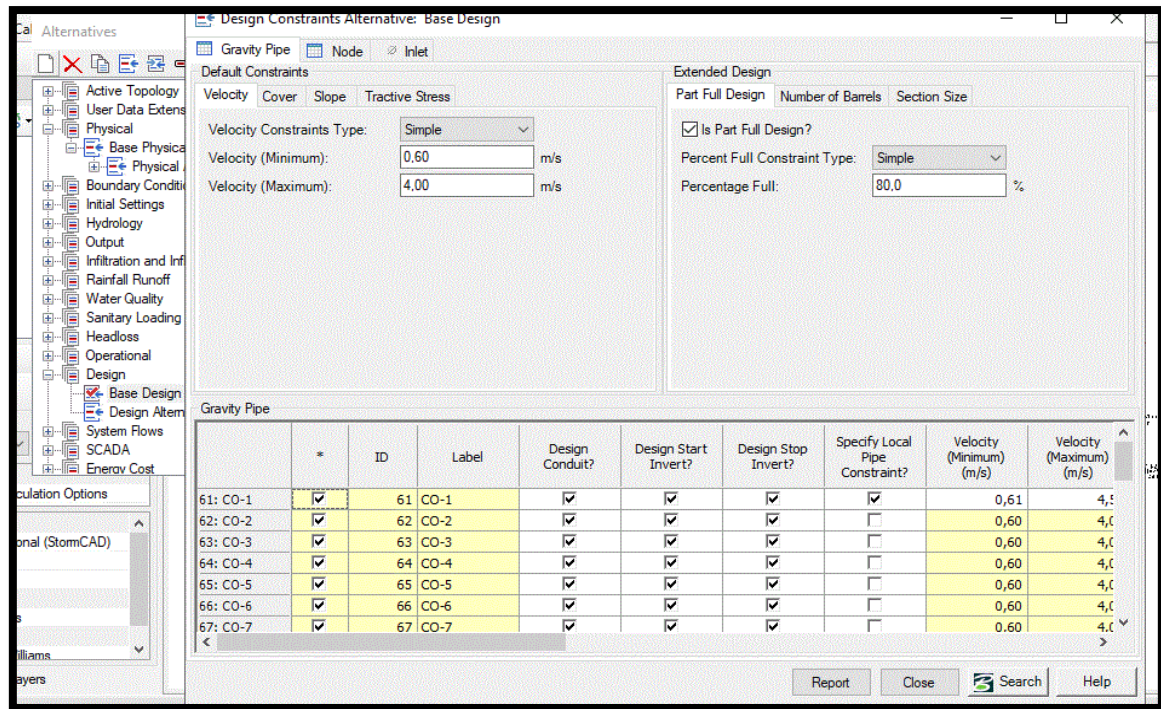


Figure II. 16 : vitesse d'écoulement dans les conduites

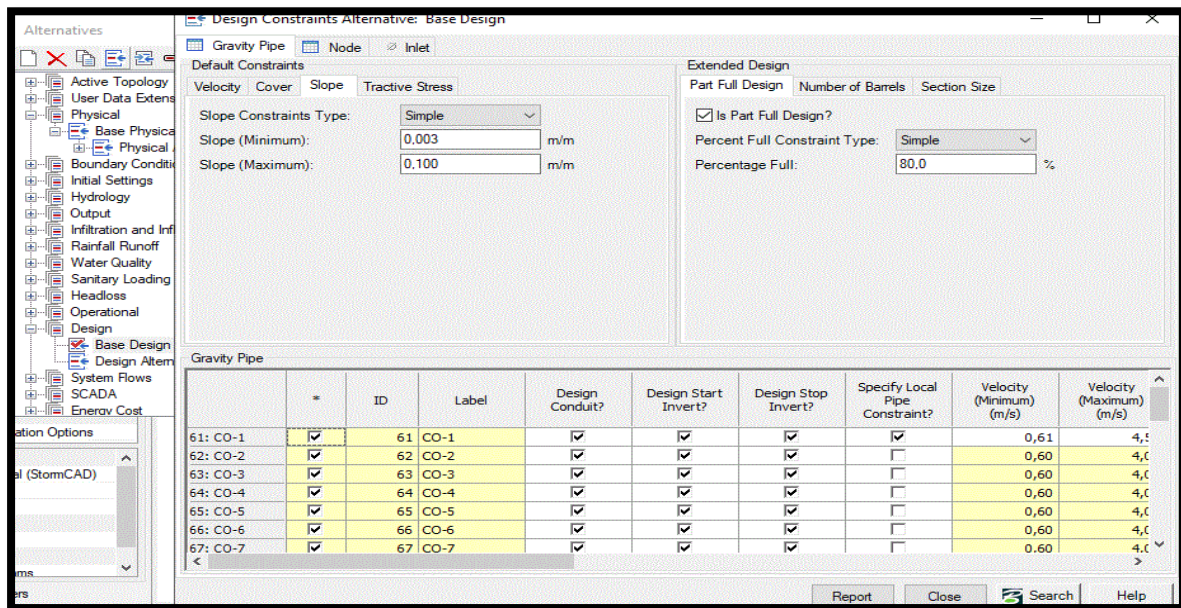


Figure II. 17 : pente des conduites

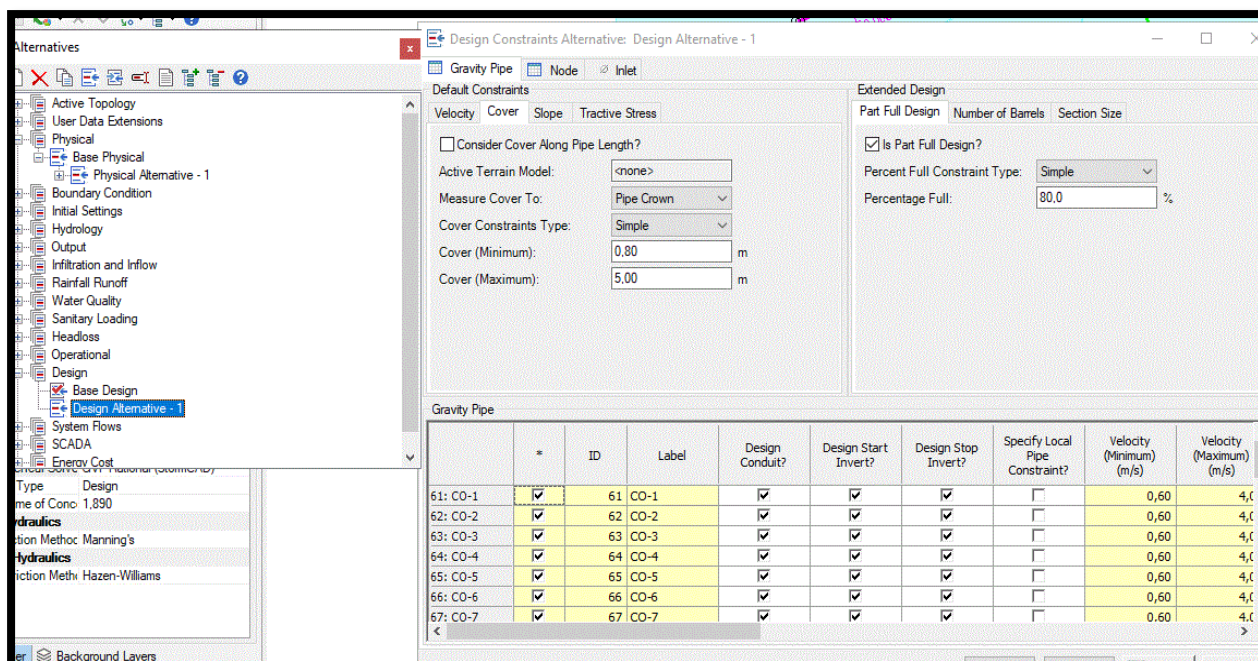


Figure II.18 Couverture de la conduite

II.4.7. Tracé des bassins versant de la zone d'étude :

Cliquer sur (Cachements) et tracer les bassins versants, La Figure II.19 définit les Sous- bassins de la zone d'étude.

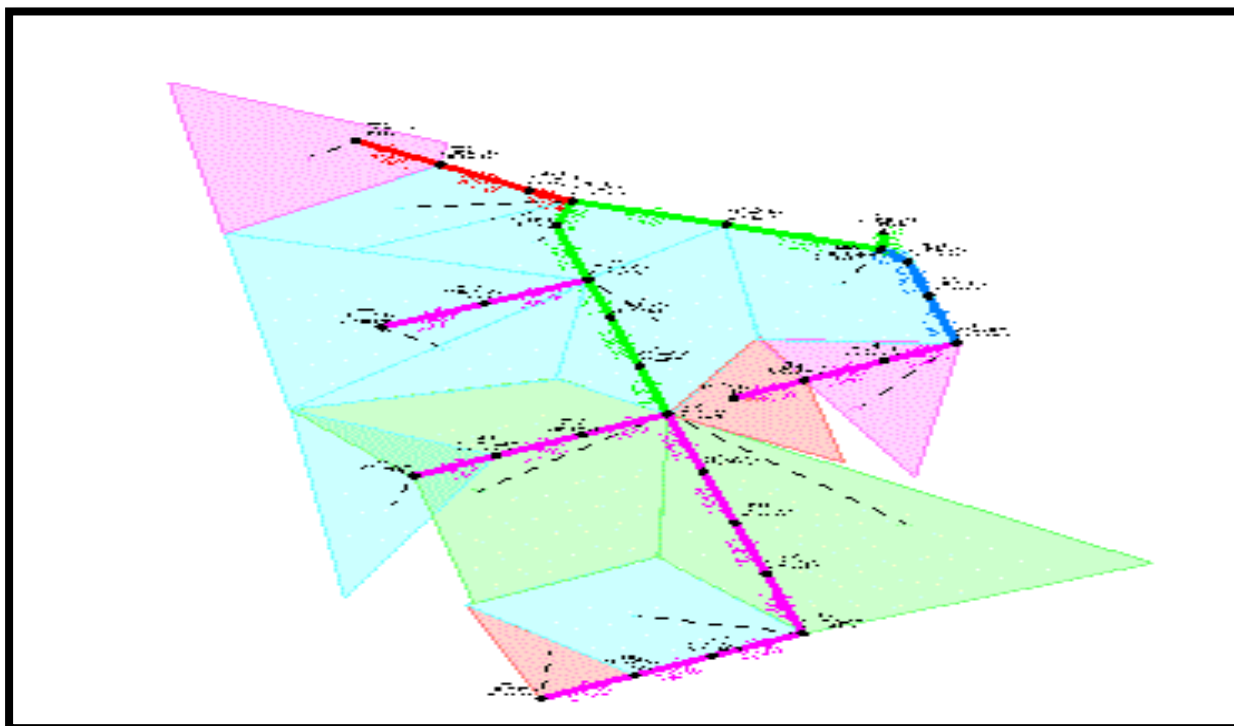


Figure II. 19 Tracé des bassins versants de la zone d'étude

Choisir la méthode rationnelle et remplir les surfaces du bassin et coefficient de ruissellement et temps de concentration, La Figure II.20 résume les caractéristiques des Sous bassins.

	ID	Label	Outflow Element	Area (User Defined) (ha)	Runoff Method	Unit Hydrograph Method	Time of Concentration (min)	Flow (Total Out) (m³/s)	Runoff Hydrograph	Notes	Volume (Maximum) (mm)	Runoff Coefficient (Rational)
10: CM-1'	110	CM-1'	MH-1	0,140	Rational Method		3,190	0,03656	<Collection:			0,700
11: CM-1	111	CM-1	MH-4	0,330	Rational Method		8,020	0,05436	<Collection:			0,700
12: CM-2	112	CM-2	MH-8	1,040	Rational Method		6,810	0,18591	<Collection:			0,700
13: CM-6'	113	CM-6'	MH-14	0,310	Rational Method		3,160	0,08134	<Collection:			0,700
14: CM-6	114	CM-6	MH-8	0,790	Rational Method		5,440	0,15800	<Collection:			0,700
15: CM-3	115	CM-3	MH-11	0,430	Rational Method		5,600	0,08476	<Collection:			0,700
16: CM-7'	116	CM-7'	MH-17	0,440	Rational Method		5,000	0,09179	<Collection:			0,700
17: CM-7	117	CM-7	MH-11	0,390	Rational Method		6,050	0,07396	<Collection:			0,700
18: CM-8'	118	CM-8'	MH19	0,170	Rational Method		4,480	0,03746	<Collection:			0,700
19: CM-8	119	CM-8	MH-21'	0,700	Rational Method		6,220	0,13093	<Collection:			0,700
20: CM-9	120	CM-9	MH-24	0,370	Rational Method		4,540	0,08100	<Collection:			0,700
21: CM-4	121	CM-4	MH-13	0,400	Rational Method		4,940	0,08395	<Collection:			0,700
22: CM-5	122	CM-5	MH-13	0,240	Rational Method		1,900	0,08121	<Collection:			0,700
23: CM-5'	123	CM-5'	MH-27	0,500	Rational Method		4,480	0,11019	<Collection:			0,700

Figure II. 20 Résultat du bassin versant

Cliquer sur (Components) » (Storm data) et remplir les paramètres a et b de

TALBOT pour tracer la courbe IDF ;

La Figure II.21 donne la courbe IDF et l'événement pluvieux de la zone d'étude

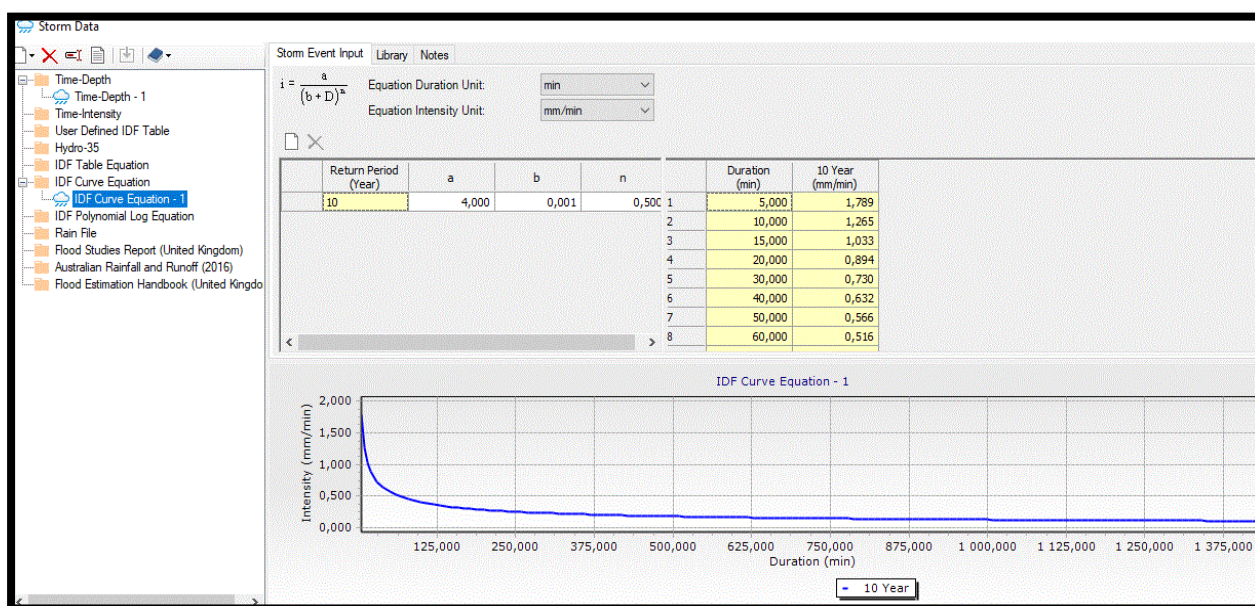


Figure II. 21 Courbe IDF

Remplir (Elévation Grounds) sur (MANHOLE), La Figure II.22 définie comment

Charger l'altitude des regards.

ID	Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Rim) (m)	Bolted Cover?	Elevation (Invert) (m)	Inflow (Wet) Collection	Flow (Total In) (m³/s)	Flow (Total Out) (m³/s)	Depth (Out) (m)	
MH-27	30	MH-27	451,44	<input checked="" type="checkbox"/>	451,44	<input type="checkbox"/>	450,24	<Collection:	0,11019	0,11019	0,24
MH-7	31	MH-7	451,73	<input checked="" type="checkbox"/>	451,73	<input type="checkbox"/>	450,63	<Collection:	0,08236	0,07931	0,21
MH-6	32	MH-6	451,88	<input checked="" type="checkbox"/>	451,88	<input type="checkbox"/>	450,78	<Collection:	0,08123	0,07875	0,20
MH-5	33	MH-5	452,05	<input checked="" type="checkbox"/>	452,05	<input type="checkbox"/>	450,95	<Collection:	0,08001	0,07818	0,19
MH-4	34	MH-4	452,24	<input checked="" type="checkbox"/>	452,24	<input type="checkbox"/>	451,14	<Collection:	0,09395	0,07753	0,19
MH-3	35	MH-3	452,51	<input checked="" type="checkbox"/>	452,51	<input type="checkbox"/>	451,41	<Collection:	0,03841	0,03776	0,11
MH-2	36	MH-2	452,80	<input checked="" type="checkbox"/>	452,80	<input type="checkbox"/>	451,70	<Collection:	0,03721	0,03721	0,11
MH-1	37	MH-1	453,21	<input checked="" type="checkbox"/>	453,21	<input type="checkbox"/>	452,11	<Collection:	0,03656	0,03656	0,10
MH-16	38	MH-16	451,75	<input checked="" type="checkbox"/>	451,75	<input type="checkbox"/>	450,65	<Collection:	0,08308	0,08251	0,20
MH-15	39	MH-15	452,08	<input checked="" type="checkbox"/>	452,08	<input type="checkbox"/>	450,98	<Collection:	0,08191	0,08191	0,16
MH-14	40	MH-14	452,56	<input checked="" type="checkbox"/>	452,56	<input type="checkbox"/>	451,46	<Collection:	0,08134	0,08134	0,14
MH-26	41	MH-26	451,38	<input checked="" type="checkbox"/>	451,38	<input type="checkbox"/>	450,14	<Collection:	0,11078	0,11078	0,24
MH-18	42	MH-18	451,58	<input checked="" type="checkbox"/>	451,58	<input type="checkbox"/>	450,48	<Collection:	0,09250	0,09250	0,21
MH-17	43	MH-17	451,90	<input checked="" type="checkbox"/>	451,90	<input type="checkbox"/>	450,80	<Collection:	0,09179	0,09179	0,19
MH-19	44	MH-19	451,53	<input checked="" type="checkbox"/>	451,53	<input type="checkbox"/>	450,43	<Collection:	0,03746	0,03746	0,15
MH-20	45	MH-20	451,48	<input checked="" type="checkbox"/>	451,48	<input type="checkbox"/>	450,35	<Collection:	0,03795	0,03795	0,15
MH-21	46	MH-21	451,42	<input checked="" type="checkbox"/>	451,42	<input type="checkbox"/>	450,26	<Collection:	0,03900	0,03851	0,15
MH-21'	47	MH-21'	451,37	<input checked="" type="checkbox"/>	451,37	<input type="checkbox"/>	449,98	<Collection:	0,17100	0,16051	0,26
MH-22	48	MH-22	451,31	<input checked="" type="checkbox"/>	451,31	<input type="checkbox"/>	449,90	<Collection:	0,16258	0,16102	0,26
MH-23	49	MH-23	451,27	<input checked="" type="checkbox"/>	451,27	<input type="checkbox"/>	449,83	<Collection:	0,16347	0,16140	0,15
MH-24	50	MH-24	451,26	<input checked="" type="checkbox"/>	451,26	<input type="checkbox"/>	449,26	<Collection:	0,97106	0,87922	0,56
MH-25	52	MH-25	451,36	<input checked="" type="checkbox"/>	451,36	<input type="checkbox"/>	450,04	<Collection:	0,11264	0,11205	0,24
MH-28	53	MH-28	451,28	<input checked="" type="checkbox"/>	451,28	<input type="checkbox"/>	449,43	<Collection:	0,73981	0,71801	0,49
MH-13	54	MH-13	451,33	<input checked="" type="checkbox"/>	451,33	<input type="checkbox"/>	449,59	<Collection:	0,82299	0,73118	0,49
MH-12	55	MH-12	451,34	<input checked="" type="checkbox"/>	451,34	<input type="checkbox"/>	449,64	<Collection:	0,58212	0,56857	0,44
MH-11	56	MH-11	451,38	<input checked="" type="checkbox"/>	451,38	<input type="checkbox"/>	449,74	<Collection:	0,65261	0,57511	0,42
MH-10	57	MH-10	451,42	<input checked="" type="checkbox"/>	451,42	<input type="checkbox"/>	449,80	<Collection:	0,40359	0,39794	0,36
MH-9	58	MH-9	451,49	<input checked="" type="checkbox"/>	451,49	<input type="checkbox"/>	449,89	<Collection:	0,40293	0,39761	0,34
MH-8	59	MH-8	451,58	<input checked="" type="checkbox"/>	451,58	<input type="checkbox"/>	449,98	<Collection:	0,49426	0,39728	0,34

Figure II. 22 Les altitudes des regards

Remplir (Elévation Grounds) sur (Out fallu), La Figure II.23 définie comment charger l'altitude d'exutoire

ID	Label	Elevation (Ground) (m)	Set Rim to Ground Elevation?	Elevation (Invert) (m)	Boundary Condition Type	Boundary Element	Elevation (User Defined Tailwater) (m)	Elevation-Flow Curve	Time-Elevation Curve	Cyclic Time-Elevation Curve	Tidal Gate?	Hydraulic Grade (m)	Flow (Total Out) (m³/s)
0-1	90	O-1	<input checked="" type="checkbox"/>	449,23	Free Outfall			<Collection:	<Collection:	<Collection:	<input type="checkbox"/>	449,79	0,87660

Figure II. 23 résultats du rejet

II.4.8. Ajouter les eaux usées dans les jonctions (regards) :

Dans ce cas il faut ajouter les débits d'eau usée dans chaque nœud, pour effectuer cette opération un double clic par la souris sur le regard désiré, ensuite clique sur « flow (know) »

et saisir les informations demandées des eaux pluviales (débits). Cette opération est illustrée par la figure 43

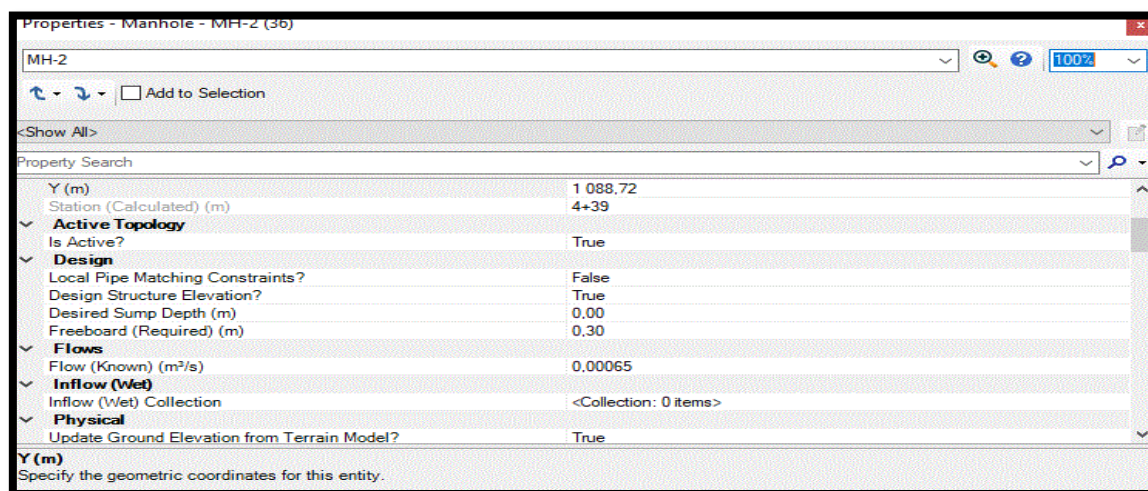


Figure II. 24 Introduction des débits usées dans le nœud

Exécuter la simulation, il est nécessaire de se conformer à ces étapes :

Cliquer sur « ANALYSIS » + « COMPUTE » et visualisation les résultats (rapport) respectivement, sur les conduites les regards et regard de l'exutoire.

II.5.Situation géographique de la zone d'étude :

La région d'étude (Lotissement 480 logts) est située dans la commune de MAGHNIA (wilaya de Tlemcen). La ville de MAGHNIA située à l'extrême Nord - Ouest de l'Algérie se trouve à 580 km à l'ouest d'Alger, à 39 km de Tlemcen, à 137 km au Sud- Ouest d'Oran, à 30 km au sud de la ville portuaire de GHAZAOUET et à 20 km à l'Est d'OUJDA (MAROC).

La commune s'étend sur une superficie totale de 29 400 ha et se délimite :

- Au Nord et à l'Est par la commune de BOUGHRARA et les massifs des TRARAS qui l'isolent de la Mer Méditerranée.
- Au Sud par la commune de BENI-BOUSSAID et par les contreforts des monts de TLEMCCEN.
- A l'Ouest et Sud- Ouest par le Maroc. [38]



Figure II. 25 : situation géographique de la ville de MAGHNIA [39]

II.5.1. Caractéristiques climatiques de la ville de MAGHNIA :

II.5.1.1. Le climat :

Bien qu'elle ne se trouve qu'à quelques encablures de la mer, le climat de MAGHNIA est de nature aride caractérisé par un hiver froid et pluvieux qui s'étale depuis la mi-octobre jusqu'au mois de mars, et d'un été très chaud qui s'étale depuis le mois de juin jusqu'au mois de septembre. Ce qui donne à la région un climat semi-aride. Quant à la pluviométrie, elle se situe entre 350mm et 400mm par an alors que la température est comprise entre 18 et 30 degré Celcius [38]

II.5.1.2. La pluviométrie :

L'étude du climat est basée sur les données de la station de MAGHNIA d'altitude 335 m durant la période 1938-1989 et, en y ajoutant les données de SELTZER (1914-1938). En comparant ces données, on remarque que la pluviométrie à MAGHNIA varie d'une année à l'autre. Elle arrive parfois à doubler ou à tripler, comme la montre la différence pluviométrique enregistrée en 1973 (731,7 mm) et 1984 (134,9 mm), ce qui explique l'importance du coefficient de variation qui atteint 5,4.

A partir de l'analyse de ces séries pluviométriques s'étalant sur 75 ans, on peut diviser cette variation en six (06) périodes :

- La première période (1914 - 1938) période humide : Elle a une durée de 25 ans avec une moyenne de 400 mm.

- La deuxième période (1938 - 1949) période sèche : Elle a une durée de 12 avec une moyenne de 284 mm. La grande quantité enregistrée est de 410,4 mm et la plus petite de 151,7 mm. Le coefficient de variation est égal à 2,0 et l'indice pluviométrique est de 0,74.
- La troisième période (1950 - 1962) période moyenne : Elle a une durée de 13 ans avec une moyenne de 369,3 mm, la plus grande quantité était de 686 mm et la plus petite était de 214,4 mm, le coefficient de variation est égal à 0,2 et l'indice pluviométrique est de 0,97.
- La quatrième période (1963 - 1972) période humide : Elle a une durée de 10 ans avec une moyenne de 452 mm. La plus grande quantité était 651,2 mm et, la plus petite de 267,3 mm. Le coefficient de variation est égal 2,4 et l'indice pluviométrique est de 1,19.
- La cinquième période (1973 - 1980) période très humide : Elle a une durée 8 ans avec une moyenne de 579,3 mm. La plus grande quantité était 731,7 mm et la plus petite de 327,1 mm. Le coefficient de variation est égal à 2,2 et l'indice pluviométrique est de 1,52.
- La sixième période (1981 - 1989) période très sèche : Elle a une durée 9 ans avec une moyenne de 268 mm. La plus grande quantité était 515,19 mm et la plus petite de 134,9 mm. Le coefficient de variation est égal à 3,8 et l'indice pluviométrique est de 0,7 [40]

II.5.1.3. Pluie maximale :

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.

II.5.1.4. Le vent :

- Première caractéristique concernant la partie de l'année où la température est basse et la pluviométrie élevée ; cette période est dominée par des vents de direction (Ouest et Sud-ouest) durant le jour et (Nord à Sud - Ouest) pendant la nuit avec une forte intensité.

- Deuxième caractéristique concernant l'autre période de l'année où la température est élevée par contre la pluviométrie s'abaisse jusqu'à zéro : Le vent (Est) domine le jour et une partie de la nuit avec faible intensité. [40]

II.5.1.5. Courbe IDF :

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.

Voici un exemple de deux courbe IDF de 2 averses de la ville de MAGHNIA :

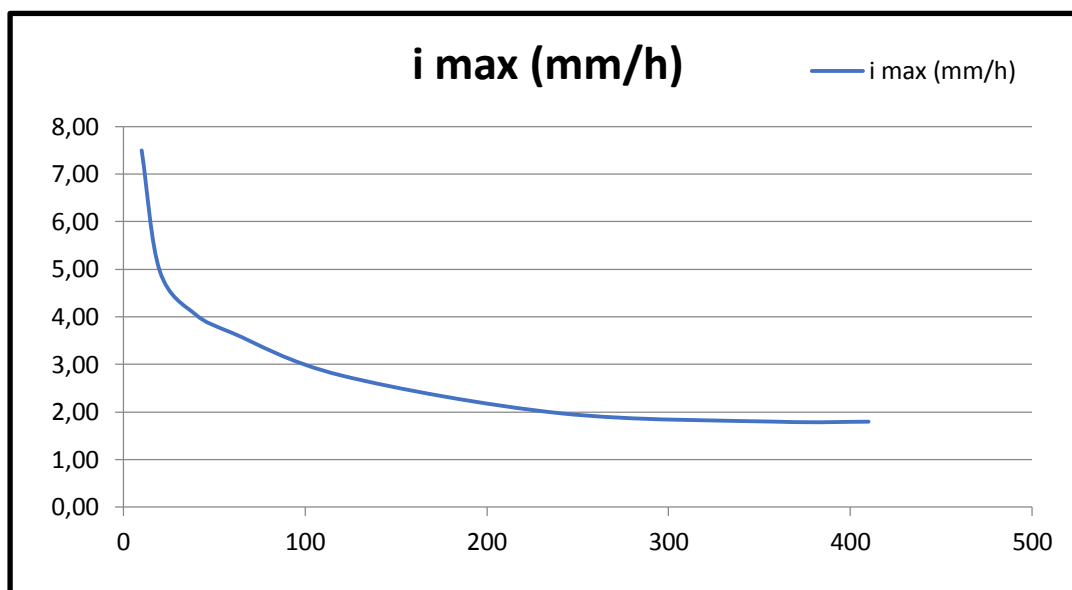


Figure II. 26 Courbe IDF averse 1

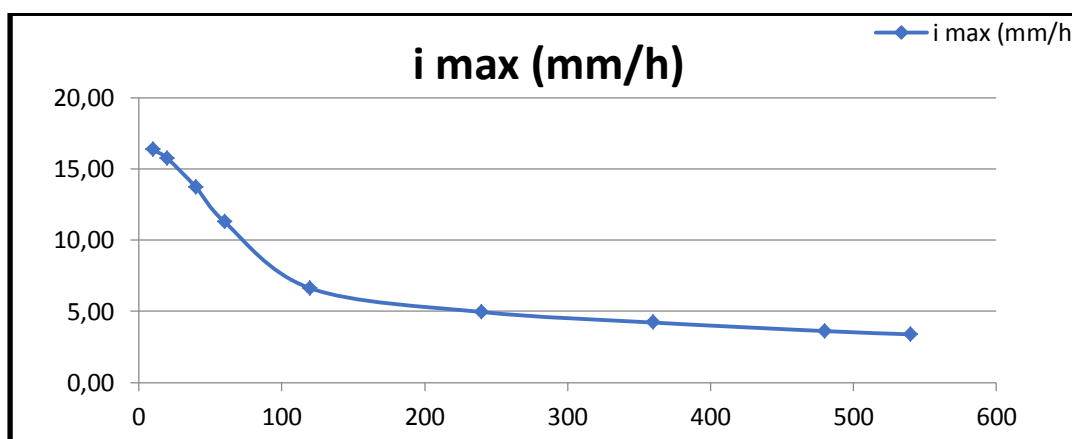


Figure II. 27 Courbe IDF averse 2

II.5.2. Le cadre géologique :

Géologiquement le territoire de la commune de MAGHNIA fait partie du Tertiaire et du Quaternaire et se trouve sur le bord septentrional du grand fossé tectonique, délimité au Nord par les Monts de Béni- ZENASSENE et des TRARAS du Jurassique et dont la zone axiale est constituée par les matériaux suivants:

- Le paléozoïque.
- Le Mésozoïque.
- Bathonien inférieur et moyen.

- Le cénozoïque [38]

II.5.2.1. Le sol :

Le sol de MAGHNIA se compose de quatre types:

- Sols très profonds (alluvion à dominance argileuse).
- Sols de profondeur moyenne (dominance limono-argileux).
- Sols peu profonds (calcaires à cailloutis de surface avec les sols rouges profondeur

Variable).

- Sols dégradés avec affleurements rocheux pour végétation forestière très dégradé. (Parcours et maquis). [38]

II.5.2.2.L'occupation du sol :

Sur la totalité de la superficie de la commune de MAGHNIA (29 400 Ha), il y a une superficie de 22 762 Ha de terrains agricoles ce qui représente un taux de 77%, ce taux est largement supérieur au taux de la wilaya de TLEMCEM qui est de 38%. En dehors de ses terrains agricoles il y a peu de collines vallonnées occupant la partie Nord de la commune (Hammam BOUGHRARA), faisant partie des piémonts de TRARAS. Ces terres agricoles se justifient par la présence d'une entité formée par la plaine de MAGHNIA, à relief plat et régulier d'une superficie de 17 060 Ha [38].

II.5.3. La topographie :

MAGHNIA est considéré comme le centre le plus important de l'extrême ouest de l'Algérie, elle constitue le début de la grande plaine de Trif jusqu'au haut plateau de Sabra. Cette plaine est limitée au sud par les montagnes de Da glane et RASS ASFOURE et au nord par les monts qui mènent à la mer méditerranéenne [41]

Chapitre III

Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

Quel que soit le réseau d'assainissement étudié il doit être capable d'évacuer toutes les eaux quel que soit leur origine pluviale ou usée, cela nous permet d'évaluer le débit total d'eau évacuée et donc de faire l'étude hydraulique en général (diamètre des conduites).

Les débits à déterminer sont :

- le débit d'eaux usées qui représentent l'eau consommée et rejetée vers le réseau.
- Le débit d'eau pluviale qui représente le débit d'eau ruisselée sur le versant.

III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

Le bassin versant est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Lors du découpage de la zone d'étude en sous bassins élémentaires, il convient de prendre en compte plusieurs critères tels que la nature des sols, la densité de population, les courbes de niveau, les routes et les voiries existantes, les pentes et les contre-pentes, ainsi que les limites naturelles tels que les oueds ou les talwegs. [42]

III.1.1. Choix de la limite des sous bassins :

Le découpage de la zone d'étude en sous bassins élémentaires se fait en prenant en compte ce qui suit:

- La nature des sols ;
- La densité des habitants ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et les voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs) [42]

Pour notre projet, le découpage de la zone d'étude 480 Logt (MAGHNIA) a été fait par logiciel AUTO-CAD suivant la nature du sol, les pentes et les contre pentes

La zone à assainir a été découpée en quatorze (14) bassins versants élémentaires : voir schéma ci-dessous

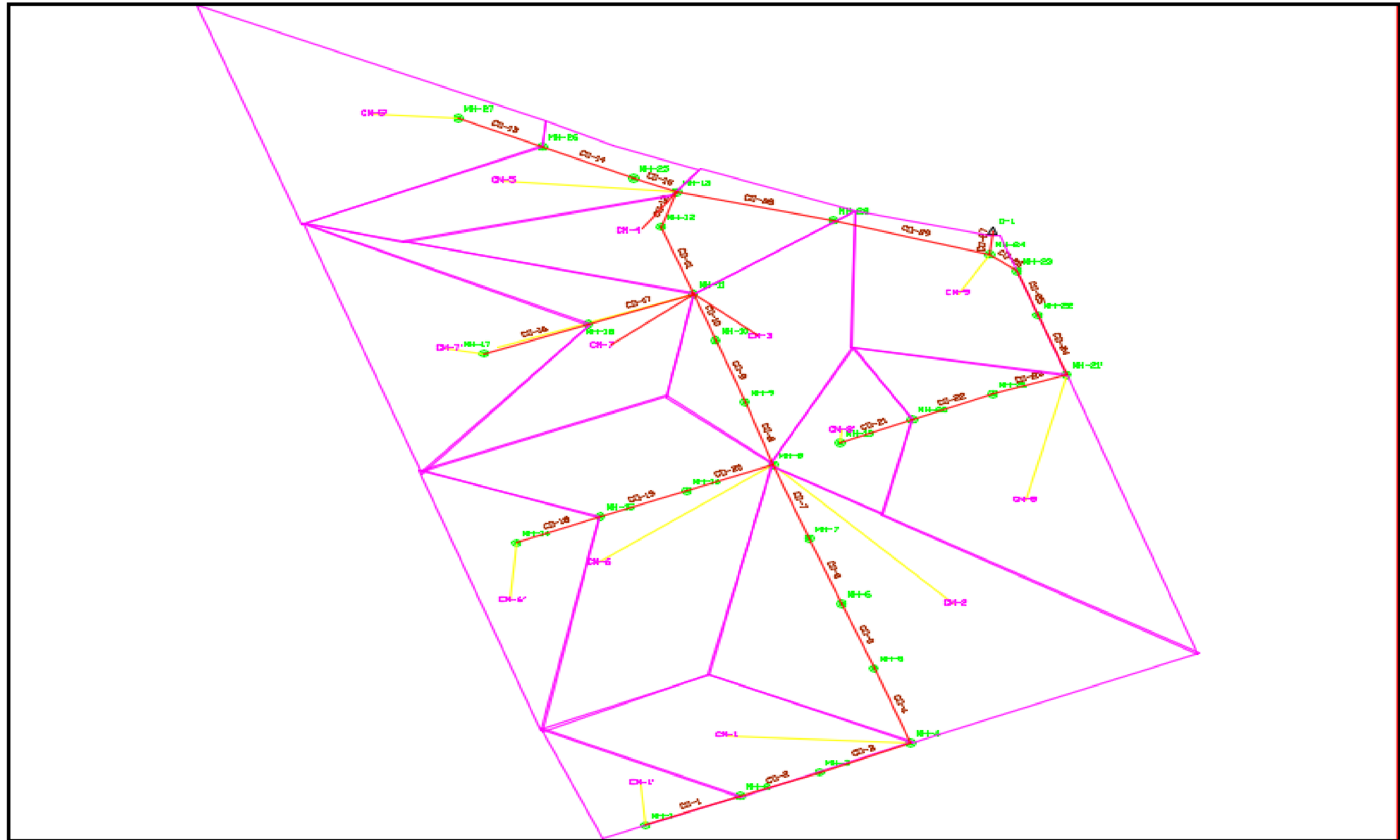


Figure III. 1 Plan de découpage en sous bassin versant de la zone d'étude (480 logts MAGHNIA)

III.2. Evaluation des débits :

III.2.1. Calcul des besoins en eau :

Pour l'estimation des besoins en eau, l'étude a été faite sur l'année 2035 à partir des données de l'année 2024

I-Données 2024

Un taux d'occupation par logement égale à 05.

Habitat existant : 480 logts

Nombre d'habitant : 2400

II- Données 2035

Un taux d'occupation par logement égale à 07.

Habitat projeté : 480 logts

Nombre d'habitant : 3149

Le nombre d'habitant pour l'année 2035 a été calculé en utilisant la formule de TABARASSANE :

$$PN = PA(1 + \alpha)^n \dots\dots\dots(III.1)$$

PN : Population future à l'horizon considéré

PA : Population de référence actuelle

A : Taux d'accroissement de la population (2.5% source Urvat)

n : Ecart d'années entre l'année future et actuelle.

Nous avons choisi un horizon de 11 ans pour estimer le rejet d'eaux usées pour la population projetée de 2035.

III.2.2. Calcul des débits des eaux usées : (Tableau III.1 et Tableau III.2)

Généralité :

L'évaluation de la quantité des eaux évacuées par jour s'effectue à partir de la consommation d'eau potable par habitant (litres/ jour / habitant), correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année.

Le débit moyen d'eau potable consommée (l/s) est donné par la formule suivante :

$$Q \text{ MEP (l/s)} = \frac{N * C}{86400} \dots\dots\dots(III.2)$$

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

Avec :

N : nombre d'habitants

C : Consommation moyenne journalière en eau potable (ou dotation) : 150 à 200 l/j

86400 : nombre de secondes/jour

Dans notre cas nous avons pris une dotation $D=150\text{l/j/hab}$.

La quantité d'eau à évacuer est fonction de la consommation en eau potable des habitants, on estime que 80 % de ces eaux sont rejetées.

$$QT = Qm1 + Qm2$$

$Qm1$: consommation journalières moyenne habitant $Qm1$ (sans fuite)

QM : consommation journalières moyenne habitant (avec fuite) : $QM=80\% Qm1$

$Qm2$: consommation journalière moyenne équipements (l/s)

$$\text{Le débit unitaire : } = \frac{QEU}{L} \text{ (l/s/m) } \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

QEU : débit des eaux usées (80% du débit consommé) : $QEU=80\% QM$

L : longueur totale du réseau

Débit de pointe : les débits de pointe sont calculés pour chaque segment du réseau

$$QP \text{ EU (l/s) } = Cp \cdot QEU \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

Cp : Coefficient de pointe

$$CP = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{QM}} \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

Si on trouve $Cp < 4$, on prend la valeur de Cp qui a été calculé, dans le cas contraire $Cp=4$

Débit pointe final :

$$Q = \frac{(Qe + Qs)}{2} \text{ (l/s) } \dots\dots\dots(\text{III.6})$$

Tableau III.1 : calcul des besoins en eau (consommées et rejetées)

Calcul des besoins en eau		Unité	Année 2024	Année 2035
Nombre d'habitant par logement	Habitant	5	7	
Nombre d'habitat	Habitat	480	480	
Nombre d'habitants	Habitant	2400	3149	
Dotation en eau : d	L/j/hab.	150	150	
A : consommation journalières moyenne Qm1(sans fuite)	L/s	4,17	5,47	
B : consommation journalière moyenne équipements (l/s) Qm2				
B1 Santé	L/s	0,00	0	
B2 culture	L/s	0,00	0	
B3 Education	L/s	0,00	0	
B4 : Culte	L/s	0,00	0	
Total consommation journalière moyenne équipements (l/s) Qm2		0,00	0,00	
- Débit total : QT=Qm1+Qm2	L/s	4,17	5,47	
QM =consommation journalière (population équipements) (avec fuite : 20%) = 80% QT	L/s	3,33	4,37	
QEU =QM*0,8(80% des eaux consommées sont rejetées)	L/s	2,67	3,50	
Longueur totale du réseau d'assainissement	Ml	750,74	750,74	
-Débit unitaire : Q UNIT=QEU/L	L/s/ml	0,0036	0,0047	

Tableau III.2: débit des eaux usées par segment du réseau

BV	Segments	longueur (m)	débit unit (l/s/m)	débit de route	Qm entrée	Qm sortie	racine Qentrée	racine Qsortie	Cp Qentrée	Cp Qsortie	Qp entrant	Qp sortant	QPf=(Qe+Qs)/2 l/s	Qeu du tronçon (m3/s)
BV1'	R1-R2	35,00	0,0047	0,163	0,000	0,163	0,00	0,40	Néant	4,00	0,00	0,65	0,33	0,00033
BV1	R2-R3	29,27		0,136	0,163	0,300	0,40	0,55	4,00	4,00	0,65	1,20	0,93	0,00093
	R3-R4	33,80		0,158	0,300	0,457	0,55	0,68	4,00	4,00	1,20	1,83	1,51	0,00151
BV2	R4-R5	35,22		0,164	0,457	0,621	0,68	0,79	4,00	4,00	1,83	2,48	2,16	0,00216
	R5-R6	30,23		0,141	0,621	0,762	0,79	0,87	4,00	4,00	2,48	3,05	2,77	0,00277
	R6-R7	30,23		0,141	0,762	0,903	0,87	0,95	4,00	4,00	3,05	3,61	3,33	0,00333
	R7-R8	34,25		0,160	0,903	1,063	0,95	1,03	4,00	3,93	3,61	4,17	3,89	0,00389
BV3	R8-R9	28,17		0,131	1,505	1,636	1,23	1,28	3,54	3,45	5,32	5,65	5,49	0,00549
	R9-R10	28,72		0,134	1,636	1,770	1,28	1,33	3,45	3,38	5,65	5,98	5,82	0,00582
	R10-R11	22,17		0,103	1,770	1,873	1,33	1,37	3,38	3,33	5,98	6,23	6,11	0,00611
BV4	R11-R12	31,83		0,148	2,052	2,200	1,43	1,48	3,25	3,19	6,66	7,01	6,83	0,00683
	R12-R13	14,64		0,068	2,200	2,268	1,48	1,51	3,19	3,16	7,01	7,17	7,09	0,00709
BV5'	R27-R26	31,22		0,146	0,000	0,146	0,00	0,38	néant	4,00	0,00	0,58	0,29	0,00029
BV5	R26-R25	33,79		0,157	0,148	0,305	0,38	0,55	4,00	4,00	0,59	1,22	0,91	0,00091
	R25-R13	16,21		0,076	0,310	0,386	0,56	0,62	4,00	4,00	1,86	1,54	1,70	0,00170
BV6'	R14-R15	30,82		0,144	0,000	0,144	0,00	0,38	néant	4,00	0,00	0,57	0,29	0,00029
BV6	R15-R16	32,00		0,149	0,144	0,293	0,38	0,54	4,00	4,00	0,57	1,17	0,87	0,00087
	R16-R8	32,00		0,149	0,293	0,442	0,54	0,66	4,00	4,00	1,17	1,77	1,47	0,00147
BV7'	R17-R18	38,34		0,179	0,000	0,179	0,00	0,42	néant	4,00	0,00	0,71	0,36	0,00036
BV7	R18-R11	38,34		0,179	0,179	0,357	0,42	0,60	4,00	4,00	0,71	1,43	1,07	0,00107
BV8'	R19-R20	26,48		0,123	0,000	0,123	0,00	0,35	néant	4,00	0,00	0,49	0,25	0,00025
BV8	R20-R21	29,79		0,139	0,123	0,262	0,35	0,51	4,00	4,00	0,49	1,05	0,77	0,00077
	R21-R21'	27,18		0,127	0,262	0,389	0,51	0,62	4,00	4,00	1,05	1,56	1,30	0,00130
BV9	R21'-R22	27,83	0,130	0,389	0,519	0,62	0,72	4,00	4,00	1,56	2,07	1,82	0,002	
	R22-R23	20,04	0,093	0,519	0,612	0,72	0,78	4,00	4,00	2,07	2,45	2,26	0,00226	
	R23-R24	11,59	0,054	0,612	0,666	0,78	0,82	4,00	4,00	2,45	2,66	2,56	0,00256	
SANS BV	R13-R28	55,22	0,257	2,654	2,912	1,63	1,71	3,03	2,97	8,05	8,63	8,34	0,00834	
	R28-R24	55,61	0,259	2,912	3,171	1,71	1,78	2,97	2,90	8,63	9,21	8,92	0,00892	
	R24-REJET	9,54	0,044	3,837	3,881	1,96	1,97	2,78	2,77	10,65	10,75	10,70	0,01070	

Remarque :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités à traiter éventuellement (station de traitement), comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr (réseau d'assainissement).

III.2.3. Débits des eaux pluviales :

Les eaux pluviales ou de ruissellement comprennent les eaux de pluies, les eaux de lavage des rues et les eaux de drainage.

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques. On peut citer deux méthodes essentielles les plus utilisées :

- Méthode rationnelle ;
- Méthode superficielle

Remarque : Dans notre cas :

- Pour le dimensionnement du réseau par la méthode rationnelle (calcul) ; nous avons utilisé la formule donnée ci-dessous pour le calcul des eaux pluviales
- Pour le dimensionnement du réseau par simulation ; le logiciel SEWER GEMS utilisé emploie également la méthode rationnelle (choix de la méthode rationnelle sera sélectionnée dans le menu du logiciel juste avant le lancement de la simulation)

III.3. Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) méthode rationnelle : Calcul

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement des pluies. Le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « C » c'est la méthode la plus simple et la plus utilisée en Algérie, il s'exprime par la formule ci -dessous :

$$Q = K \times C \times I \times A \dots\dots\dots(III.7)$$

Q: Débit d'eau maximale ruisselée (m³ /s).

K : Coefficient correcteur tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est fonction de l'allongement du bassin.

C : coefficient de ruissellement.

I : Intensité moyenne des précipitations (l/s/ha).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

III.3.1. Calcul des paramètres du bassin versant :

III.3.1.1. Pente :

Les pentes du bassin versant sont calculées par la formule suivante :

$$I = \frac{CT(am) - CT(av)}{L} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

CT (am) : cote amont de terrain naturel de bassin versant(m)

CT (av) : cote aval de terrain naturel de bassin versant (m)

Longueur : longueur la plus longue du bassin versant

III.3.1.2. Coefficient de ruissellement :

Il représente le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé. Et il dépend du degré d'imperméabilité, de la pente du terrain, et des conditions d'humidité du sol. (Voir tableau III.3)

$$CEQ = \frac{Cj * Aj}{\Sigma Ai} \dots\dots\dots(III.9)$$

CEQ : coefficient de ruissellement équivalent ;

Cj : coefficient de ruissellement du sous bassin considéré ;

Aj : surface du sous bassin versant considéré (ha) ;

ΣAi : surface totale de sous bassin considéré.

NB : dans le cas de notre projet, nous avons pris C=0.7 (type d'occupation du sol collectif)

Tableau III. 3 Coefficients de ruissellement relatifs à diverse surfaces et types D'occupation du sol [43]

Surfaces	Coefficient de ruissellement "Cr"	Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement "Cr"
Chaussée en béton	0.70 – 0.95	Commercial	
Chaussée en brique	0.70 – 0.85	-Centre-ville	0.70 – 0.95
Toiture	0.75 – 0.95	-Banlieue	0.50 – 0.70
Terrain gazonné, sol sablonneux		Résidentiel	
-Plat (pente < 2%)	0.05 – 0.10	-Lotissements	0.30 – 0.50
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.10 – 0.15	-Collectifs	0.50 – 0.75
-Pente raide (> 7 %)	0.15 – 0.20	-Habitat dispersé Industriel	0.25 – 0.40
Terrain gazonné, sol dense		-Densité moyenne	0.50 – 0.80
-Plat (pente < 2%)	0.13 – 0.17	-Densité élevée	0.60 – 0.90
-Pente moyenne (2 à 7%)	0.18 – 0.22	Parcs et jardins publics	0.05 – 0.25
-Pente raide (> 7 %)	0.25 – 0.35	-Terrains de jeux	0.25 – 0.35
		-Terrains vagues	0.05 – 0.15
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30	-Terrains agricoles	0.05 – 0.13
		Drainée	
		Non drainée	0.03 – 0.7

III.3.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration des eaux sur un bassin versant se définit comme le temps mis par une goutte d'eau pour arriver à l'exutoire selon le plus long cheminement de cette dernière.

Il existe plusieurs formules pour calculer le temps de concentration dans la littérature mais notre s'est porté sur la formule de KIRPICH :

$$TC = 0.0195 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \dots\dots\dots(III.10)$$

Tc : temps de concentration (min)

L : la distance maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

I : pente de chemin parcouru par l'eau (m/m).

Donc le temps de concentration TC est fonction de la pente moyenne I du parcours d'eau et sa Longueur L.

Le tableau III.4 montre les résultats des paramètres des bassins versant

Tableau III.4 Paramètres des bassins versants

BV	Lhydr(m)	s (ha)	Cote amont	Cote aval	Pente(m/m)	Pente en %	TC (min)
BV1'	74,62	0,14	453,54	452,8	0,00992	0,99169	3,19
BV1	126,67	0,33	452,57	452,24	0,00261	0,26052	8,02
BV2	166,81	1,04	452,73	451,58	0,00689	0,68941	6,81
BV3	78,61	0,43	451,58	451,38	0,00254	0,25442	5,60
BV4	129,88	0,4	452,58	451,33	0,00962	0,96243	4,94
BV5	50,77	0,24	452,23	451,33	0,01773	1,77270	1,90
BV5'	117,28	0,5	452,55	451,36	0,01015	1,01467	4,48
BV6'	85,02	0,31	453,2	452,08	0,01317	1,31734	3,16
BV6	139,2	0,79	452,78	451,58	0,00862	0,86207	5,44
BV7'	107,57	0,44	452,27	451,58	0,00641	0,64144	5,00
BV7	138,	0,39	452,27	451,38	0,00644	0,64409	6,05
BV8'	51,37	0,17	451,58	451,48	0,00195	0,19467	4,48
BV8	112,8	0,7	451,82	451,37	0,00399	0,39894	6,22
BV9	62,05	0,37	451,43	451,26	0,00274	0,27397	4,54

III.3.2. Calcul des caractéristiques d'une conduite :

III.3.2.1. Débit à pleine section :

Les valeurs des débits à pleine section sont données par la formule suivante :

$$QPS = \frac{0.03117}{n} * Dn^{8/3} * \sqrt{I} \dots\dots\dots(III.11)$$

QPS : débit en pleine section (m³/s)

Dns : diamètre normalisé de la conduite(m)

I : pente de la conduite

n : coefficient de Manning (dans notre cas n=0.009 (conduite en PVC))

III.3.2.2. Vitesse à pleine section :

La vitesse à pleine section est calculée par la formule suivante :

$$VPS = \frac{4 \cdot QPS}{\pi \cdot Dn^2} \dots \dots \dots (III.12)$$

III.3.2.3. Calcul des rapports hydrauliques : rapport des débits (RQ) du rapport des vitesses (RV) et rapport de remplissage (RH):

La formule du rapport débit est donnée suivant la formule :

$$RQ = \frac{QP}{QPS} \dots \dots \dots (III.13)$$

RQ : débit de pointe/débit à plein section

$$RV = \frac{v}{VPS} \dots \dots \dots (III.14)$$

$$RH = \frac{H}{Dn} \dots \dots \dots (III.15)$$

III.3.2.4. Calcul de la vitesse effective et la hauteur de remplissage :

La vitesse effective et la hauteur de remplissage de la conduite sont données par les Formules

$$V = RV \times VPS \dots \dots \dots (III.16) \text{ (m/s) et}$$

$$H = RH \times DN \dots \dots \dots (III.17) \text{ (m).}$$

V : la vitesse effective (m/s)

RV : rapport de vitesse

RH : rapport de remplissage

H : hauteur de remplissage (m)

DN : diamètre nominal (m).

III.3.2.5. Calcul du diamètre approximatif :

La valeur du diamètre approximatif d'une conduite est calculée par la formule de Manning :

$$DN = \left(\frac{n}{0.03117} \cdot \frac{QP}{\sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (III.18)$$

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

Avec :

QP : débit de pointe (m³/s)

I : pente hydraulique de la conduite

0.03117 : coefficient d'homogénéité des unités.

n : coefficient de Manning.(n=0.009)

Les tableaux suivants (III.5) et (III.6) résument les résultats de dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau III. 5 résultats du calcul des débits d'eau pluviale par tronçon du réseau

Tronçons	BV	s(ha)	S(cum)	Ltrc	cote amont	cote aval	i(pente du trc)	i Corr	Tc (max)	Tc corrigé	c	Qpluvial(m3/s)
R1-R2	BV1'	0,14	0,14	35,00	453,21	452,8	0,0117	0,0117	3,19	3,19	0,7	0,03666
R2-R4	BV1	0,33	0,47	63,07	452,8	452,24	0,0089	0,0089	8,02	8,02		0,07760
R4-R8	BV2	1,04	1,51	129,90	452,24	451,58	0,0051	0,0051	6,81	8,63		0,24035
R8-R11	BV3	0,43	3,04	79,04	451,58	451,39	0,0024	0,0030	5,60	7,85		0,50736
R11-R13	BV4	0,4	4,27	46,47	451,39	451,33	0,0013	0,0030	4,94	6,44		0,78679
R27-R26	BV5'	0,5	0,50	31,22	451,44	451,38	0,0019	0,0030	4,48	4,48		0,11051
R26-R13	BV5	0,24	0,74	50,00	451,38	451,33	0,0010	0,0030	1,90	4,85		0,15710
R14-R15	BV6'	0,31	0,31	30,82	452,56	452,08	0,0156	0,0156	3,16	3,16		0,08154
R15-R8	BV6	0,79	1,10	64	452,08	451,58	0,0078	0,0078	5,44	5,44		0,22053
R17-R18	BV7'	0,44	0,44	38,34	451,9	451,58	0,0083	0,0083	5,00	5,00		0,09201
R18-R11	BV7	0,39	0,83	38,34	451,58	451,39	0,0050	0,0050	6,05	6,05		0,15779
R19-R20	BV8'	0,17	0,17	26,48	451,53	451,48	0,0019	0,0030	4,48	4,48		0,03756
R20-R21'	BV8	0,7	0,87	56,97	451,48	451,37	0,0019	0,0030	6,22	6,22		0,16312
R21'-R24	BV9	0,37	1,24	59,46	451,37	451,26	0,00	0,0030	4,54	6,95		0,21994
R13-R24				110,63	451,33	451,26	0,0006	0,0030				
R24-rejet				9	451,33	451,25	0,0089	0,0089				

Tableau III. 6 Résultats du calcul des diamètres des conduites par tronçon du réseau

Tronçons	BV	Qpluvial(m3/s)	Qpeu(m3/s)	Qtot(m3/s)	D cal(m)	Dnorml(m)	Qps(m3/s)	Vps(m/s)	rq	rv	rh	V(m/s)	H(m)	Tpar(min)	TCaval
R1-R2	BV1'	0,03666	0,00033	0,03699	0,1769	0,3	0,1512	2,1399	0,2447	0,8279	0,3357	1,7716	0,1007	0,3293	3,52
R2-R4	BV1	0,07760	0,00151	0,07912	0,2479	0,3	0,1316	1,8630	0,6011	1,0455	0,5671	1,9478	0,1701	0,5397	8,56
R4-R8	BV2	0,24035	0,00389	0,24424	0,4200	0,5	0,3888	1,9811	0,6282	1,0512	0,5842	2,0825	0,2921	1,0396	7,85
R8-R11	BV3	0,50736	0,00611	0,51346	0,6126	0,8	1,0462	2,0825	0,4908	1,0015	0,4947	2,0855	0,3957	0,6317	6,23
R11-R13	BV4	0,78679	0,00709	0,79388	0,7213	0,8	1,0462	2,0825	0,7588	1,0655	0,6653	2,28	0,5322	0,3491	5,29
R27-R26	BV5'	0,11051	0,00029	0,11080	0,3447	0,4	0,1648	1,3119	0,6724	1,0575	0,6116	1,3872	0,2447	0,3751	4,85
R26-R13	BV5	0,15710	0,00170	0,15880	0,3945	0,5	0,2988	1,5223	0,5316	1,0219	0,52	1,5557	0,2609	0,5357	2,43
R14-R15	BV6'	0,08154	0,00029	0,083	0,2259	0,3	0,1743	2,4674	0,4694	0,9889	0,4805	2,4401	0,1441	0,2105	3,37
R15-R8	BV6	0,22053	0,00147	0,22200	0,3738	0,4	0,2659	2,1170	0,8349	1,0740	0,7205	2,2737	0,2882	0,4691	5,91
R17-R18	BV7'	0,09201	0,00036	0,09237	0,2658	0,3	0,1276	1,8063	0,7238	1,0623	0,6432	1,98	0,1929	0,3330	5,33
R18-R11	BV7	0,15779	0,00107	0,15886	0,3591	0,4	0,21	1,6861	0,7501	1,0647	0,6597	1,7951	0,2639	0,3560	6,41
R19-R20	BV8'	0,03756	0,00025	0,03780	0,2303	0,3	0,0765	1,0829	0,4941	1,0033	0,4969	1,0865	0,1491	0,4062	4,88
R20-R21'	BV8	0,16312	0,00130	0,16442	0,3997	0,5	0,2988	1,5223	0,5504	1,0297	0,5342	1,5675	0,2671	0,6057	6,83
R21'-R24	BV9	0,21994	0,00256	0,22250	0,4477	0,5	0,2988	1,5223	0,7448	1,0642	0,6563	1,6200	0,3281	0,6117	5,15
R13-R24				0,79388	0,7213	0,8	1,0462	2,0825	0,7588	1,0655	0,6653	2,28	0,5322	0,8310	0,83
R24-rejet				1,01637	0,6455	0,8	2,2957	3,5846	0,5644	1,0348	0,3434	3,7093	0,4347	1,6941	1,69

III.4. Vérification les conditions d'auto-curage :

Le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans la mesure du possible, permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter donc les dépôts sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Pour éviter le dépôt et assurer un bon fonctionnement du réseau d'assainissement, il faut vérifier ces conditions :

- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{\min})= 0.6m/s à QPS/10.
- Vitesse d'écoulement minimale dans la conduite (V_{\min})= 0.3m/s à QPS/100.
- Vitesse maximale (V_{\max})=3 à 4 m/s [44]

Les conditions d'auto-curage : $Q/QPS=0,1$; $V \geq 0,6$ m/s.

Les résultats des calculs donnés dans le Tableau III.7 montrent que les conditions d'auto-curage sont assurées car la vitesse d'écoulement dans tous les tronçons dépasse 0,6m/s.

Tableau III. 7 résultats du calcul des conditions d'auto curage par tronçon du réseau

Tronçons	BV	i Corrigé	Q Total (m3/s)	Dcal (m)	D normal(m)	QPS (m3/s)	QPS/10	VPS (m/s)	RV	RH	V (m/s)	H(m)
R1-R2	BV1'	0,0117	0,03699	0,1769	0,3	0,1512	0,0151	2,140	0,55000	0,77000	1,	0,23
R2-R4	BV1	0,0089	0,07912	0,2479	0,3	0,1316	0,0132	1,863	0,55000	0,77000	1,02	0,23
R4-R8	BV2	0,0051	0,24424	0,4200	0,5	0,3888	0,0389	1,981	0,55000	0,77000	1,09	0,39
R8-R11	BV3	0,0030	0,51346	0,6126	0,8	1,0462	0,1046	2,082	0,55000	0,77000	1,15	0,62
R11-R13	BV4	0,0030	0,79388	0,7213	0,8	1,0462	0,1046	2,082	0,55000	0,77000	1,15	0,62
R27-R26	BV5'	0,0030	0,11080	0,3447	0,4	0,1648	0,0165	1,312	0,55000	0,77000	0,72	0,31
R26-R13	BV5	0,0030	0,15880	0,3945	0,5	0,2988	0,0299	1,522	0,55000	0,77000	0,84	0,39
R14-R15	BV6'	0,0156	0,083	0,2259	0,3	0,1743	0,0174	2,467	0,55000	0,77000	1,36	0,23
R15-R8	BV6	0,0078	0,22200	0,3738	0,4	0,2659	0,0266	2,117	0,55000	0,77000	1,16	0,31
R17-R18	BV7'	0,0083	0,09237	0,2658	0,3	0,1276	0,0128	1,806	0,55000	0,77000	0,99	0,23
R18-R11	BV7	0,0050	0,15886	0,3591	0,4	0,21	0,0212	1,686	0,55000	0,77000	0,93	0,31
R19-R20	BV8'	0,0030	0,03780	0,2303	0,3	0,0765	0,0077	1,083	0,55000	0,77000	0,60	0,23
R20-R21'	BV8	0,0030	0,16442	0,3997	0,5	0,2988	0,0299	1,522	0,55000	0,77000	0,84	0,39
R21'-R24	BV9	0,0030	0,22250	0,4477	0,5	0,2988	0,0299	1,522	0,55000	0,77000	0,84	0,39
R13-R24		0,0030	0,79388	0,7213	0,8	1,0462	0,1046	2,082	0,55000	0,77000	1,15	0,62
R24-rejet		0,0144	1,01637	0,5894	0,8	2,2957	0,2296	4,569	0,55000	0,77000	2,51	0,62

Dans ce qui précède nous avons étudié (à travers les chapitres précédents) le dimensionnement du réseau unitaire (assainissement eaux usées et pluviales) avec la méthode rationnelle (calcul manuel). Dans ce qui suit, nous allons faire le dimensionnement du réseau unitaire (assainissement eaux usées et pluviales) avec la méthode rationnelle mais en utilisant le logiciel SEWER GEMS .et puis nous comparerons les résultats des deux études.

III.5. Procédures de dimensionnement du réseau (réseau unitaire) : simulation avec logiciel SEWER GEMS

Les réseaux d'assainissement sont conçus pour évacuer les eaux usées d'origine domestique, industrielle et pluviale vers les cours d'eau naturels (Oued, Rivière).

La simulation de ces réseaux est un outil essentiel pour dimensionner correctement les ouvrages et optimiser leur fonctionnement.

Dans ce chapitre, nous présenterons les résultats de la simulation réalisée à l'aide du logiciel SEWER GEMS, en collaboration avec Auto CAD pour le dimensionnement du réseau d'assainissement du lotissement 480 logements (MAGHNIA). Nous comparerons ces résultats avec ceux obtenus à partir du dimensionnement manuel du réseau, en nous concentrant sur les eaux usées et les eaux pluviales.

Pour faire la simulation du réseau avec le logiciel SEWER GEMS, il faut suivre les étapes suivantes :

- Importer le réseau existant sur AUTOCAD vers SEWER GEMS après sa conversion en fichier DXF.
- Suivre les étapes indiquées au chapitre II
- Introduire toutes les données nécessaires pour la simulation (les cotes : terrain naturel, radier, conduites, etc.)
- Remplir toutes les exigences de conception (tel que pente, vitesse... etc.).

La simulation par SEWER GEMS permet l'affichage de l'ensemble des résultats.

Concernant le réseau étudié. Ces résultats sont donnés dans ce qui suit.

III.5.1. Généralités :

Le schéma du réseau d'assainissement étudié (lotissement 480 logt, MAGHNIA : FigIII.2 ci-dessous) a été conçu par un bureau d'étude, Les conditions de conception du réseau sont conformes aux exigences de réalisation d'un réseau d'assainissement :

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

- Suivi du plan de la voirie.
- Suivi de la pente naturelle,

Les exigences de conception ont été introduites dans le logiciel :

- Vitesse de l'eau dans la conduite $\geq 0.6\text{m/s}$, $< 4\text{m/s}$.
- Distance entre regards ne doit pas dépasser pas 70m
- Pente minimale 3mm/m (0.003m/m).
- Diamètre unitaire à partir de 300mm, diamètres croissants d'amont vers l'aval

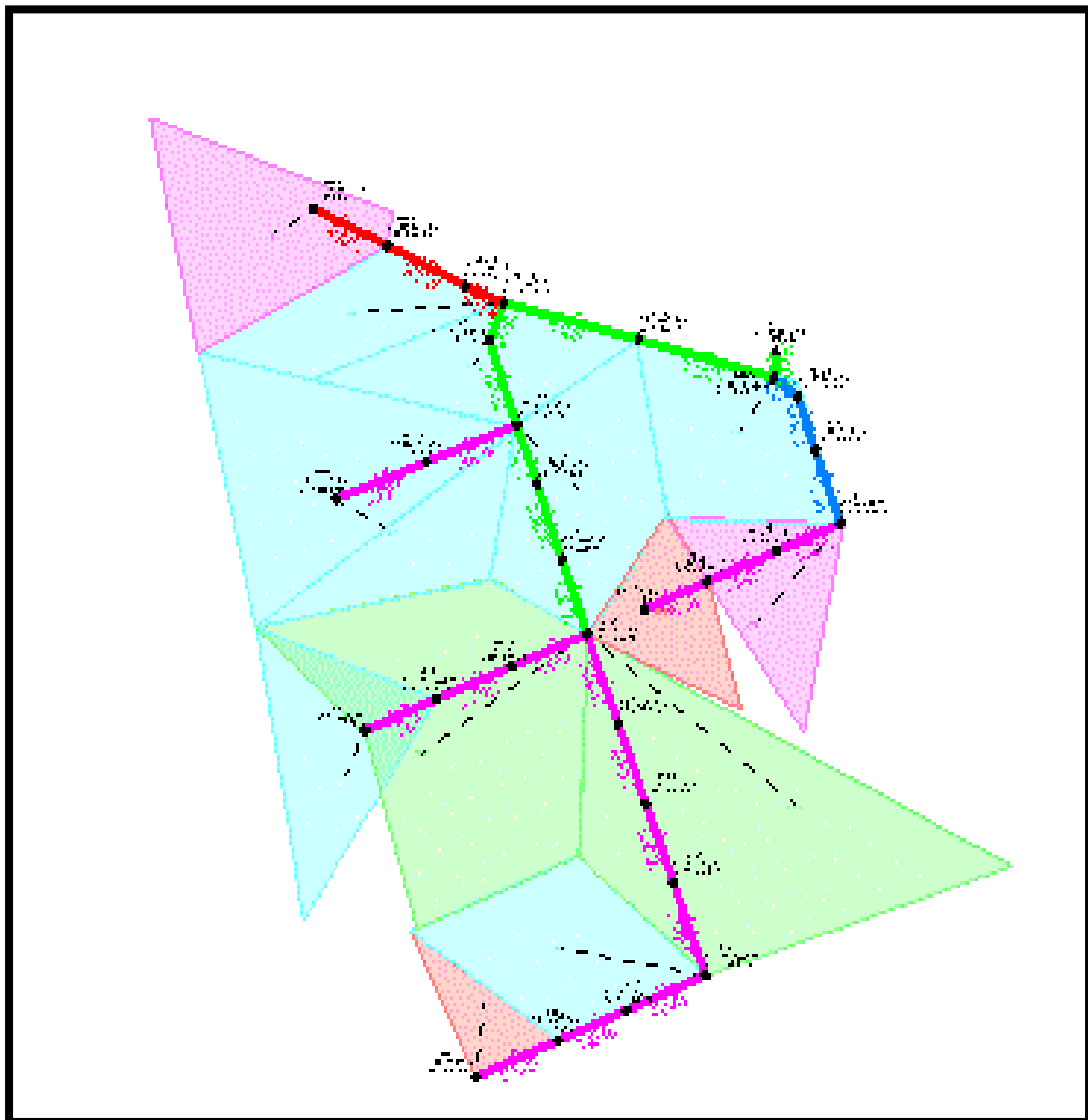


Figure III. 2 Plan de masse d'assainissement dans SEWER GEMS

III.5.2. Résultats de la simulation :

La simulation a été effectuée selon le modèle de MONTANA (voir chapitre I) dans lequel l'intensité moyenne des pluies pour une période de retour de 10 ans est donnée par la formule suivante :

$$I = a \times TC^{-b} \dots\dots\dots(III.)$$

- I (mm/min)

Chapitre III : Dimensionnement du réseau d'assainissement : calcul et simulation

- $a=4$, $b=0.001$ (coefficients applicables pour le nord algérien)

- TC : temps de concentration (min)

Ci -après la courbe IDF obtenue par la simulation :(pour la définition de l'IDF voire chapitre I).

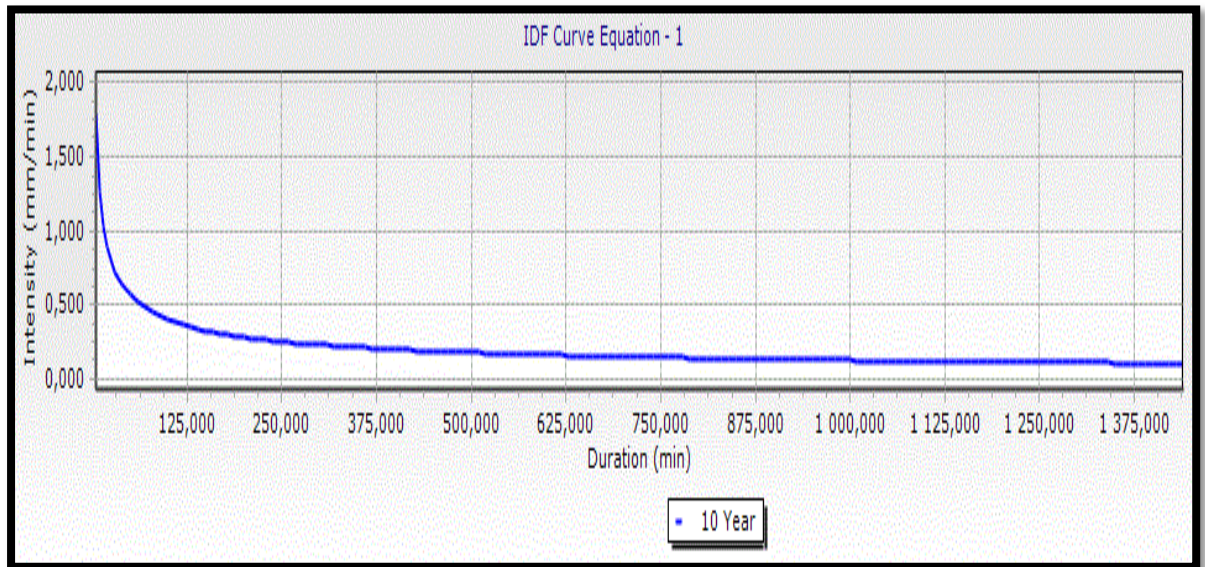


Figure III. 3 : variation de l'intensité en fonction du temps

Les résultats obtenus pour les différents items (bassins versants, conduites regards) par la simulation sur logiciel sont donnés dans ce qui suit :

III.5.2.1. Résultats obtenus pour les bassins versants

Tableau III. 8 Résultats obtenus pour les bassins versants

Label Etiquette	Area (User Defined) (surface) (ha)	Time of Concentration (temps de concentration) (min)	RUNOFF Coefficient (Rational) (Coefficient de ruissèlement)	Catch ment CA surface imperméable (ha)	Catch ment Intensité (mm/min)	Catch ment Rational Flow débit du bassin (m³/s)
CM-1'	0,140	3,190	0,700	0,098	2,239	0,03656
CM-1	0,330	8,020	0,700	0,231	1,412	0,05436
CM-2	1,040	6,810	0,700	0,728	1,533	0,591
CM-6'	0,310	3,160	0,700	0,217	2,250	0,08134
CM-6	0,790	5,440	0,700	0,553	1,715	0,15800
CM-3	0,430	5,600	0,700	0,301	1,690	0,08476
CM-7'	0,440	5,000	0,700	0,308	1,789	0,09179
CM-7	0,390	6,050	0,700	0,273	1,626	0,07396
CM-8'	0,170	4,480	0,700	0,119	1,890	0,03746
CM-8	0,700	6,220	0,700	0,490	1,604	0,13093
CM-9	0,370	4,540	0,700	0,259	1,877	0,08100
CM-4	0,400	4,940	0,700	0,280	1,800	0,08395
CM-5	0,240	1,900	0,700	0,168	2,901	0,08121
CM-5'	0,500	4,480	0,700	0,350	1,890	0,11019

III.5.2.2. Résultats obtenus pour les conduites

Tableau III. 9 Résultats de la simulation des conduites du réseau

Label (étiquette)	Start Node Nœud de démarrage	Inverti (Start) (m)	Stop Node Inverti de démarrage	Invert (Stop) Invert (m) d'arrêt	Length (Scaled) longueur (m)	Slope (Calculated) pente (m/m)	Diamètre (mm)	Velocity vitesse (m/s)	Depth (In) Tirant d'eau entrée (m)	Depth (Out) Tirant d'eau sortie (m)	Capacity (Full Flow) débit total (m³/s)
CO-1	MH-1	452,11	MH-2	451,70	35,00	0,012	300,0	1,76	0,10	0,11	0,151
CO-2	MH-2	451,70	MH-3	451,41	29,27	0,010	300,0	1,67	0,11	0,11	0,13904
CO-3	MH-3	451,41	MH-4	451,14	33,80	0,008	300,0	1,55	0,11	0,19	0,12485
CO-4	MH-4	451,14	MH-5	450,95	35,22	0,005	300,0	1,59	0,19	0,19	0,10260
CO-5	MH-5	450,95	MH-6	450,78	30,23	0,006	300,0	1,62	0,19	0,20	0,10474
CO-6	MH-6	450,78	MH-7	450,63	30,23	0,005	300,0	1,55	0,20	0,21	0,09839
CO-7	MH-7	450,63	MH-8	450,48	34,25	0,004	300,0	1,47	0,21	0,21	0,09243
CO-8	MH-8	449,98	MH-9	449,89	28,17	0,003	800,0	1,98	0,34	0,34	1,07961
CO-9	MH-9	449,89	MH-10	449,80	28,72	0,003	800,0	1,94	0,34	0,36	1,046
CO-10	MH-10	449,80	MH-11	449,74	22,17	0,003	800,0	1,94	0,36	0,42	1,046
CO-11	MH-11	449,74	MH-12	449,64	31,83	0,003	800,0	2,13	0,42	0,44	1,046
CO-12	MH-12	449,64	MH-13	449,59	14,64	0,003	800,0	2,21	0,44	0,49	1,10387
CO-13	MH-27	450,24	MH-26	450,14	31,92	0,003	400,0	1,40	0,24	0,24	0,16476
CO-14	MH-26	450,14	MH-25	450,04	34,23	0,003	400,0	1,41	0,24	0,24	0,16476
CO-15	MH-25	450,04	MH-13	449,99	16,21	0,003	400,0	1,41	0,24	0,24	0,16476
CO-16	MH-13	449,59	MH-28	449,43	55,22	0,003	800,0	2,25	0,49	0,49	1,046
CO-17	MH-28	449,43	MH-24	449,26	55,61	0,003	800,0	2,24	0,49	0,56	1,046
CO-18	MH-24	449,26	O-1	449,23	9,54	0,003	800,0	2,33	0,56	0,56	1,046
CO-19	MH-14	451,46	MH-15	450,98	30,82	0,016	300,0	2,42	0,14	0,16	0,17432
CO-20	MH-15	450,98	MH-16	450,65	32,00	0,010	300,0	2,08	0,16	0,20	0,144
CO-21	MH-16	450,65	MH-8	450,48	32,00	0,005	300,0	1,60	0,20	0,20	0,101
CO-22	MH-17	450,80	MH-18	450,48	38,34	0,008	300,0	1,96	0,19	0,21	0,12762
CO-23	MH-18	450,48	MH-11	450,24	38,34	0,006	300,0	1,76	0,21	0,21	0,11113
CO-24	MH19	450,43	MH-20	450,35	26,48	0,003	300,0	1,08	0,15	0,15	0,07651
CO-25	MH-20	450,35	MH-21	450,26	29,79	0,003	300,0	1,08	0,15	0,15	0,07651
CO-26	MH-21	450,26	MH-21'	450,18	27,18	0,003	300,0	1,08	0,15	0,15	0,07651
CO-27	MH-21'	449,98	MH-22	449,90	27,75	0,003	500,0	1,55	0,26	0,26	0,29874
CO-28	MH-22	449,90	MH-23	449,84	20,12	0,003	500,0	1,55	0,26	0,26	0,29874
CO-29	MH-23	449,84	MH-24	449,56	11,59	0,024	500,0	3,31	0,15	0,26	0,84094

III.5.2.3. Résultats obtenus pour les regards

Le Tableau III.10 Résume les différentes caractéristiques des regards après la simulations finale (débit d'entrée et de sortie, cote du terrain naturel et cote du radier)

Tableau III. 10 Résultats de la simulation des regards

Label (étiquette)	Flow (Total In) debit total entrée (m³/s)	Flow (Total Out) debit total sortie (m³/s)	Elévation (Grounds) cote du terrain naturel (m)	Elévation (Invert) cote du radier (m)
MH-27	0,11019	0,11019	451,44	450,24
MH-7	0,08236	0,07931	451,73	450,63
MH-6	0,08123	0,07875	451,88	450,78
MH-5	0,08001	0,078	452,05	450,95
MH-4	0,09395	0,07753	452,24	451,14
MH-3	0,03841	0,03776	452,51	451,41
MH-2	0,03721	0,03721	452,80	451,70
MH-1	0,03656	0,03656	453,21	452,11
MH-16	0,08308	0,08251	451,75	450,65
MH-15	0,08191	0,08191	452,08	450,98
MH-14	0,08134	0,08134	452,56	451,46
MH-26	0,11078	0,11078	451,38	450,14
MH-18	0,09250	0,09250	451,58	450,48
MH-17	0,09179	0,09179	451,90	450,80
MH19	0,03746	0,03746	451,53	450,43
MH-20	0,03795	0,03795	451,48	450,35
MH-21	0,03900	0,03851	451,42	450,26
MH-21'	0,17100	0,16051	451,37	449,98
MH-22	0,16258	0,16102	451,31	449,90
MH-23	0,16347	0,16140	451,27	449,83
MH-24	0,97106	0,87922	451,26	449,26
MH-25	0,11264	0,11205	451,36	450,04
MH-28	0,73981	0,701	451,28	449,43
MH-13	0,82299	0,731	451,33	449,59
MH-12	0,58212	0,56857	451,34	449,64
MH-11	0,65261	0,57511	451,38	449,74
MH-10	0,40359	0,39794	451,42	449,80
MH-9	0,40293	0,39761	451,49	449,89
MH-8	0,49426	0,39728	451,58	449,98
O-1	(N/A)	0,87660	451,25	449,23

III.5.3. Profils obtenus par la simulation :

Après plusieurs simulations sur le logiciel qui a permis un optimal dimensionnement de notre réseau ; Sewer Gems nous a donné la possibilité de visualiser les profils au long des différents tronçons de notre. Les figure ci-dessous résument les profils au long des tronçons ou sont mentionnés clairement dans chacune : les conduites, les regards avec le terrain naturel en ligne verte, la ligne piézométrique en bleu et la ligne de charge en rouge.

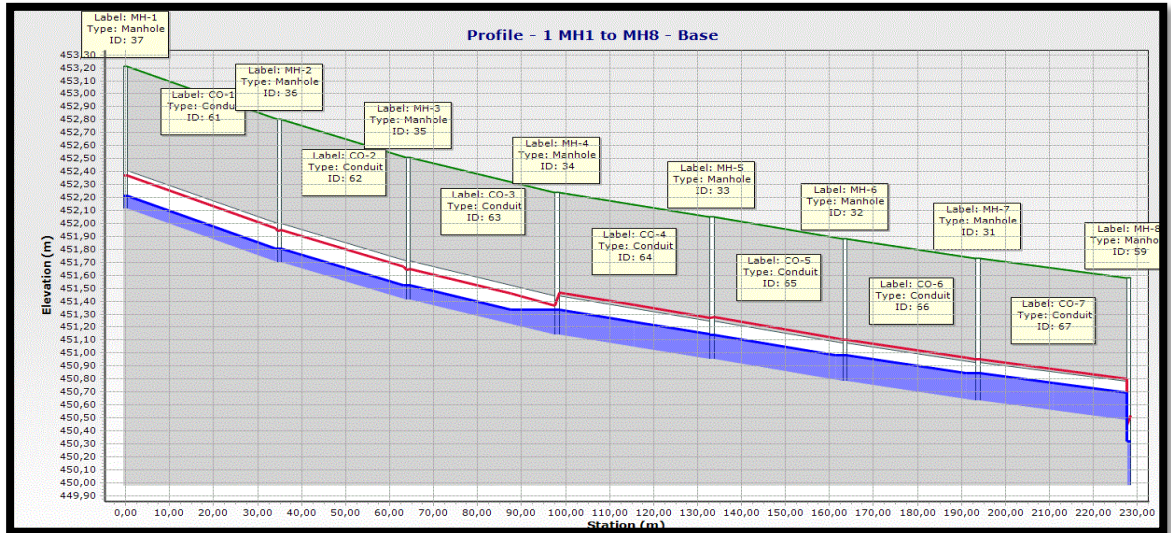


Figure III. 4 représente le profil 1

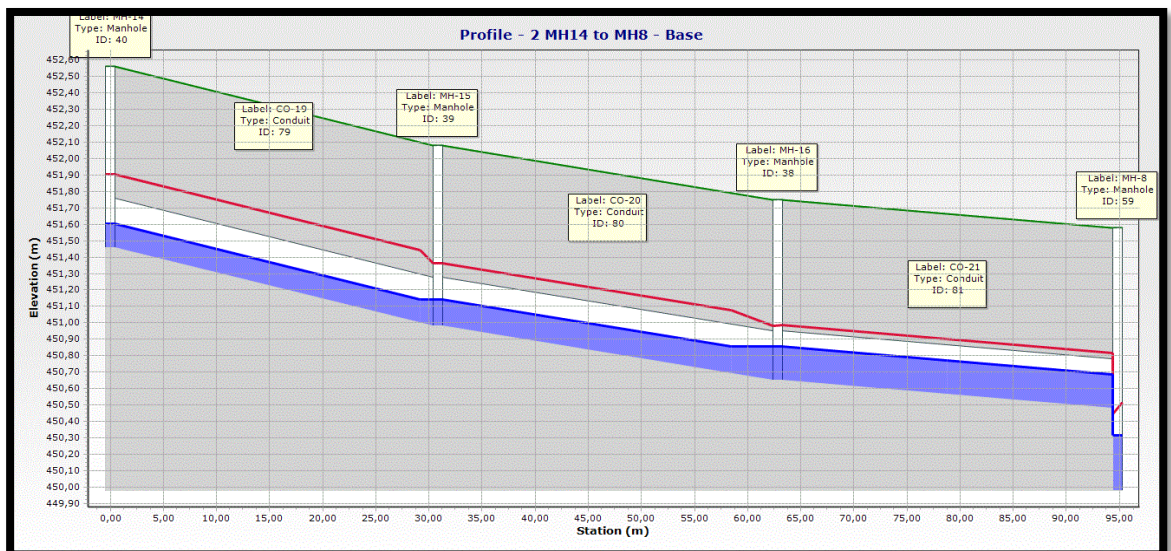


Figure III. 5 représente le profil 2

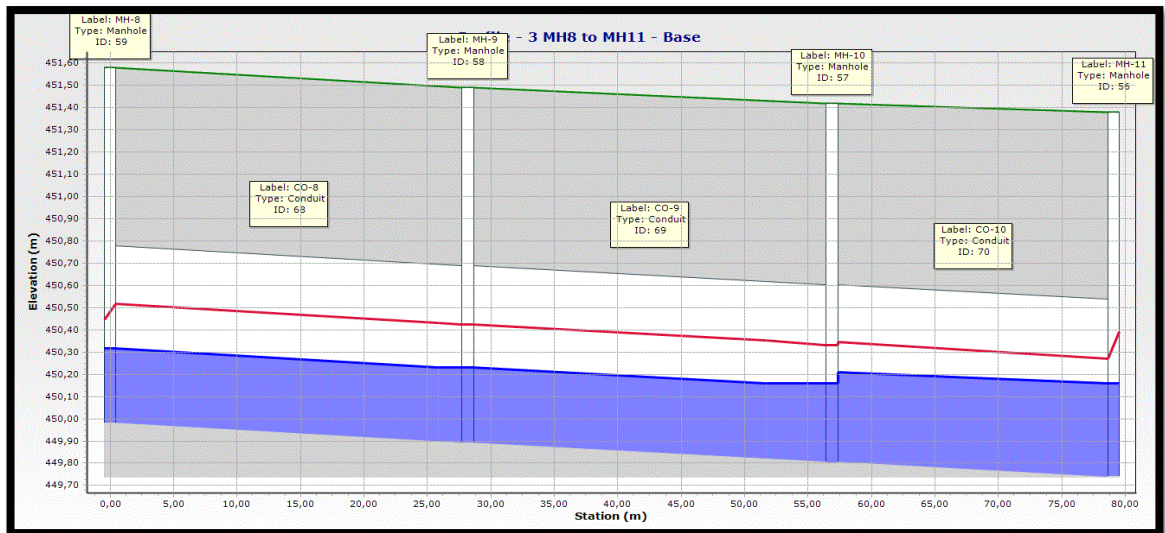


Figure III. 6 représente le profil 3

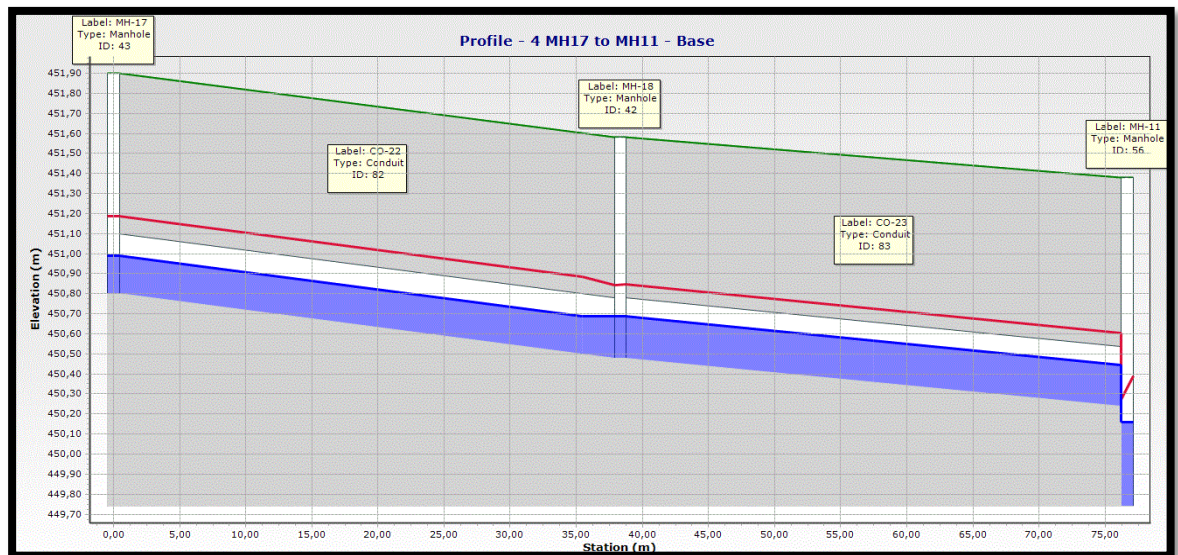


Figure III. 7 représente le profil 4

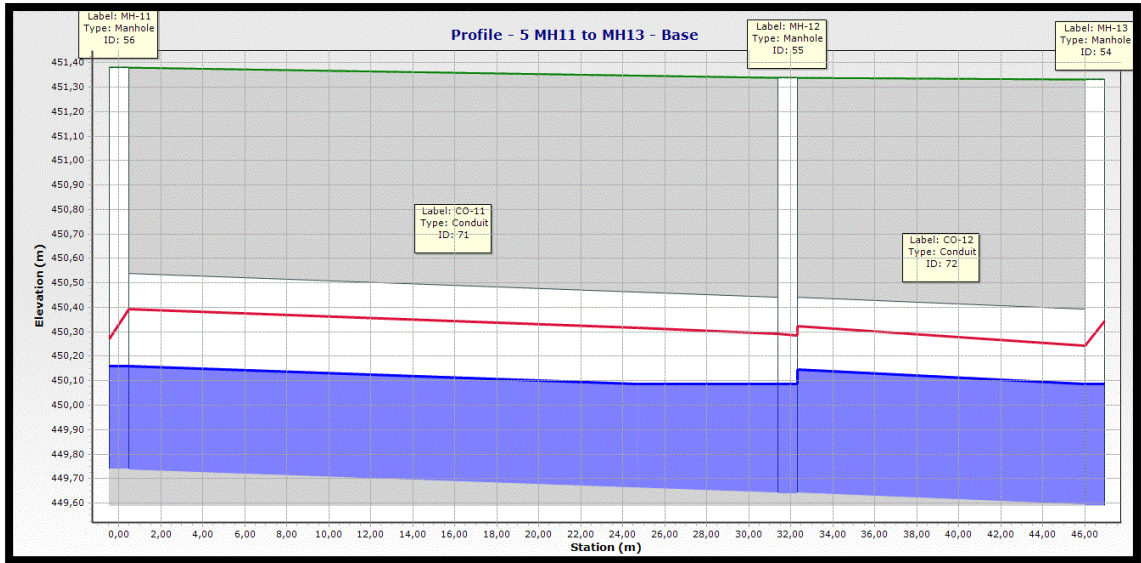


Figure III. 8 représente le profil 5

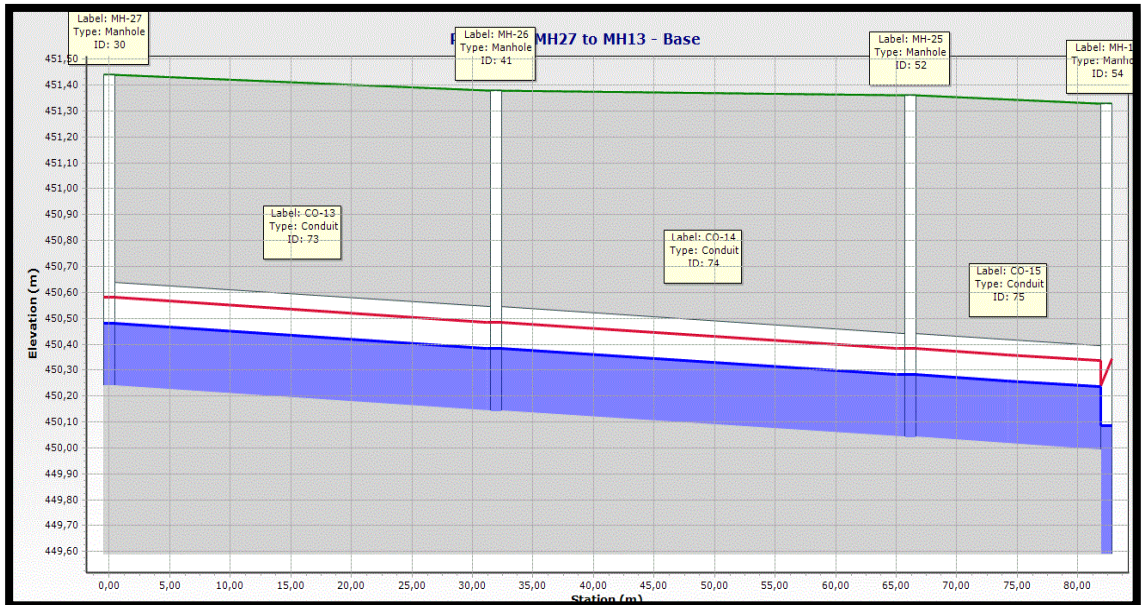


Figure III. 9 représente le profil 6

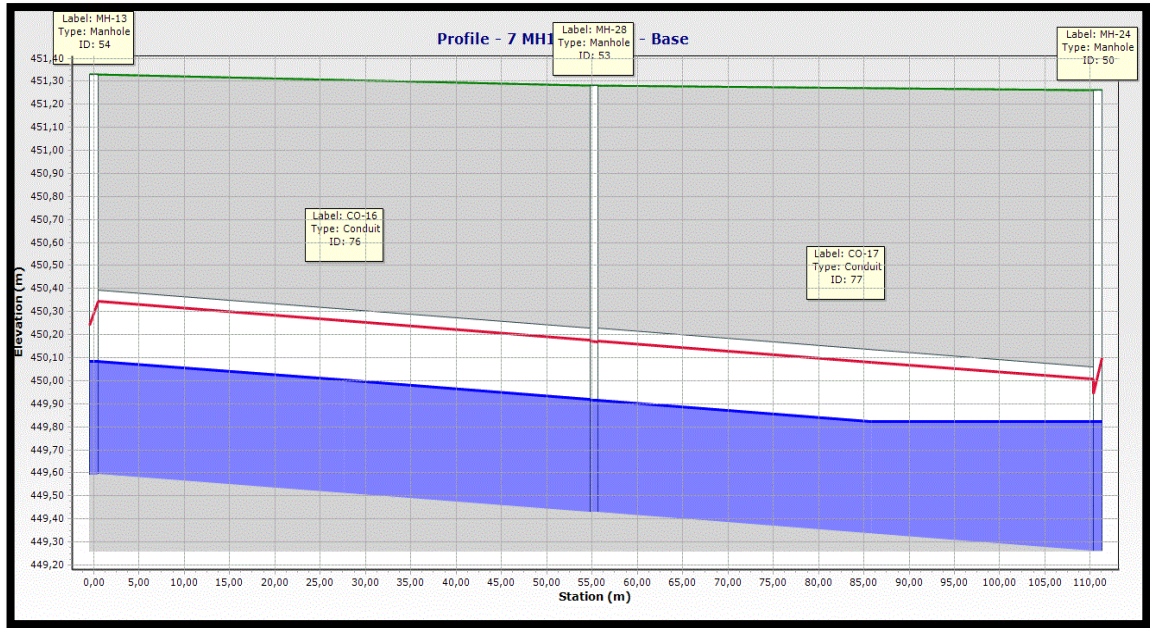


Figure III. 10 représente le profil 7

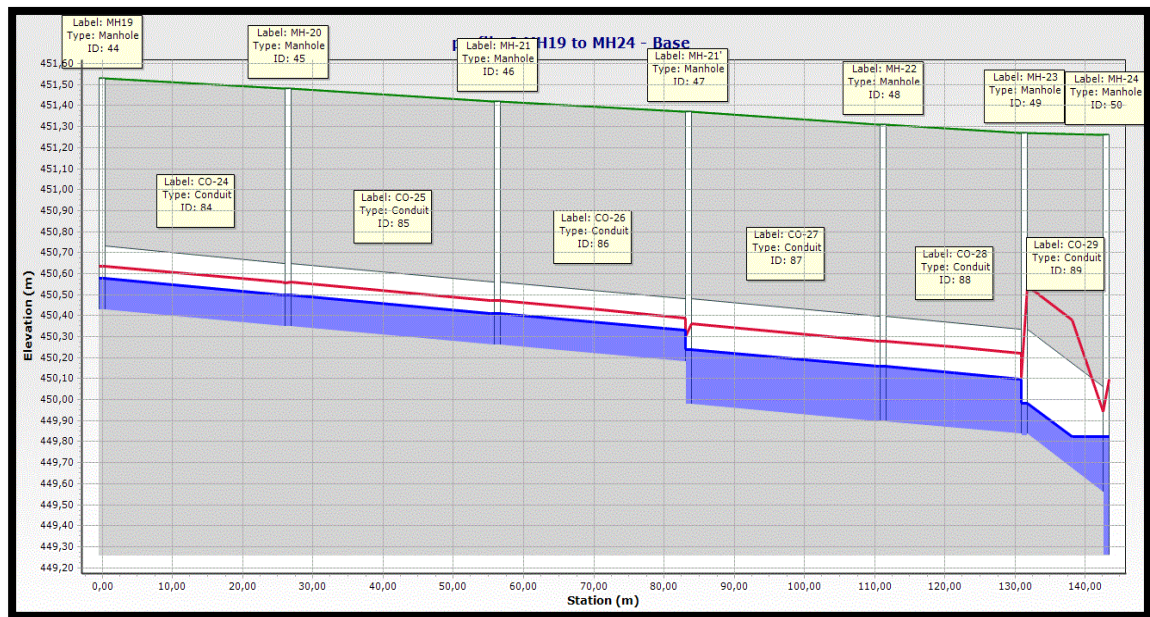


Figure III. 11 représente le profil 8

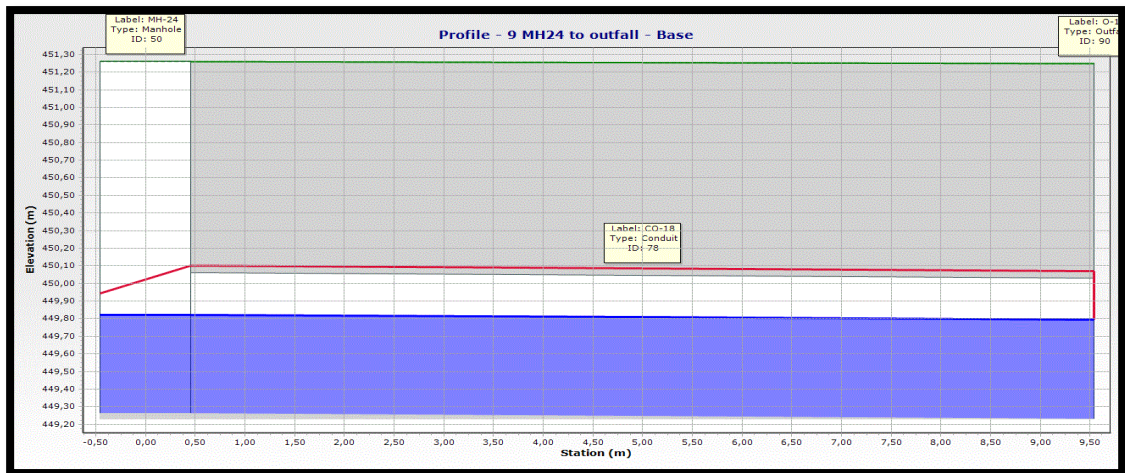


Figure III. 12 représente le profil 9

Remarque :

D'après les figures précédentes nous pouvons constater la réussite dans le dimensionnement de notre réseau car toutes les conduites sont à surface libre (sans mise en charge), aucun débordement dans les regards et les hauteurs de recouvrement sont respectées ($>0,8\text{m}$ au-dessus de des génératrices supérieures des conduites)

III.6. Comparaison des résultats obtenus entre le calcul manuel et par simulation sur logiciel :

III.6.1. Bassins versants :

Les résultats obtenus par la simulation sur SEWER GEMS convergent avec ceux calculés (nombre de bassin versant, surface, regard, exutoire).

III.6.2. Conduites :

-Les conduites sont en PVC de forme circulaire leur diamètre varie de 300 mm à 800 mm

-Les résultats obtenus par la simulation sur SEWER GEMS convergent avec ceux calculés :

- Pentas : les pentes sont supérieures ou égales à 0.003m/m (les pentes aussi bien dans la note de calcul que dans la simulation convergent.)

- Diamètres : les résultats sont globalement convergents avec quelques légères différences :

- Voie comprenant les regards R1_R4 : résultats convergents 300mm
- Voie comprenant les regards R4_R8 : résultats du calcul 500mm, simulation 300mm

- Voie comprenant les regards R14_R8: résultats du calcul 300mm à 400mm, simulation 300mm
- Voie comprenant les regards R11_R13: résultats convergeant 800mm
- Voie comprenant les regards R27_R13 : résultats du calcul de 400 à 500mm, simulation 400mm
- Voie comprenant les regards R13_R24: résultats convergeant 800mm
- Voie comprenant les regards R19_R20: résultats convergeant 300mm
- Voie comprenant les regards R20_R21' : résultats du calcul 500mm, simulation 300mm
- Voie comprenant les regards R21'_R24 : résultats convergeant 500mm
- Voie comprenant les regards R24_Rejet : résultats convergeant 800mm

III.6.3. Vitesse :

- Globalement [note de calcul, simulation] les vitesses sont supérieures à 0.6m/s et inférieures à 4m/s

Les résultats de la note de calcul et de la simulation convergent globalement. Dans certains tronçons les vitesses sont égales. Dans les tronçons où les diamètres sont différents comme indiqué ci-dessus il y a de légères différences.

III.6.4. Débits :

Le débit vers le collecteur principal a la même valeur aussi bien dans la note de calcul que dans la simulation (1.016m³/s). Dans les autres tronçons du réseau, les différences sont dues aux différences de diamètres comme indiqué ci-dessus.

III.6.5. Regards :

Les résultats sont globalement convergeant (cote terrain naturel et radier)

III.7. Interprétation des profils en long obtenus par la simulation :

Il ressort de l'examen visuel des profils en long des conduites ce qui suit :

- ✓ Les pentes sont conformes aux exigences de conception et de réalisation des réseaux : I supérieures ou égales à 3 mm/m.
- ✓ La ligne bleue représente la ligne piézométrique (sa hauteur correspond au tirant d'eau dans la conduite)
- ✓ La ligne rouge représente la ligne d'énergie

- ✓ La ligne d'énergie (rouge) est toujours en dessus de la ligne piézométrique (bleue) : ceci montre bien que l'écoulement dans tout le réseau se fait sans débordement au niveau des regards
- ✓ L'ensemble des conduites se trouve à plus de 80 cm en dessous de la cote naturelle (ce qui est conforme aux exigences de conception)

En conclusion, il y a lieu de signaler que les résultats obtenus avec le logiciel SEWER GEMS convergent globalement avec ceux calculés manuellement, mais ces calculs sont obtenus beaucoup plus rapidement et avec une grande efficacité. Il y a lieu de signaler également que l'utilisation du logiciel donne des profils en long de l'ensemble des conduites, chose qui fastidieux à obtenir avec la méthode classique (calcul).

En outre, les quelques différences dans les résultats entre ceux calculés et ceux obtenus par le logiciel sont probablement dus aux exigences introduites dans le logiciel et concernant les pentes (min 0.003m/m) et les vitesses de l'eau dans les conduites.

Chapitre IV

Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux Extrêmes

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Après avoir dimensionné convenablement le réseau de la zone d'étude, il convient maintenant d'étudier son comportement vis-à-vis d'un événement pluvieux en introduisant les données des averses dans le logiciel et de lancer les simulations afin de visualiser au fur et à mesure de l'évènement le comportement du réseau.

IV.1. Simulation sur logiciel SEWER GEMS : cas de simulation avec averses (méthode SCS) :

La méthode utilisée dans le cas des averses (méthode SCS) est basée sur l'utilisation de courbes de précipitations cumulées valables pour une région donnée et établies sur la base de nombreuses observations d'averse. Les relevés statistiques sur une période précise sont présentés dans un Hyetogramme donnant la hauteur des pluies ou leur intensité en fonction du temps.

- On définit une averse comme un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité.

- L'intensité moyenne d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie et la durée t de l'averse ($I_m = h/t$)

- Trois types de courbes déduites des enregistrements d'un pluviogramme permettent d'analyser les averses d'une station :

- La courbe des hauteurs de pluie cumulée : La courbe des hauteurs de pluie cumulées représente en ordonnée, pour chaque instant t , la totalité de la hauteur de pluie tombée depuis le début de l'averse.
- Le hyétogramme (histogramme de l'intensité de la pluie en fonction du temps, les éléments importants d'un HYETOGRAMME sont le pas de temps (incrément) et sa forme). En ce qui concerne la forme de l'hyétogramme, elle dépend du pas de temps caractéristique d'un événement pluvieux à un autre. [45]
- Construction des courbes IDF : (pour la définition de l'IDF voir le chapitre I)

➤ Etapes pour la construction d'une courbe IDF à partir d'enregistrements pluviométriques :

- ✓ Dans sa version la plus simple, la méthode IDF s'appuie sur une série de T mesures consécutives d'intensités de précipitation : $I(t_0 + k \cdot \Delta t)$, effectuées dans une station donnée.

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Avec :

- Δt : pas de temps de la mesure,
- k : numéro d'ordre de la mesure,
- t_0 : date de la première mesure.
 - ✓ Conditionnement des données : à partir des données des enregistrements de l'ANRH du 10/05/2004, nous allons réaliser des tableaux avec des pas de temps différents ΔT (tableaux équivalents aux hyétogramme que l'on peut obtenir avec des pas de temps différents)).
 - ✓ Les pas de temps sont choisis comme suit : $K.\Delta T$ ($K > 1$; $K=2, 4, 6, 12, 24, 36, 48, 54, 58.$) avec. $\Delta T=10\text{min}$
 - ✓ Pour chaque durée de pas de temps, il faut calculer l'intensité moyenne correspondante
 - ✓ Pour chaque pas de temps la valeur moyenne maximum pour la durée de l'averse est arrêtée (Excel détermine automatiquement cette valeur pour chaque durée de temps)
 - ✓ A chaque couple (Pas de temps choisi – valeur moyenne maximale de l'intensité) correspond un point de la courbe IDF.
 - ✓ L'observation soigneuse des précipitations et l'analyse statistique des résultats permettent la construction d'une courbe IDF comme indiqué ci-dessus : la courbe IDF permet en coordonnées logarithmique d'établir une loi de comportement qui lie l'intensité, la durée et la fréquence.

IV.1.1. Généralités :

La présente étude porte sur le même réseau précédemment exposé (voir fig.III.1). Cependant,

Les données introduites dans le logiciel SEWER GEMS portent sur des relevés statistiques concernant l'intensité des pluies sur la région étudiée sur une période et une durée d'observation données.

Les données de l'averse du 10/05/2004 d'une durée de 1h40min enregistrée par les services de l'ANRH à la station de Maghnia sera utilisée dans cette étude, sa période de retour est de 02 ans d'après les résultats de Mme Belarbi F ? en 2010 [46].

Pour la période indiquée, la durée d'observation de l'averse est de 580 minutes (début de l'averse 15h :46, fin de l'averse : 1h :20) ; le pas de temps retenu est : $\Delta T=10$ min

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

IV.1.2. Etude de la première averse (données réelles (ANRH de l'année 2004))

La figure IV .1 résume les courbes partielle et cumulée de la pluie du 10/05/2004 en fonction du temps obtenu en analysant les données du pluviographe de la station de Maghnia.

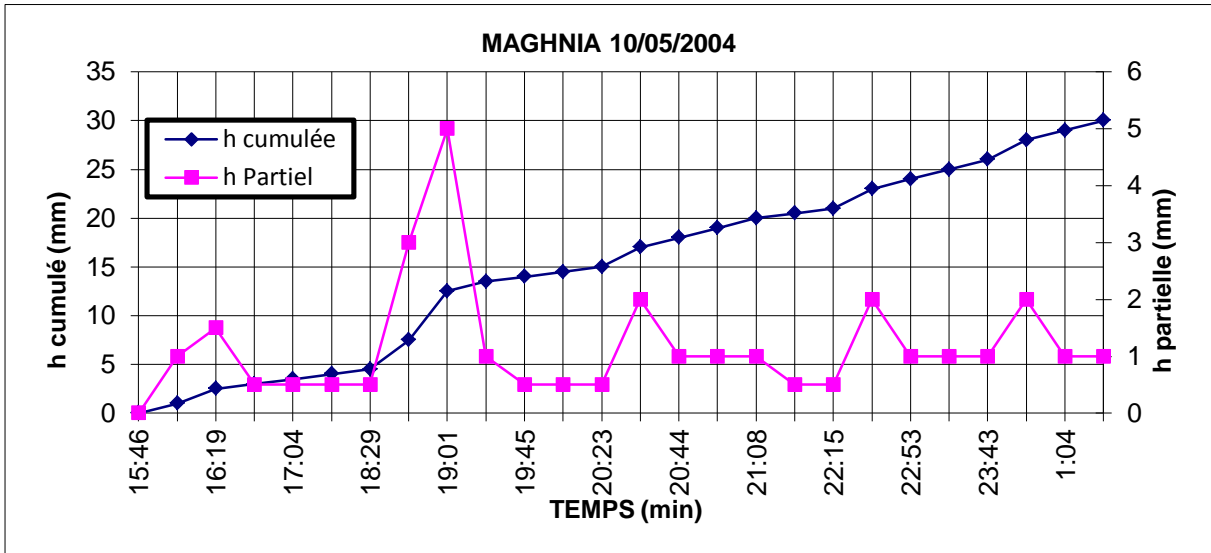


Figure IV. 1 courbe partielle et cumulée de la pluie en fonction du temps (enregistrements des pluies du 10/05/2004) [46]

A partir de la courbe des hauteurs cumulé (Figure IV.1) pour un pas de temps de $\Delta T=10$ min un hyétogramme de l'averse est érigé (Figure IV.2)

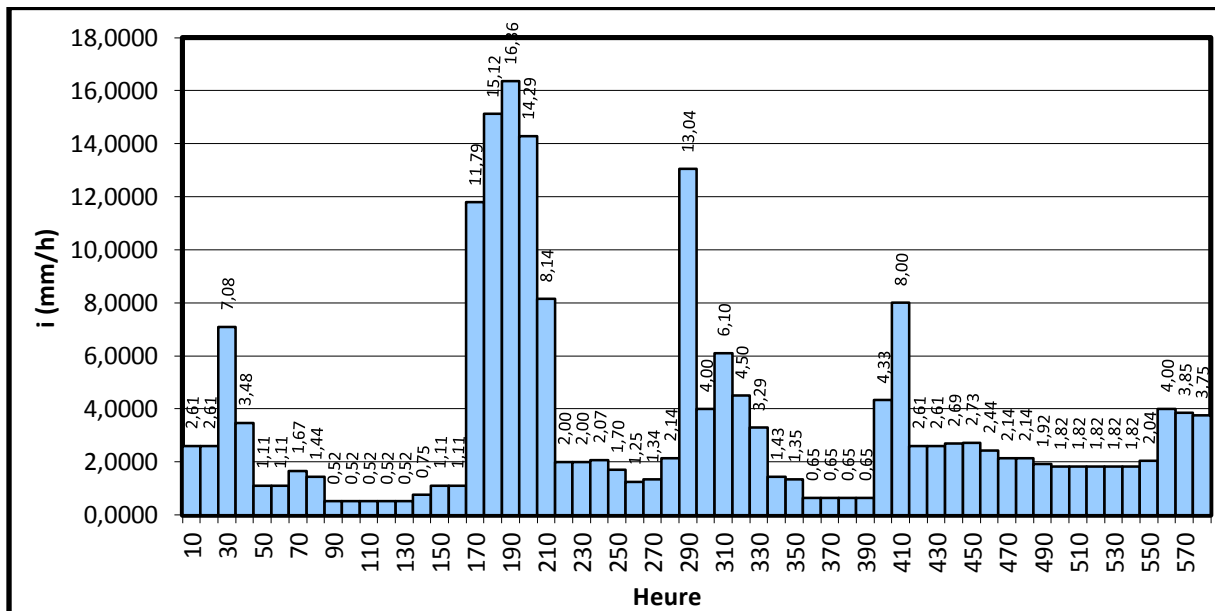


Figure IV. 2 Hyétogramme de la pluie en fonction du temps (enregistrement des pluies 10/05/2004) avec $\Delta T=10$ min [46]

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Les données du hyétoگرامme de l'averse du 10/05/2004 (Intensité, Temps) sont introduite dans le logiciel et la simulation est lancée.

IV.1.2.1. Commentaires :

❖ **Courbes hauteur de pluie -temps partielles et cumulées** : Les courbes partielles montrent des pointes de hauteur dans les horaires indiqués en abscisse :

✚ 16h.19 : 1.8mm de pluie (1^{er}cas), 7mm (2^{ème} cas)

✚ 19h.01 : 5mm de pluie (1^{er}cas), 20mm (2^{ème} cas)

✚ 20h.39 : 1.9mm de pluie 1^{er}cas), 8mm (2^{ème} cas)

✚ 00h.00 : 2mm de pluie 1^{er}cas), 8mm (2^{ème} cas)

-La forme des courbes partielles sont typiques d'une averse.

- Les formes des courbes cumulées montrent une distribution du premier type (SCS type IA) caractéristiques d'un climat avec des hivers humides et des étés secs. Ce qui justifie l'utilisation de la méthode (SCS).

❖ **Hyétoگرامme** : Les histogrammes donnent l'intensité des pluies (en mm/h) en fonction du temps (pas de temps : 10min). Les pointes d'intensité enregistrées suivent les pointes de hauteur de pluie indiquée ci-dessus.

IV.1.2.2. Résultats donnés par le logiciel concernant la première averse (précipitations du 10/05/2004) :

❖ Le rapport fourni par le logiciel SEWER GEMS concernant la 1^{ère} averse (précipitations du 10/05/2004) ne signale aucun problème ni au niveau des regards (débordement) ni au niveau des conduites (absence de surcharge), de ce fait, les profils en long ne sont pas donnés.

IV.1.3. Etude des différents scénarios :

Les 03 scénarios retenus, faute de données sur d'autres averses plus importantes enregistrées à la station en question et fin de pousser notre réseau à atteindre ces limites (saturation du réseau et inondation) et à titre illustratif nous sommes contents d'imaginer quelque scénario avec des averses fictives juste en multipliant les hauteurs de la précipitation du 10/05/2004

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

successivement par 2, 3 et 4 (voir Tableaux IV.1, IV.2) toute en gardant la même durée de l'événement :

- Scénario 1 : hauteurs de la pluie x 2 (Averse fictive 1)
- Scénario 2: hauteurs de la pluie × 3 (Averse fictive 2)
- Scénario 3 : hauteurs de la pluie × 4 (Averse fictive 4)

De ce fait, les intensités dans les hyétogrammes de ces pluies fictives ne seront que des multiples des intensités de la pluie de référence.

Pour les 03 trois scénarios étudiés :

- Les hauteurs partielles de la pluie fictive de chaque scénario en fonction du temps (sont regroupées dans le tableau IV.1.
- Les hauteurs de pluies cumulées –temps correspondantes à chaque pluie fictive sont présentées dans le tableau IV.2.
- Les courbes hauteurs de pluies cumulées- temps sont données dans la figure IV.4

Tableau IV.1 : Enregistrement des précipitations de pluie (données ANRH du 10/05/2004)

Heure début averse:
15h:46min
Heure fin averse:
1h:20min
Durée de l'averse : 580
min
Pas de temps:10min

Pas de temps (min)	Réel (mm) ANRH du 10/05/2004	Scénario 1 Réel * 2	Scénario 2 Réel * 3	Scénario 3 Réel * 4
10	0,43	0,87	1,30	1,74
20	0,43	0,87	1,30	1,74
30	1,18	2,36	3,54	4,72
40	0,58	1,16	1,74	2,32
50	0,19	0,37	0,56	0,74
60	0,19	0,37	0,56	0,74
70	0,28	0,56	0,83	1,11
80	0,24	0,48	0,72	0,96

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

90	0,09	0,17	0,26	0,34
100	0,09	0,17	0,26	0,34
110	0,09	0,17	0,26	0,34
120	0,09	0,17	0,26	0,34
130	0,09	0,17	0,26	0,34
140	0,13	0,25	0,38	0,50
150	0,19	0,37	0,56	0,74
160	0,19	0,37	0,56	0,74
170	1,96	3,93	5,89	7,86
180	2,52	5,04	7,56	10,08
190	2,73	5,45	8,	10,91
200	2,38	4,76	7,14	9,52
210	1,36	2,71	4,07	5,43
220	0,33	0,67	1,00	1,33
230	0,33	0,67	1,00	1,33
240	0,35	0,69	1,04	1,38
250	0,28	0,57	0,85	1,13
260	0,21	0,42	0,63	0,83
270	0,22	0,45	0,67	0,89
280	0,36	0,71	1,07	1,43
290	2,17	4,35	6,52	8,70
300	0,67	1,33	2,00	2,67
310	1,02	2,03	3,05	4,07
320	0,75	1,50	2,25	3,00
330	0,55	1,10	1,64	2,19
340	0,24	0,48	0,71	0,95
350	0,23	0,45	0,68	0,90
360	0,11	0,22	0,33	0,43
370	0,11	0,22	0,33	0,43
380	0,11	0,22	0,33	0,43
390	0,11	0,22	0,33	0,43
400	0,72	1,44	2,16	2,88
410	1,33	2,67	4,00	5,33
420	0,43	0,87	1,30	1,74
430	0,43	0,87	1,30	1,74
440	0,45	0,90	1,35	1,79
450	0,45	0,91	1,36	1,82
460	0,41	0,81	1,22	1,62
470	0,36	0,71	1,07	1,43
480	0,36	0,71	1,07	1,43
490	0,32	0,64	0,96	1,28
500	0,30	0,61	0,91	1,21
510	0,30	0,61	0,91	1,21
520	0,30	0,61	0,91	1,21
530	0,30	0,61	0,91	1,21
540	0,30	0,61	0,91	1,21
550	0,34	0,68	1,02	1,36

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

560	0,67	1,33	2,00	2,67
570	0,64	1,28	1,93	2,57
580	0,63	1,25	1,88	2,50

Tableau IV. 2 Hauteur des pluies cumulées selon les scénarios étudiés

	H cumulée	H cumulée	H cumulée	H cumulée
	Réel 10/05/2004	SC1 Réel*2	SC2 Réel*3	SC3 Réel*4
15:46	0	0	0	0
16:09	1	2	3	4
16:19	2,5	5	7,5	10
16:46	3	6	9	12
17:04	3,5	7	10,5	14
18:02	4	8	12	16
18:29	4,5	9	13,5	18
18:40	7,5	15	22,5	30
19:01	12,5	25	37,5	50
19:31	13,5	27	40,5	54
19:45	14	28	42	56
20:09	14,5	29	43,5	58
20:23	15	30	45	60
20:29	17	34	51	68
20:44	18	36	54	72
20:52	19	38	57	76
21:08	20	40	60	80
21:29	20,5	41	61,5	82
22:15	21	42	63	84
22:30	23	46	69	92
22:53	24	48	72	96
23:15	25	50	75	100
23:43	26	52	78	104
0:49	28	56	84	112
1:04	29	58	87	116
1:20	30	60	90	120

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

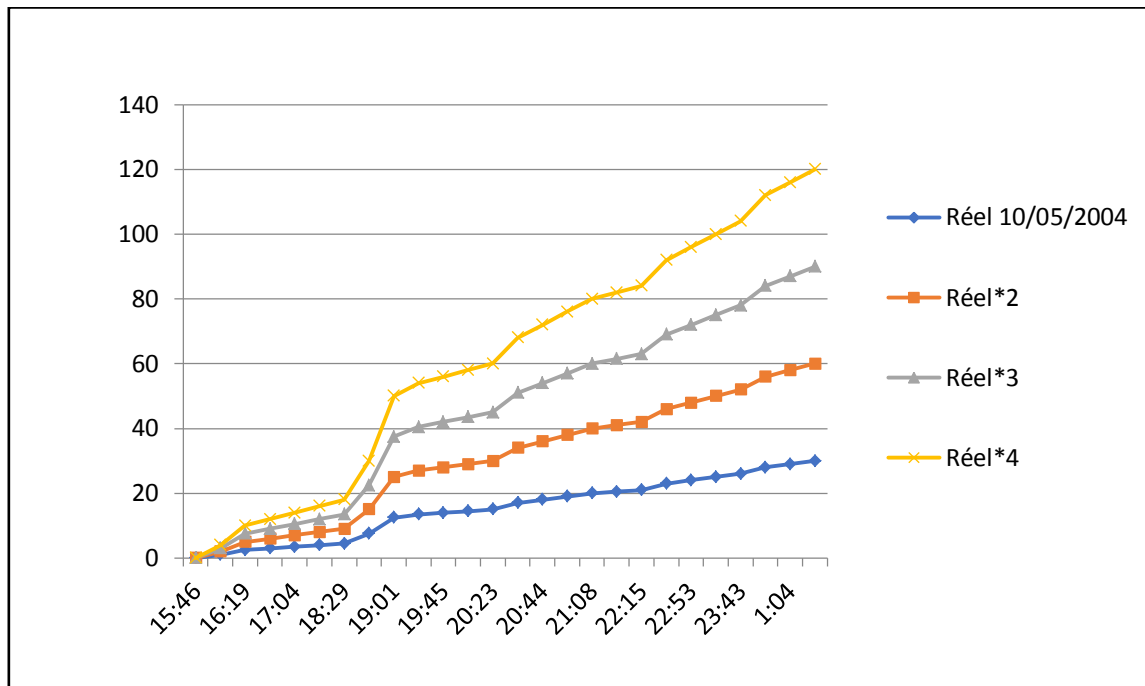


Figure IV.4 : courbe des pluies cumulées selon les 03 scénarios

IV.1.3.1. Commentaires sur le comportement du réseau selon les 03 scénarios :

- Les résultats de l'étude des 3 scénarios sont résumés dans les tableaux ci-dessous (Tableaux IV.3 et IV.4). Ces résultats portent sur le comportement du réseau durant les averses fictives (03 scénarios) : Etat des regards (débordement) et Conduites (surcharge).
- Concernant les regards les informations données dans le tableau IV.3 portent sur le temps d'apparition, le volume et la durée du débordement. Nous remarquons que ce phénomène (débordement) apparaît au niveau des regards (MH11, MH13, MH14) pour le SC1 et sur les regards (MH8, MH9, MH11, MH13, MH14) pour les SC2 et SC3. Les différences des résultats entre les 03 scénarios portent sur le volume et la durée des débordements.
- Concernant l'état des conduites les informations données (Tableau IV.4) portent sur : le temps d'apparition de la surcharge, le débit maximum et le temps de remplissage de la conduite (Tirant d'eau H / diamètre D).
- Les conduites concernées par la surcharge sont : **SC1** (CO11, CO16, CO18), **SC2** et **SC3** (CO8, CO9, CO11, CO16, CO18, CO27, CO28).

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Ce comportement est illustré dans les profils ci-dessous sur lesquels apparaissent très clairement les débordements des regards et la saturation des conduites concernés.

Tableau IV. 3 : comportement du réseau selon les 03 scénarios (état des regards)

Regard	Étiquette	sc1 Réel*2	sc2 Réel*3	sc3Réel*4
MH8	Temps d'apparition du débordement	–	04:52	04:52
	Volume du débordement *10 ⁶ (L)	–	0,094	0,442
	durée du débordement	–	0,98	02:30
MH9	Temps d'apparition du débordement	–	03:06	02:56
	Volume du débordement *10 ⁶ (L)	–	0,008	0,02
	durée du débordement	–	1,07	02:33
MH11	Temps d'apparition du débordement(h)	04:52	04:52	04:52
	Volume du débordement *10 ⁶ (L)	0,01	0,26	0,598
	durée du débordement	0,25	02:20	3,62
MH13	Temps d'apparition du débordement	04:52	04:52	04:52
	Volume du débordement *10 ⁶ (L)	0,035	0,305	0,661
	durée du débordement	0,65	03:15	05:15
MH14	Temps d'apparition du débordement	04:52	04:52	04:52
	Volume du débordement *10 ⁶ (L)	0,08	0,397	0,799
	durée du débordement	1,6	3,9	5,82

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Tableau IV. 4 : comportement du réseau selon les 03 scénarios (état des conduites)

Conduites	Etiquette	sc1	sc2	sc3
		Réel*2	Réel*3	Réel*4
CO8	Temps max d'apparition de la surcharge	–	03:05	02:55
	Débit max (L/s)	–	78:95	78,95
	Taux de remplissage (%): H/D	–	1	1,00
CO9	Temps max d'apparition de la surcharge	–	03:05	02:55
	débit max (L/s)	–	76,51	76,51
	Taux de remplissage (%)	–	1	1,00
CO11	Temps max d'apparition de la surcharge	04:48	03:00	02:51
	Débit max (L/s)	76,51	76,51	76,51
	Taux de remplissage (%)	1	1,00	1
CO16	Temps max d'apparition de la surcharge	03:17	02:57	02:49
	débit max (L/s)	76,51	76,51	76,51
	Taux de remplissage (%)	1	1,00	00:00
CO18	Temps max d'apparition de la surcharge	03:12	02:56	02:47
	Débit max (L/s)	76,51	76,51	76,51
	Taux de remplissage (%)	1	1	1
CO27	Temps max d'apparition de la surcharge	–	–	04:51
	Débit max (L/s)	–	–	76,51
	Taux de remplissage (%)	–	–	1
CO28	Temps max d'apparition de la surcharge	–	–	04:51
	Débit max (L/s)	–	–	75,51
	Taux de remplissage (%)	–	–	1

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

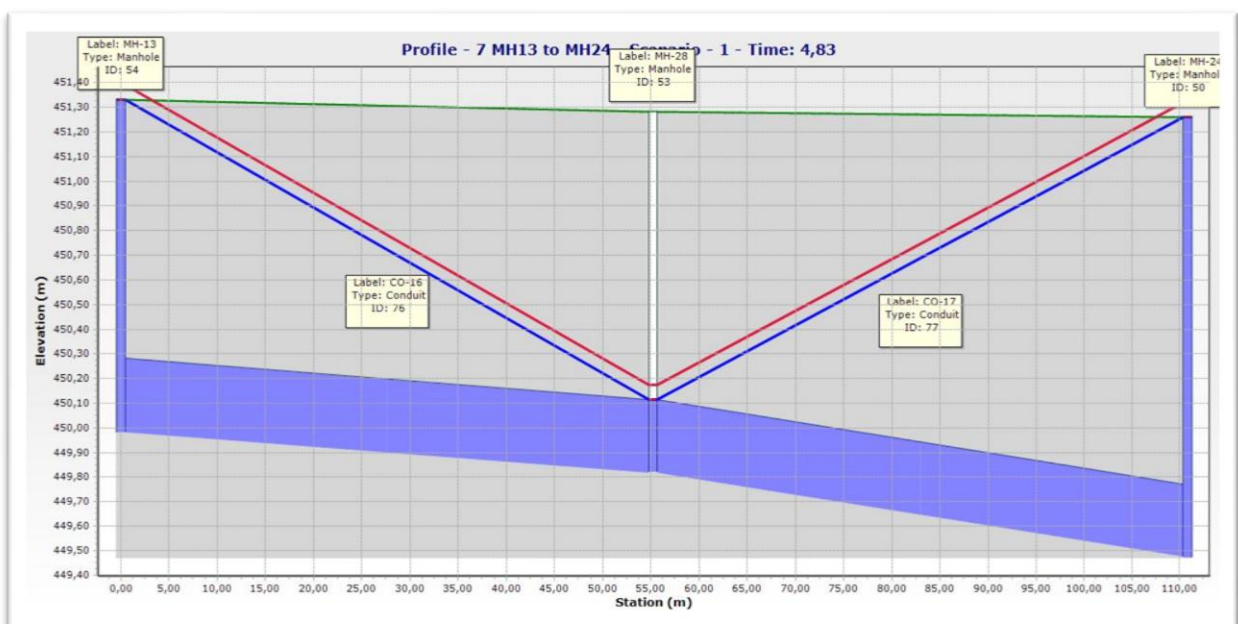
IV.1.3. 2 Profils en longueur donnés pour les deux (02) scénarios (SC1, SC2) l'état des regards et des conduites

Les simulations pour des deux premiers scénarii a engendré des débordements dans quelque regards des mises en charge de quelque tronçons qui bien illustré par les profils en long ci-dessous tirés grâce au Sewer Gems.

- **Profils scénarios 01** : (données réelles *2)
Voie MH11 –MH13



Voie MH13–MH24



Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

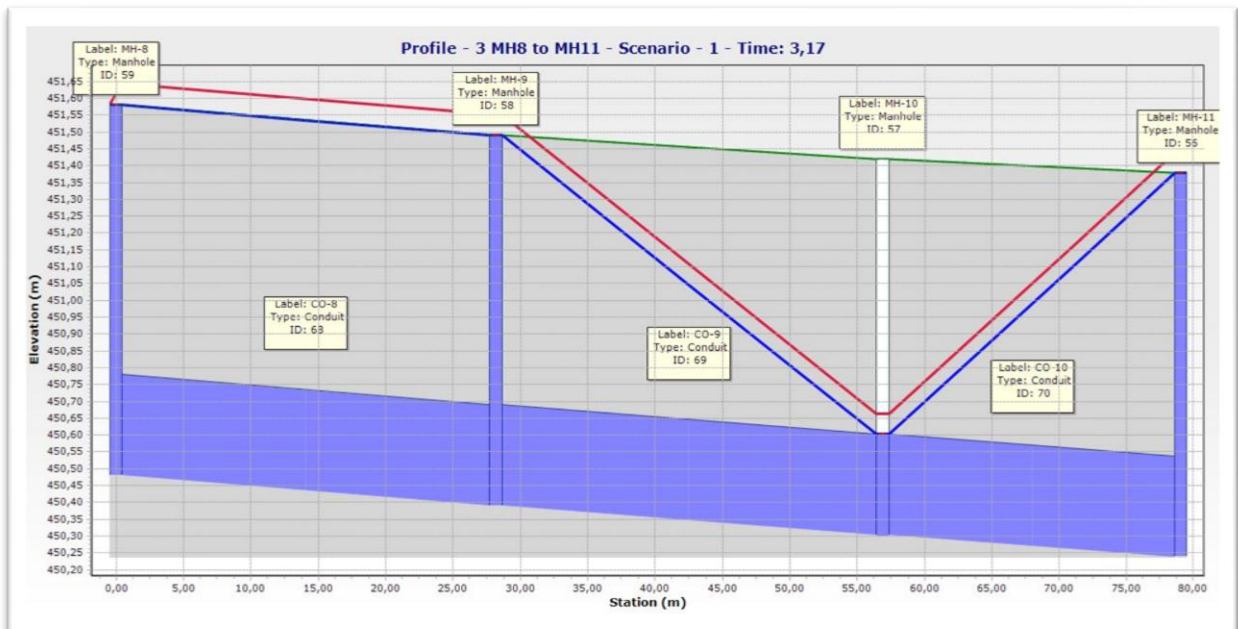
Voie MH24-O-1



Les résultats illustrés dans les profils ci-dessus correspondent à ceux figurants dans les tableaux IV-3 et IV-4.

➤ Profils scénarios 02 : (données réelles *3)

Voie MH8-MH11

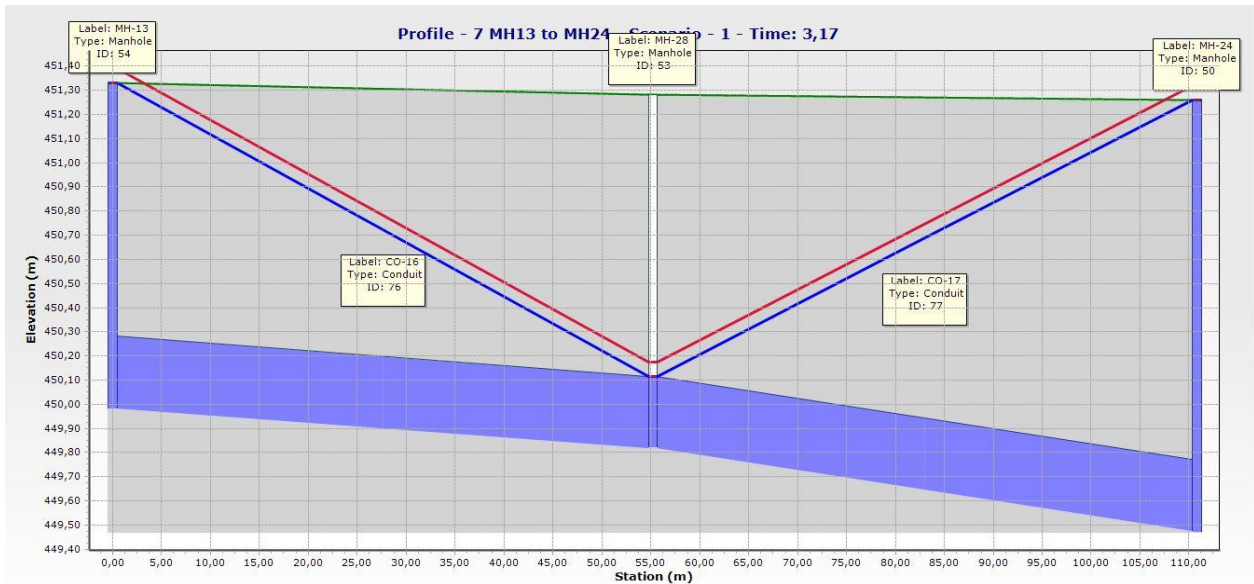


Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Voie MH11-MH13



Voie MH13-MH24



Remarque : Les résultats illustrés dans les profils ci-dessus correspondent à ceux figurants dans les tableaux IV-3 et IV-4.

- Ce dysfonctionnement du réseau causé par ces pluies fictives conduira forcément à des inondations dans certaine zone de la localité.

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

IV.1.3.3 Etude du scénario 3 :

Le scénario 03 (données réelles*4), **cas extrême**, étant celui où le réseau est le plus sollicité (l'état des regards et des conduites est le plus prononcé), nous allons donc l'étudier en détail dans le paragraphe qui suit.

IV.1.3.3.1. Interprétation courbe et hyétoGRAMME

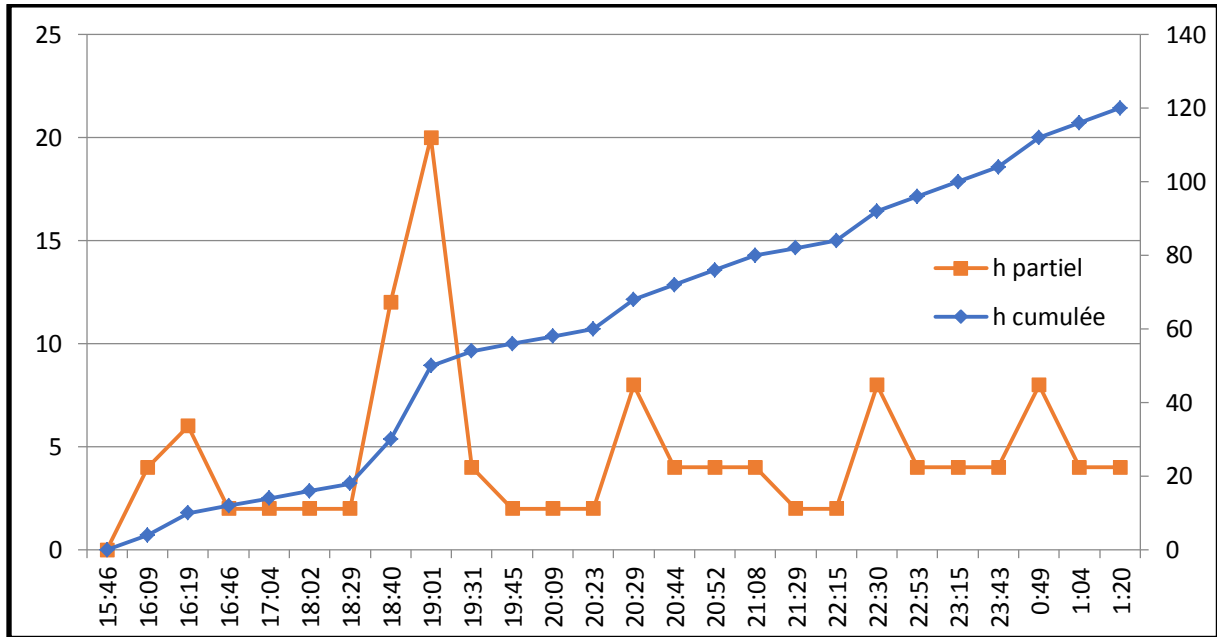


Figure IV. 6 : courbe partielle et cumulée de la pluie en fonction du temps

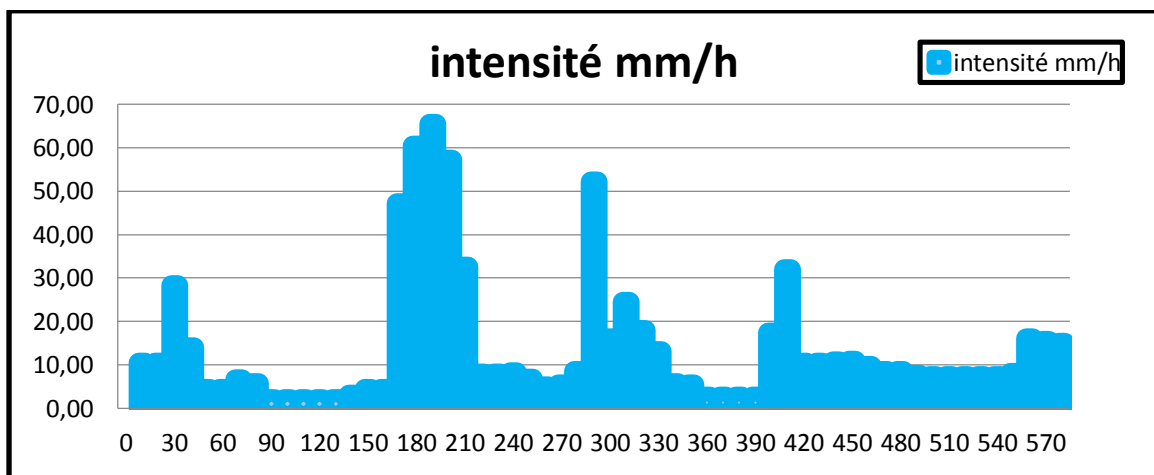


Figure IV. 7 : HyétoGRAMME de la pluie en fonction du temps

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

IV.1.3.3.2 Interprétation des profils en long dans le cas des averses : (3^{ème} scénario)

Le rapport fourni par le logiciel SEWER GEMS signale des débordements au niveau de certains regards ainsi que des surcharges au niveau de certaines conduites. Nous allons examiner ci-après les résultats au niveau de chaque profil du réseau.

Profil 1 : du regard MH1 au regard MH 8

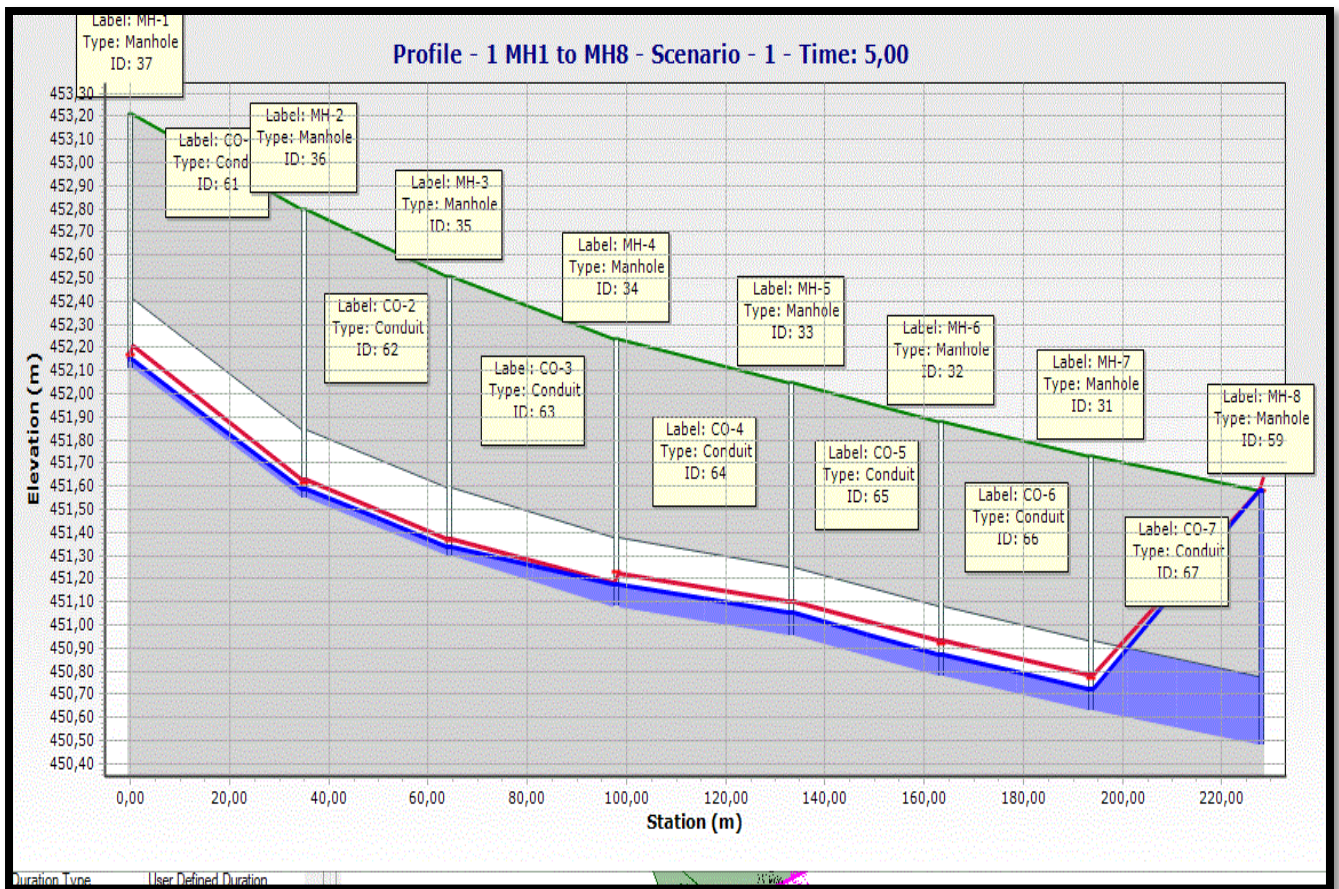


Figure IV. 9 Profil 1 : du regard MH1 au regard MH 8

L'examen de ce profil montre qu'un débordement a lieu au niveau du regard MH8 3h après le début de l'averse sachant que le regard MH8 est aussi alimenté par la voie MH14 -MH8 avec un volume de $0.442 \cdot 10^6$ L pendant 2h :30.

Aucune surcharge n'est signalée au niveau des conduites constituant ce profil. (Selon le rapport fourni par le logiciel).

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 2 : du regard MH14 au regard MH 8 :

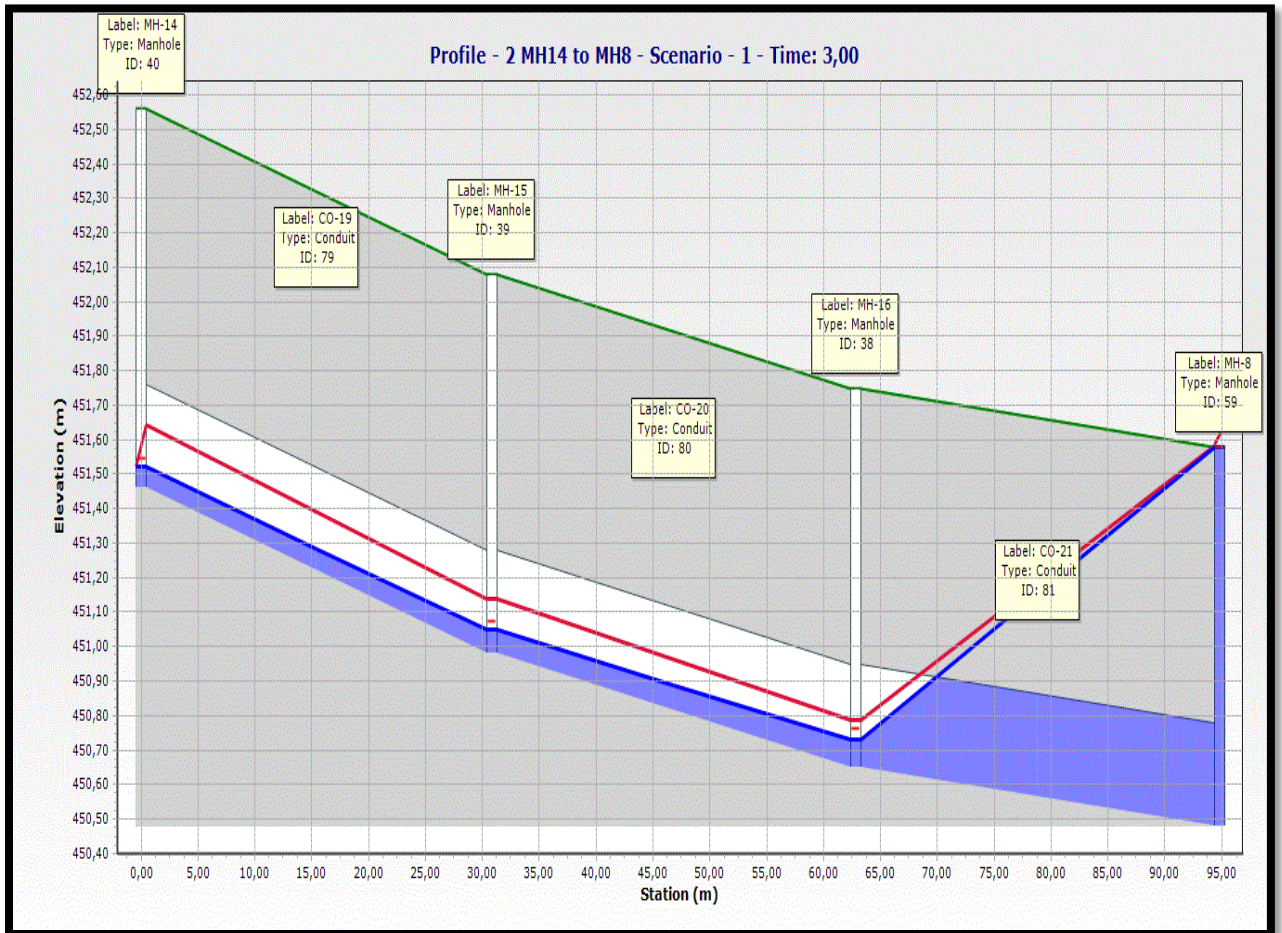


Figure IV. 10 Profil 2 : du regard MH14 au regard MH 8

Le regard MH8 étant une jonction entre la voie MH1-MH8 et la voie MH14-MH8, le débordement en temps et volume et celui indiqué précédemment.

Aucune surcharge n'est signalée au niveau des conduites constituant ce profil. (Selon le rapport fourni par le logiciel).

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 3 : du regard MH8 au regard MH 11 :

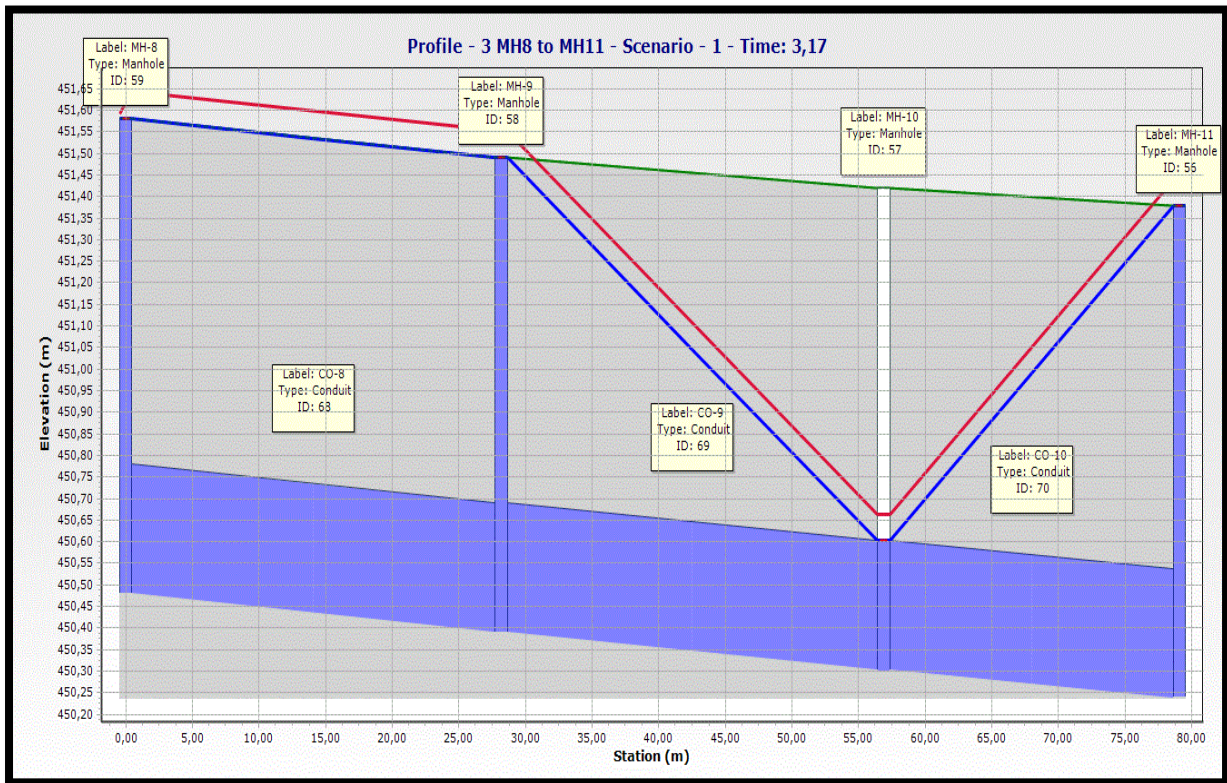


Figure IV. 11 Profil 3 : du regard MH8 au regard MH 11

L'examen de ce profil montre qu'un débordement a lieu au niveau des regards MH9 et MH11 à 3.17h après le début de l'averse avec des volumes respectivement de $0.020 \cdot 10^6 L$ et $0.598 \cdot 10^6 L$. (Rapport du logiciel) et pendant, respectivement, 2h, 30 et 3h, 60

Dans ce profil des surcharges sont signalées au niveau des conduites suivantes :

CO8, CO9, (rapport du logiciel) et CO10 selon le profil ci -dessus

Pour les conduites en surcharge, il y a lieu de signaler ce qui suit :

- Débit à pleine section en surcharge
- Conduites sous pression

Le schéma ci-dessus reflète clairement ce qui vient d'être dit.

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 4 : du regard MH17 au regard MH 11 :

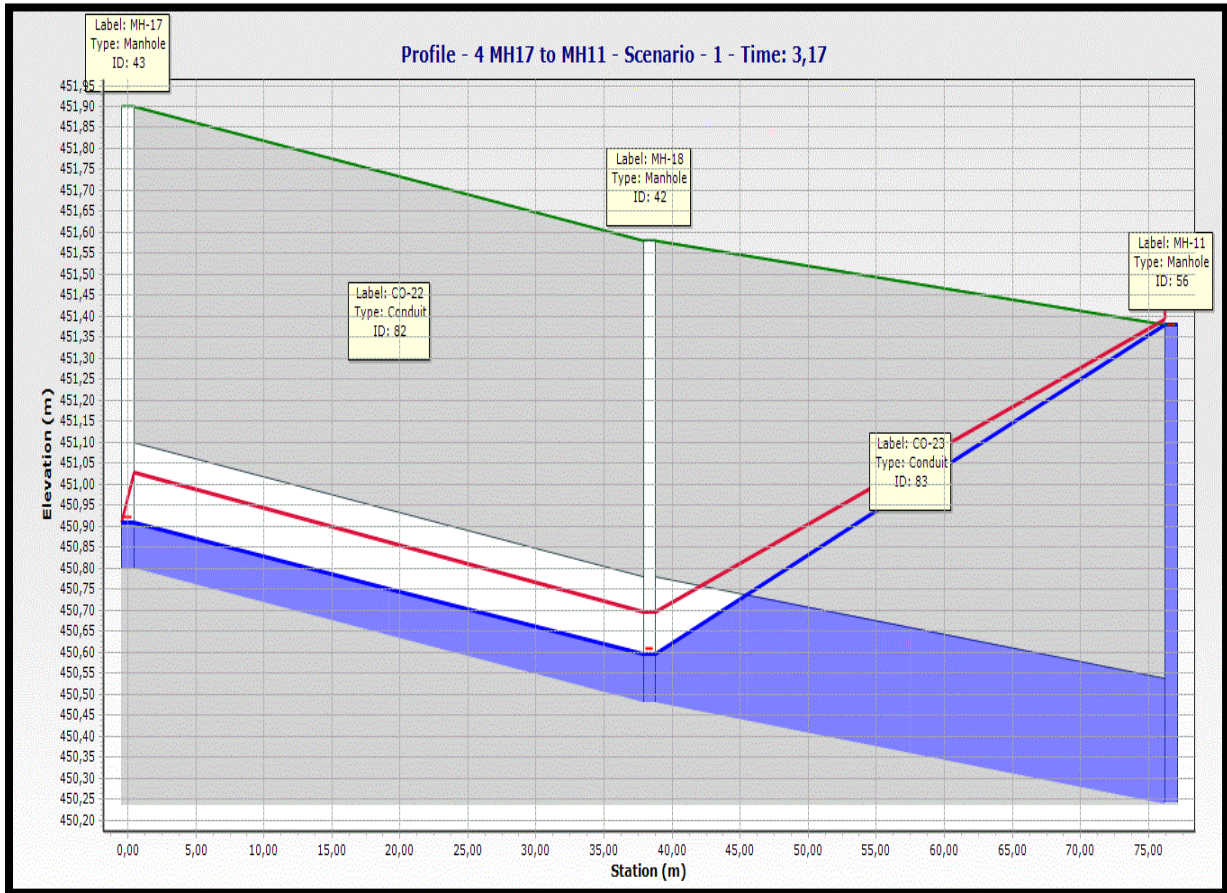


Figure IV. 12 Profil 4 : du regard MH17 au regard MH 11

Le regard MH11 étant une jonction entre la voie MH8-MH11 et la voie MH17-MH11, le débordement en temps et volume et celui indiqué précédemment.

Aucune surcharge n'est signalée au niveau des conduites constituant ce profil. (Selon le rapport fourni par le logiciel)

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 5 : du regard MH11 au regard MH 13 :

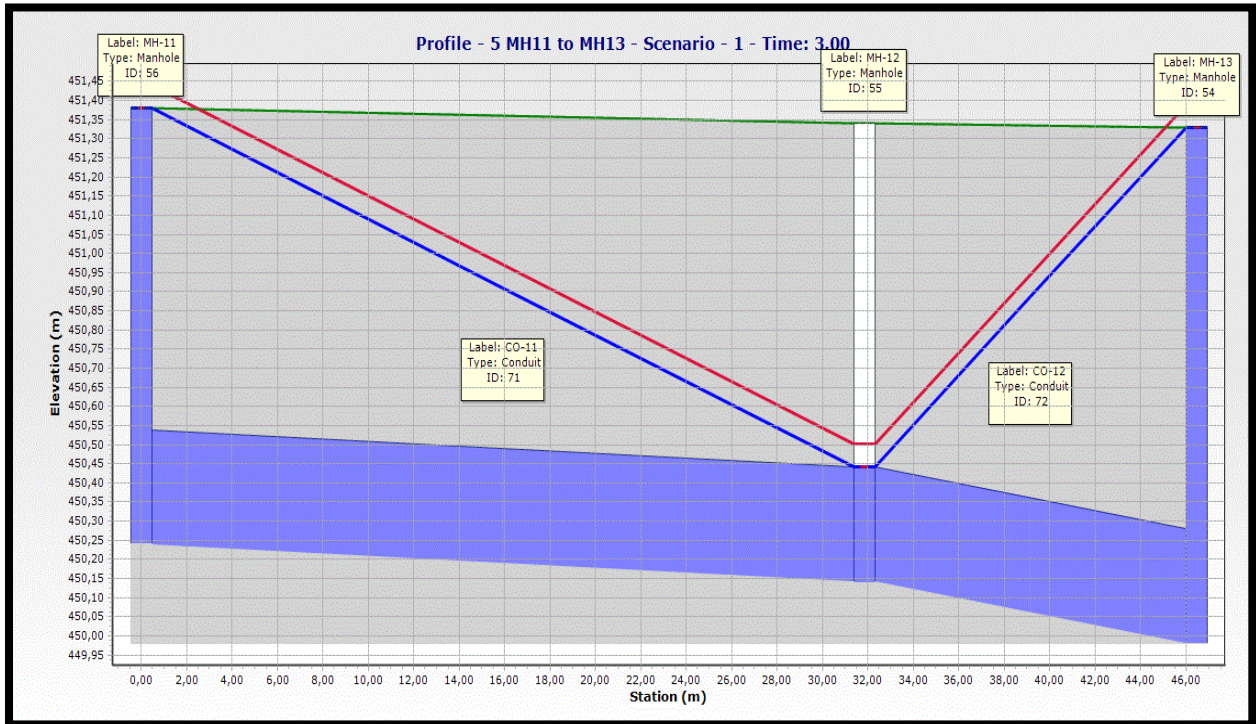


Figure IV. 13 Profil 5 : du regard MH17 au regard MH 11

L'examen de ce profil montre qu'un débordement a lieu au niveau du regard, MH13, par contre le regard MH12 situé entre les regards MH11 et MH13 n'a pas débordé.

Il y a lieu de rappeler que le regard MH13 est aussi alimenté par la voie MH17-MH13

Le volume d'eau débordé est de $0.66 \cdot 10^6 L$ pour le regard MH13 pendant 5h.

, le temps maximum d'apparition de ce phénomène de débordement est de 4h :52 mn selon le rapport du logiciel.

Dans ce profil nous remarquons des surcharges au niveau des conduites suivantes :

CO11, CO12, mais le rapport du logiciel indique seulement une surcharge au niveau de la conduite CO11

Pour les conduites en surcharge, il y a lieu de signaler ce qui suit :

- Débit à pleine section en surcharge
- Conduite sous pressions

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 6 : du regard MH27 au regard MH 13 :

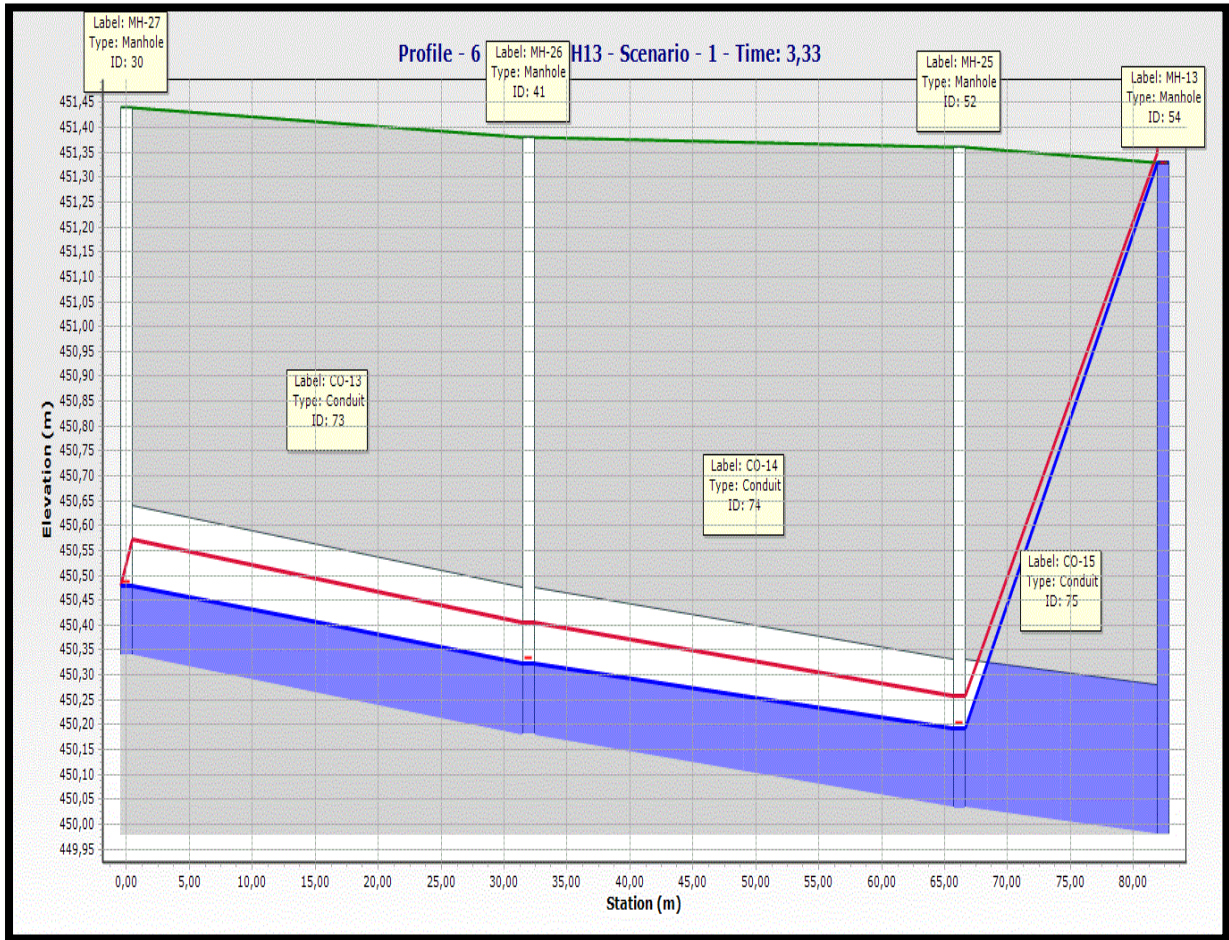


Figure IV. 14 Profil 6 du : regard MH27 au regard MH 13

Pour ce profil, le regard MH 13 étant une jonction entre la voie MH11-MH13 et la voie MH27-MH13, le débordement en temps et volume et celui indiqué précédemment.

Pas de surcharge au niveau des conduites constituant le profil excepté le tronçon MH25-MH13 où apparaît la surcharge (Selon le rapport fourni par le logiciel).

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 7 : du regard MH13 au regard MH 24

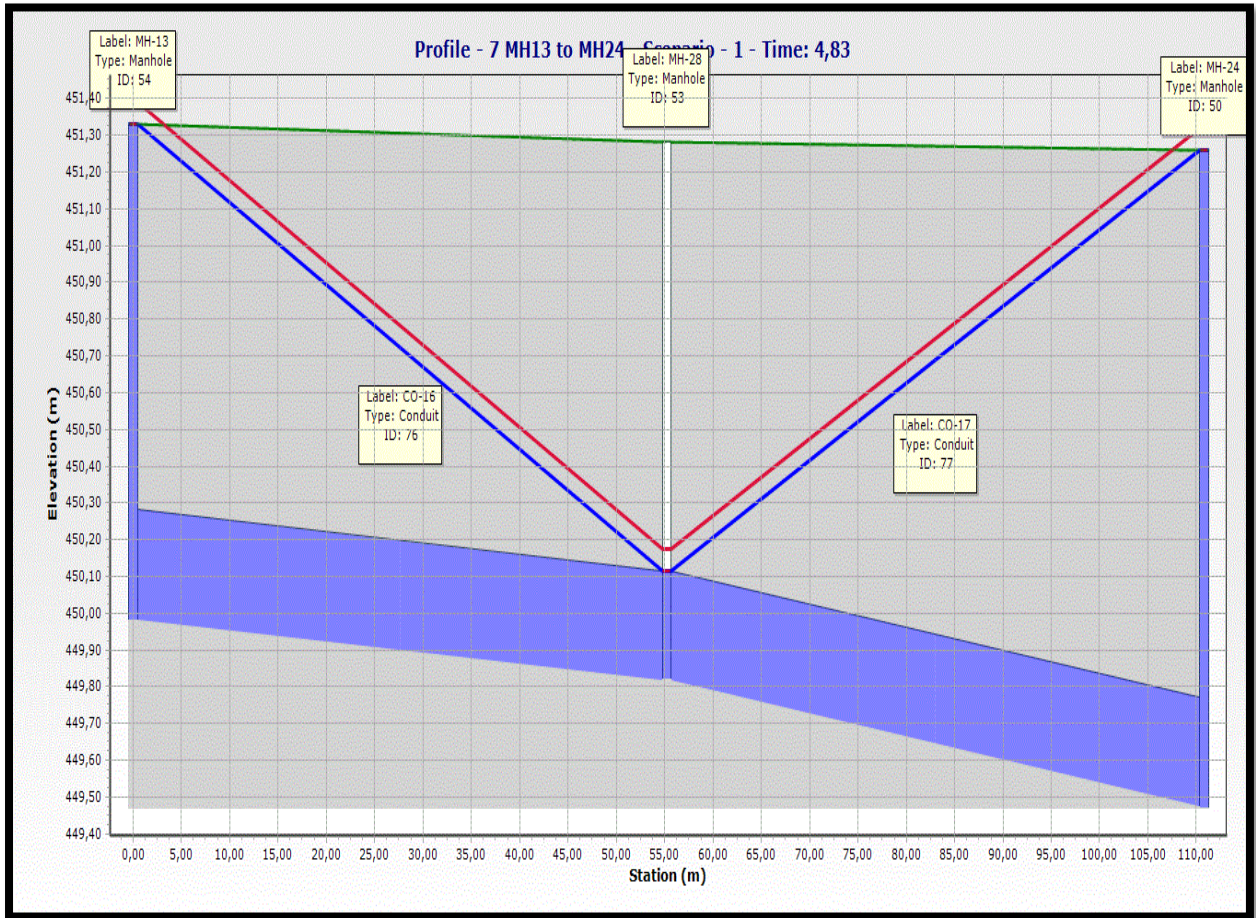


Figure IV. 15 Profil 7 : du regard MH13 au regard MH 24

La voie MH13 -MH24 précède l'évacuation des eaux vers le collecteur principal (MH24-O-1), de ce fait le débit dans cette voie est le plus élevé. Aussi, un débordement est signalé au niveau du regard MH24 comme indique dans le schéma ci-dessus.

Le volume débordé au niveau du regard MH24 est le plus élevé : $0.799 \cdot 10^6 L$ (Selon rapport du logiciel) pendant presque 6h.

Concernant la surcharge ; le rapport indique la conduite CO16, tandis que le schéma montre clairement que la conduite CO17 est également en surcharge (débit à pleine section, tirant d'eau maximal.)

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 8 : du regard MH19 au regard MH 24

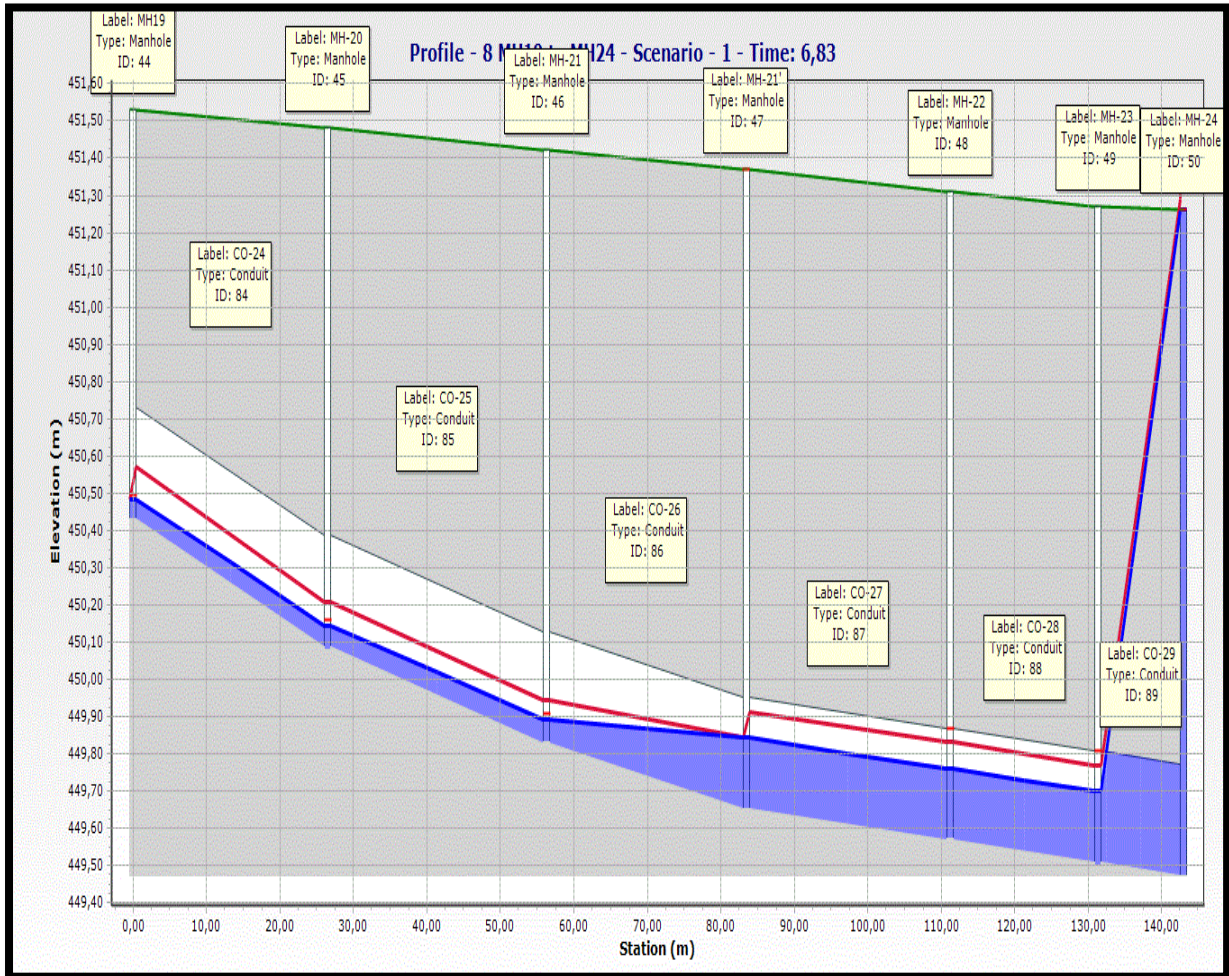


Figure IV. 16 Profil 8 : du regard MH19 au regard MH 24

L'examen de ce profil montre qu'un débordement a lieu au niveau du regard MH24 3h après le début de l'averse avec un volume de $0.799 \cdot 10^6$ L, il y a lieu de rappeler que le regard MH24 est une jonction entre la voie MH13 -MH24 et la voie MH19-MH24 ; ce regard est aussi le dernier regard avant le rejet vers le collecteur principal.

Selon le rapport du logiciel il y a surcharge au niveau des conduites CO27 et CO28. Mais selon le schéma ci-dessus seule la conduite CO29 est en surcharge (Q_{sp} , H_{max}).

Chapitre IV: Comportement du réseau étudié vis-à-vis des événements pluvieux extrêmes

Profil 9 : du regard MH24 au rejet (O-1) :

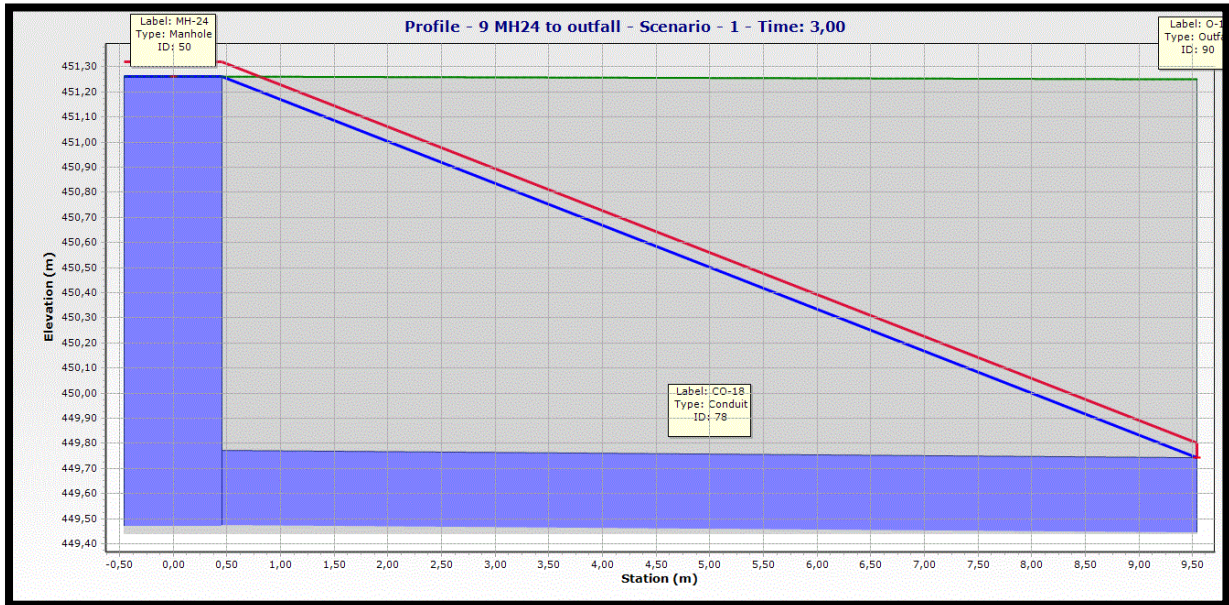


Figure IV. 17 Profil 8 du regard MH19 au regard MH 24

Dans ce profil situé entre le dernier regard du réseau (MH 24) et le rejet vers le collecteur principal, le débordement a lieu (comme indiqué précédemment) au niveau du regard MH24 en un temps maximum de 4 h :52 mn après le début de l'averse avec un volume de $0.799.10^6L$

La conduite CO18 étant la dernière avant le collecteur principal, est logiquement en surcharge.

IV.I.4. Conclusion :

Au vu des résultats obtenus pour les différents scénarios d'averse, nous pouvons conclure que l'utilisation du logiciel SEWER GEMS – méthode (SCS) est d'une grande utilité pour prévoir le comportement du réseau et donc prévoir toutes les conséquences d'une averse (débordement de regards, surcharge des conduites du réseau).

Toutefois, l'utilisation d'une telle procédure nécessite des données fiables : Enregistrement des précipitations récents et sur différentes durées.

Conclusion générale

A travers l'étude, objet du présent mémoire, nous avons pu constater que l'apport du logiciel SEWER GEMS, par rapport aux méthodes classiques de calcul de dimensionnement et d'évaluation d'un réseau d'assainissement, en termes de rapidité, efficacité et précision, est considérable.

En ce qui concerne le dimensionnement du réseau d'assainissement, bien que les résultats des méthodes classiques, basées sur des calculs longs et fastidieux même avec l'utilisation d'un tableur comme Excel., convergent avec ceux obtenus avec le logiciel SEWER GEMS, il faut, cependant, noter la célérité et la précision avec laquelle ces résultats sont obtenus avec le logiciel.

Mais là où le logiciel SEWER GEMS est incomparable par rapport aux méthodes classiques, c'est dans la prévention du comportement d'un réseau d'assainissement vis-à-vis d'événements pluvieux extrêmes (averses) à travers l'édition de profils en long de toutes les voies du réseau (profils animés).

En effet, le logiciel nous permet de prévoir les phénomènes d'inondation des regards, et d'éclatement des conduites dues à des surcharges lors d'averses de pluie importantes.

Ces phénomènes d'une importance capitale pour les responsables concernés d'une localité donnée sont décrits avec une grande précision tant en termes d'espace (lieu), que de temps (durée de temps après le début de l'averse) et de volume.

En plus du rapport détaillé sur les regards inondés et les conduites en surcharge,

Le logiciel fournit les profils en long de chaque tronçon du réseau ou figurent l'ensemble des informations des tronçons (N° du regard et de la conduite), mais aussi des informations purement hydraulique (Ligne piézométrique, Ligne de charge) ainsi que le déroulement animé et imagé du phénomène depuis le début de l'averse jusqu'à l'inondation du regard.

Si la méthode classique ne peut donner une telle appréciation du comportement du réseau, il y a lieu, cependant, de préciser que les résultats obtenus avec le logiciel dépendent de la fiabilité et de la précision des données fournies à ce dernier (Enregistrement des précipitations des pluies, période de retour).

Conclusion générale

A la fin, nous sommes persuadés que ce logiciel peut donner beaucoup plus d'informations et de résultats, cependant, nous recommandons d'assurer des formations sur cet intéressant outil aux étudiants par des professionnels du secteur.



Références bibliographiques

- [1] <https://www.erp-services.fr/reseau-dassainissement/> consulté le 11/02/2024
- [2] DEROUNI, F., 2004 « Cours d'assainissement », Ecole Nationale supérieure de l'hydraulique de Blida
- [3] <https://fr.scribd.com/document/394459030/Ouvrages-d-Assainissement-en-Beton>
OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT EN BÉTON Assainissement collectif Conception et réalisation Tome 1 consulté le 15/02/2024
- [4] <https://www.alamyimages.fr/photos-images/robert-k.html?sortBy=relevant> Robert K. Chin / Alam Banque D'Images consulté le 01/03/2024
- [5] <https://tpdemain.com/module/les-reseaux-gravitaires/> Boumian M, 2014-2015, «Cours sur les réseaux d'assainissement », cours de l'assainissement, uni de Tlemcen.
- [6] Mémoire master Etude d'un réseau d'assainissement et aménagement d'un canal d'évacuation pour la zone Est de la commune de Tizi-Ouzou, 2019 "Ifrek, Said", "Maacha, Nazim".
- [7] Etude de simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide du logiciel SWMM (Stormwater Management Model), Mémoire de master en hydraulique, Université de Tlemcen. 2017, FANDI Hasna Safaa et BENAZZA Fatima Zohra
- [8] GOMELLA. C; GUERREE.H, 1986 " Guide d'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales (tome 1)», EYROLLES, Paris.
- [9] <https://www.facebook.com/676936769085433/posts/13-diff%C3%A9rent-sch%C3%A9ma-d%C3%A9vacuation-1-sch%C3%A9ma-perpendiculaire-il-est-adopt%C3%A9-pour-les-1442268435885592/> consulter le 12/02/2024
- [10] 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. (2007) ABDOUL R, HALIDOU M, ,
- [11] http://elearning.univ-biskra.dz/moodle2019/pluginfile.php/24751/mod_resource/content/1/chapitre%20%20Ouvrages%20principaux%20et%20annexes.pdf consulter le 12/02/2024
- [12] Étude du réseau d'assainissement de la ville de Sidi Hamad W. Blida, mémoire d'ingénieur en hydraulique, école nationale supérieure d'hydraulique, Blida, 2008 BELARBI H
- [13] Mémoire master Etude du réseau d'assainissement de la ville d'Ain Beida Agriche W. De Mila 2020, Manel BOUGHAZI .
- [14] <https://www.archiexpo.fr/prod/cpm-group-ltd/product-69767-567485.html> consulté le 16/02/2024

References bibliographiques

- [15] LAKEHAL Moussa POLYCOPIE DU COURS ASSAINISSEMENT
- [16] <https://www.maison-travaux.fr/sequiper/conseils-pratiques/plomberie-specificites-tuyaux-pvc-fp-201144.html> consulté le 16/02/2024
- [17] <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/2013/03/les-ouvrages-dassainissement.html> consulté le 16/02/2024
- [18] ASTEE, 2017, Mémento 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 ASTEE, France.
- [19] <https://www.cstp.fr/regards-de-visite/> consulté le 19/02/2024
- [20] <https://www.cstp.fr/regards-de-visite/> consulté le 19/02/2024.
- [21] Mémoire Diagnostic et Extension du Réseau d' Assainissement logements participatifs de la cité: CHOUHADA (commune d'El-oued) 2014 "Sahraoui, Bachir" , "Ahmed, EL Hadi", "CHELBI, ABDERRAHMANE" .
- [22] <https://hamiltonkent.com/fr/4-detaills-que-vous-devez-savoir-sur-les-connexions-de-tuyau-a-regard/> consulté le 19/02/2024.
- [23]:[http://www.ebookbrowse.net/int-77-284-instruction-technique-relative-reseaux-D'assainissement -agglomérations-pdf-d190581247](http://www.ebookbrowse.net/int-77-284-instruction-technique-relative-reseaux-D%27assainissement-agglom%C3%A9rations-pdf-d190581247). Consulté le 19/02/2024.
- [24] Livre Mémento de l'assainissement ,Julien Gabert , Nogent-sur-Marne,2017.
- [25] :<https://www.istockphoto.com/fr/photo/perc%C3%A9-des-%C3%A9gouts-de-1%C3%A9coutille-en-hiver-gm1190590632-337570251> consulté le 19/02/2024.
- [26] : PDF POLYCOPIE DU COURS COUR traitement et épuration de l'eau Dr. BESSEDIK_Madanihttps://www.researchgate.net/publication/337171276_Traitement_de_l'eau_L3_2017
- [27] Livre les réseaux d'assainissement calcul, applications, perspectives. BOURRIER R, EDITIONS TEC ET DOC LAVOISIER. PARIS 2008
- [28] [cerema_le_dimensionnement_des_reseaux_d_assainissement_pour_les_agglomerations_.pdf](#) KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80) 2014
- [29] Mémoire Etude, d'un réseau d'assainissement du KSAR de BENI MELOUK (commune de TIMIMOUN) 2023 SOUILEM,SALIMA HRIZ,KHEDIDJA .
- [30] : Mémoire ETABLISSEMENT DES COURBES IDF ET DE LA PLUIE DE PROJET POUR LE BASSIN DE GUELMA 2015,BENZAID, BARIZA.

References bibliographiques

- [31] : <http://wiklimat.developpement-durable.gouv.fr/images/4/4a/Idf.JPG> consulté le 20/02/2024
- [32] :cerema_le_dimensionnement_des_reseaux_d_assainissement_pour_les_agglomerations_.pdf KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80) 2014
- [33] KERLOC' H B, MAELSTAF D, 1977, Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, C.E.T.E. Nord - PICARDIE.
- [34] <https://docs.bentley.com/LiveContent/web/Bentley%20SewerGEMS%20SS5-v2/en/GUID-F9FD8A0AA89A445D9F045804337204E1.html> consulté le 24/02/2024.
- [35] <http://www.ijste.org/articles/IJSTEV2I1052.pdf>, consulté le 24/02/2024.
- [36] BADACHE K, BOUALIAM, 2019, Modélisation de la performance du réseau de Drainage de la cité 672 logt AADL Azk aban par Sexera. Mémoire de master en Hydraulique, Université Baji Mokhtar – Annaba
- [37] <http://fr.bentley.com/> consulté le 26/02/2024
- [38] URBAT, 2024, Rapport permis de lotir parc industriel d'Oued Bendamou Maghniyya Willaya de Tlemcen.
- [39] https://www.routard.com/guide_voyage_lieu/20555-maghnia.htm consulté le 03/03/2024.
- [40] URBAT, 2024, rapport de révision MAGHНИЯ
- [41] : L'URBAT 2019 Rapport permis de lotir parc industriel d'Ouled Bendamou Maghniya willaya de Tlemcen.
- [42] : Mémoire Etude, d'un réseau d'assainissement du KSAR de BENI MELOUK (commune de TIMIMOUN) 2023 SOULEM,SALIMA HRIZ,KHEDIDJA .
- [43] MARC S et BECHIR S., 2006 : Guide technique d'assainissement, Edition le Moniteur. Paris
- [44] Mémoire master Étude Et Dimensionnement Du Réseau D'assainissement Séparatif Des Eaux Usées De La Cité El-rabta Commune De Jijel -wilaya De Jijel ,2020- Laouici,abderraouf .Lahouiri,abdelhalim .
- [45] : Polycopie de cours Assainissement Urbain DR MOKADEM Maamar 2020 https://www.univ-usto.dz/images/coursenligne/AU_MM.pdf
- [46] Etude de la pluviométrie journalière dans le bassin versant de la TAFNA, Mémoire de Magister en hydraulique, Université de Tlemcen. BELARBI Fadila, 2010