



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**ETUDE DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT DE LA NOUVELLE
VILLE BOUMENGOCHE -POS1-PARTI OUEST- (W. TISSEMSILT)**

Présenté par :

TARED Abdelkader

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MOKRANE Wahiba	M.C.B	Présidente
SALHI Chahrazed	M.C.B	Examinatrice
KADI Latifa	M.A.A	Examinatrice
TOUMI Samir	M.C.B	Promoteur

Session Juillet 2024

DÉDICACE

Chaque fois que nous franchissons une étape importante de notre vie, nous effectuons une certaine pose regardons en arrière et souvenons-nous de toutes ces personnes qui ont participé avec nous tous les bons moments de notre existence, surtout les mauvais. Ces gens ceux qui nous ont aidés sans qu'on le leur dise, nous ont soutenus sans réserve, nous ont aimés sans compter, ceux-là des gens à qui notre bonheur vient directement, et à qui notre malheur est en nous, en eux, il se tourne vers les larmes.

Je dédie cette humble note à tous ceux qui m'ont soutenu.

Tout d'abord, à ma chère mère, à qui je dois tant pour ces sacrifices Son amour, son aide et son soutien tout au long de mon parcours académique, sans lesquels j'avoue que je ne serais pas qui je suis aujourd'hui.

À mon cher père, qui n'a ménagé aucun effort pour m'éduquer il m'a guidé tout au long de ma carrière.

À tous mes frères qui étaient mon bras droit et à toute ma famille sans exception.

À tous mes amis de l'ENPO, dirigé par Youssef Hamdache, Mohamed Rebbouh, Hamaidia Souhaib, Sabiro Hadjba, Adel Allak et Anis Irenaten.

À tous mes amis de l'ENSH, dirigés par laïd Toumi, Amin Seddiki, Samir Zabat, Otheman Kowache, Sofain Khaïther, Kamal Kchantar, et à tous mes amis du club BGC et..... La liste est très longue,

Merci à tous.

TARÉD ABDELKADER

Remerciement

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant qui m'a donné de l'ambition

La volonté de faire ce travail humble, fait avec amour et passion honnêteté.

Je remercie également mon promoteur, Monsieur TOUMI S., pour ses conseils et informations qui m'ont aidé et facilité ce travail.

Je remercie également les membres du jury qui m'évalueront un travail.

Je tiens à remercier tous les professeurs de l'ENSH qui m'ont formé et soutenu durant mes études.

Je n'oublier pas de remercier les ingénieurs Abdel Hamid chaker et Rabeh chata pour tous les conseils et instructions prodigués lors des sessions de formation des stages.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

Que Dieu vous bénisse et qu'Allah vous récompense. Merci beaucoup.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale _____ 1

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction _____ 3

I. Situation géographique de Tissemsilt _____ 3

II. Localisation de la zone d'étude _____ 3

III. Situation topographique _____ 5

IV. Situation géologique _____ 5

V. Sismicité _____ 5

VI. Situation Climatique _____ 6

VI.1. Climat _____ 6

VI.2. Température _____ 6

VI.3. Pluviométrie _____ 7

VI.4. L'évaporation _____ 7

VI.5. Vent _____ 8

VII. Situation hydraulique _____ 8

VII.1. Alimentation en eau potable _____ 8

VII.2. Assainissement : _____ 9

Conclusion _____ 9

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction _____ 11

I. Choix de la période de retour _____ 11

II. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations _____ 11

II.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement _____ 12

II.1.1. Analyse des données statistiques _____ 12

II.1.2. Caractéristiques statiques de série _____ 13

II.1.3. Vérification de l'homogénéité de la série _____ 14

II.1.4. Ajustement de la série _____ 16

III. Choix de la loi d'ajustement _____	19
IV. Calcul de l'intensité des averses de courte durée pour différentes périodes de retour ____	20
V. Intensité moyenne maximale _____	21
Conclusion _____	21

CHAPITRE III : Calcule des éléments de base

Introduction _____	22
I. Situation démographique _____	22
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires _____	22
III. Système d'évacuation des eaux _____	23
III.1. Les différents systèmes d'assainissement _____	23
III.2. Choix du système d'assainissement _____	25
IV. Schéma d'évacuation _____	26
IV.1. Les différents schémas d'assainissement _____	26
IV.2. Le choix du schéma d'évacuation _____	28
V. Le coefficient de ruissellement : _____	28
V.1. Évaluation du coefficient de ruissellement _____	28
V.2. Évaluation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin _____	30
VI. Estimation de la population pour chaque sous bassin _____	31
Conclusion _____	31

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction _____	33
I. Origine et nature des eaux à évacuer _____	33
I.1. Les eaux usées _____	33
I.2. Les eaux pluviales _____	35
II. Estimation des débits des eaux pluviales _____	35
II.1. La méthode rationnelle _____	35
II.2. Choix de la méthode _____	38
II.3. Calcul des débits pluviaux _____	38
III. Estimation des débits des eaux usées _____	39
III.1. Débits des eaux usées domestiques _____	40
III.2. Débits des eaux usées des équipements publics _____	40
III.3. Débits des eaux parasites _____	41
III.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer _____	42
Conclusion _____	43

CHAPITRE V : Calcule hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction	45
I. Conception d'un système d'assainissement	45
II. Mode de dimensionnement des canalisations	46
II.1. Base de calcul	46
II.2. Formule de MANNING-STRICKLER	46
II.3. Formule de BAZIN	48
III. Conditions d'implantation des réseaux	49
IV. Conditions d'écoulement et de dimensionnement	49
V. Résultats du dimensionnement	49
Conclusion	59

CHAPITRE VI : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction	61
I. Les ouvrages principaux	61
I.1. Les canalisations	61
I.2. Type de canalisations	61
I.3. Choix du type de canalisations	62
I.4. Joints des conduites	62
I.5. Les essais de conduites préfabriqués	64
II. Les ouvrages annexes	65
II.1. Les ouvrages normaux	65
II.1.1. Les regards	65
II.1.2. Les bouches d'égout	67
II.1.3. Les branchements particuliers	67
II.1.4. Les caniveaux	68
II.2. Les ouvrages spéciaux	68
II.2.1. Les déversoirs d'orage	68
II.2.2. Emplacement de déversoirs d'orage	70
II.2.3. Choix du type de déversoir d'orage	71
Conclusion	73

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif

Introduction	75
I. Emplacement des canalisations	75
II. Exécution des travaux	75
II.1. Manutention et stockage des conduites	75
II.2. Décapage de la couche de terre végétale	76
II.3. Emplacement des piquets	76
II.4. Exécution des tranchées et des fouilles des regards	76
II.5. Aménagement du lit de sable	76
II.6. Pose des canalisations	77
II.7. Assemblage des canalisations	77
II.8. Essai d'étanchéité	77
II.9. Réalisation des regards	77
II.10. Remblayage et compactage	78
III. Choix des engins	78
IV. Calcul des différents volumes des travaux	81
IV.1. Volume du décapage de la couche végétale	81
IV.2. Volume du déblai des tranchées	81
IV.3. Volume occupé par le lit de sable	81
IV.4. Volume occupé par les collecteurs	81
IV.5. Volume de l'enrobage	82
IV.6. Volume du remblai de protection	82
IV.7. Volume excédentaire	82
V. Devis quantitatif et estimatif	83
VI. Planification du projet	84
VI.1. Technique de la planification	84
VI.2. La méthode de calcul basée sur le réseau	85
VI.3. Définitions des tâches et leurs durées	86
Conclusion	89
Conclusion générale	90
Références bibliographiques	91
Annexe	92

ملخص

تشهد مدينة تيسمسيلت تزايدا سريعا في عدد السكان، مما يجعل إنشاء مدن جديدة أمرا ضروريا لتلبية حاجيات السكان. تهدف هذه المذكرة إلى تصميم شبكة صرف صحي موحدة للمدينة الجديدة بومنقوش بالمنطقة 1 في ولاية تيسمسيلت، ستؤدي هذه الشبكة إلى تصريف مياه الأمطار ومياه الصرف الصحي إلى نقطة التصريف، ثم فصلهما لإخلاء مياه الأمطار نحو المجرى المائي ومياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة.

لتحقيق هذا الهدف، قمنا بجمع البيانات اللازمة وتقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها وحساب الأبعاد وتنفيذ مخطط الشبكة وفقا للمقاييس المعمول بها. كما قمنا بتقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية ومدة الإنجاز.

الكلمات المفتاحية: المدينة الجديدة بومنقوش - شبكة الصرف الصحي - نظام تصريف المياه

Résumé

La ville de Tissemsilt connaît une croissance démographique rapide, ce qui rend nécessaire l'implantation de nouvelles villes pour répondre aux besoins de la population.

L'objectif de ce mémoire est de concevoir un réseau d'assainissement unitaire pour la nouvelle ville de Boumengouche (POS1 Parti Ouest) dans la wilaya de Tissemsilt. Ce système permettra d'évacuer les eaux usées et pluviales vers un point de rejet, puis de les séparer pour évacuer les eaux pluviales vers le cours d'eau et les eaux usées vers la station d'épuration.

Pour atteindre cet objectif, nous avons collecté les données nécessaires, estimé le volume des débits à évacuer, calculé les dimensions et mis en œuvre le plan du réseau selon les normes établies. Nous avons également évalué le projet sur le plan économique en estimant le coût total et la durée de la réalisation.

Mots clés : nouvelle ville de Boumengouche – réseau d'assainissement – système d'évacuation des eaux.

Abstract:

The city of Tissemsilt is witnessing a rapid increase in population, which makes the establishment of new cities necessary to meet the needs of the population.

The objective of this thesis is to design a unitary sewage network for the new city of Boumengouche (POS1) in the wilaya of Tissemsilt. This system will collect and discharge both wastewater and stormwater to a discharge point, and then separate them to discharge stormwater to the stream and wastewater to the treatment plant.

To achieve this objective, we collected the necessary data, estimated the volume of flows to be discharged, calculated the dimensions, and implemented the network plan according to established standards. We also evaluated the project from an economic perspective by estimating the total cost and completion period.

Keywords : new city of Boumengouche – sewage network – water drainage system

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la région de Tissemsilt (2002-2016)	7
Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles (1990-2020)	7
Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation (2002-2016)	7
Tableau I-4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (2002-2016)	8

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Identification de la station de Tissemsilt	12
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Tissemsilt) 1990-2020	13
Tableau II-3 : Caractéristiques de la série	14
Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane	15
Tableau II-5 : Résultat du test de χ^2 (Hyfran)	18
Tableau II-6 : Les pluies de différentes périodes de retour et leurs intensités	19

CHAPITRE III : calcul des éléments de base

Tableau III-1 : Avantages et inconvénients du système unitaire	23
Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système séparatif	24
Tableau III-3 : Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	28
Tableau III-4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	29
Tableau III-5: Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	29
Tableau III-6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	30
Tableau III-7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin	30
Tableau III-8 : Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin	31

CHAPITRE IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	38
Tableau IV-2 : Les débits des eaux usées domestiques	40
Tableau IV-3 : Les débits des eaux usées des équipements publics	41
Tableau IV-4 : Débits des eaux parasite	42
Tableau IV-5 : Les débits totaux des eaux usées	42

CHAPITRE V : Calcule hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté	51
---	----

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif	83
Tableau VII-2 : Les paramètres de la méthode C.P.M	85
Tableau VII-3 : Les symboles et les durées de différentes opérations	86
Tableau VII-4 : Détermination des délais	87

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 Carte de la situation géographique de Tissemsilt	4
Figure I-2 Localisation la zone d'étude (POS1 Parti Ouest)	5
Figure I-3 : Carte de zonage sismique du territoire national et localisation de la région d'étude	6

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	15
Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	16
Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV	17

CHAPITRE III : calcule des éléments de base

Figure III-1 : Le système unitaire	23
Figure III-2 : Le système séparatif	24
Figure III-3 : Le système pseudo-séparatif	25
Figure III-4 : Schéma perpendiculaire	26
Figure III-5 : Schéma par déplacement latéral	26
Figure III-6 : Schéma oblique	27
Figure III-7 : Schéma radial	27
Figure III-8 : Schéma par zones étagées	27

CHAPITRE VI : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en béton	63
Figure VI-2 : Joints de tuyau en grès	63
Figure VI-3 : Joints Everitube et Eternit	64
Figure VI-4 : Exemple d'un regard simple	65
Figure VI-5 : Une bouche d'égout sans décantation	67
Figure VI-6 : Un branchement simple	68
Figure VI-7 : Schéma du déversoir d'orage	68
Figure VI-8 : Exemples de déversoir frontal	69
Figure VI-9 : Exemple de déversoir à seuil latéral	69
Figure VI-10 : Exemple de déversoir à double seuil	70

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif.

Figure VII-1 : Pose du lit de sable_____	76
Figure VII-2 : Niveleuse_____	79
Figure VII-3 : Pelle à chenille_____	79
Figure VII-4 : Chargeuse_____	80
Figure VII-5 : Compacteur à rouleaux lisses_____	80
Figure VII-6 : Réseau a noeud_____	88

Liste des planches

Planche n°1/4 : Plan de masse de la zone d'Eude.

Planche n°2/4 : Tracé du réseau d'assainissement projeté.

Planche n°3/4 : Profil en long du collecteur principal.

Planche n°4/4 : Ouvrages annexes.

Introduction générale

L'assainissement est un domaine essentiel qui a pour objectif de gérer de manière appropriée les eaux usées et pluviales afin de préserver la santé publique, la biodiversité et l'atmosphère. La croissance rapide de la construction de logements, qu'ils soient sociaux ou privés, dans la wilaya de Tissemsilt, comme dans tant d'autres zones urbaines en Algérie, entraîne une augmentation considérable des émissions d'eaux usées et pluviales. La croissance de la population et des villes souligne l'importance d'une gestion efficace de ces eaux pour prévenir les dangers pour la santé et l'environnement.

Ce mémoire va être rédigé dans ce contexte précis, dans le but de créer un système d'évacuation des eaux usées et pluviales pour le POS1 (Parti Ouest) de la nouvelle ville de Boumengouche, dans la wilaya de Tissemsilt.

Dans cette optique, le travail a été mené selon une méthodologie en trois étapes. D'abord, une présentation détaillée de la zone d'étude a été effectuée afin de mieux appréhender les particularités géographiques, démographiques et environnementales qui impactent la gestion des eaux. Un plan d'évacuation a ensuite été développé afin de définir la manière la plus efficace de collecter, transporter et évacuer les eaux usées et pluviales. Finalement, des études approfondies ont été réalisées afin de déterminer les divers débits à évacuer, et le dimensionnement du réseau unitaire a été effectué en conséquence.

Ce mémoire est une contribution essentielle à la planification et à la gestion des ressources hydriques dans la région de Tissemsilt, notamment dans le contexte de la croissance urbaine. Il met en évidence l'importance de mettre en place une planification efficace de l'assainissement afin d'assurer la santé publique, la préservation de l'environnement et la pérennité des infrastructures urbaines.

CHAPITRE I :



**Présentation de
la zone d'étude**

Introduction :

Tout projet en hydraulique nécessite une présentation de la zone d'étude. C'est une description complète du site. en prenant en compte ses dimensions géographiques. Topographiques, géologiques, climatiques, démographiques et hydrauliques. Cette description permet d'identifier de manière précise les éléments qui impacteront la conception du projet.

I. Situation géographique de Tissemsilt :

Tissemsilt est une commune de la wilaya de Tissemsilt dont elle est le chef lieu.

Elle située est située à 245 km au sud - ouest d'Alger, au niveau de la partie septentrionale du plateau du Sersou, à une altitude de 900 m avec une superficie de 216 km² et sa population est d'environ 119700 habitants (données 2023).

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par La commune de Ouled Bessem.
- Au Sud elle partage ses frontières avec la wilaya de Tiaret.
- A l'Ouest par Ammari.
- A l'Est par la La commune Khemisti.

(Voir le figure I-1).

II. Localisation de la zone d'étude :

La zone d'étude (POS 1 Parti Ouest) est localisée dans Nord-Est de la ville de Tissemsilt. à environ 4 km du chef-lieu de Wilaya. couvrant une superficie totale estimée à 36.5 hectares.

Les limites de la zone d'étude sont les suivantes :

- Au Nord la route national 14 et une station d'épuration.
- l'as Ain el Karma à l'ouest.
- Le centre d'enfouissement technique au sud.
- Le reste de l'extension du PDAU +terrain agricole à l'Est.

(Voir le figure I-2).

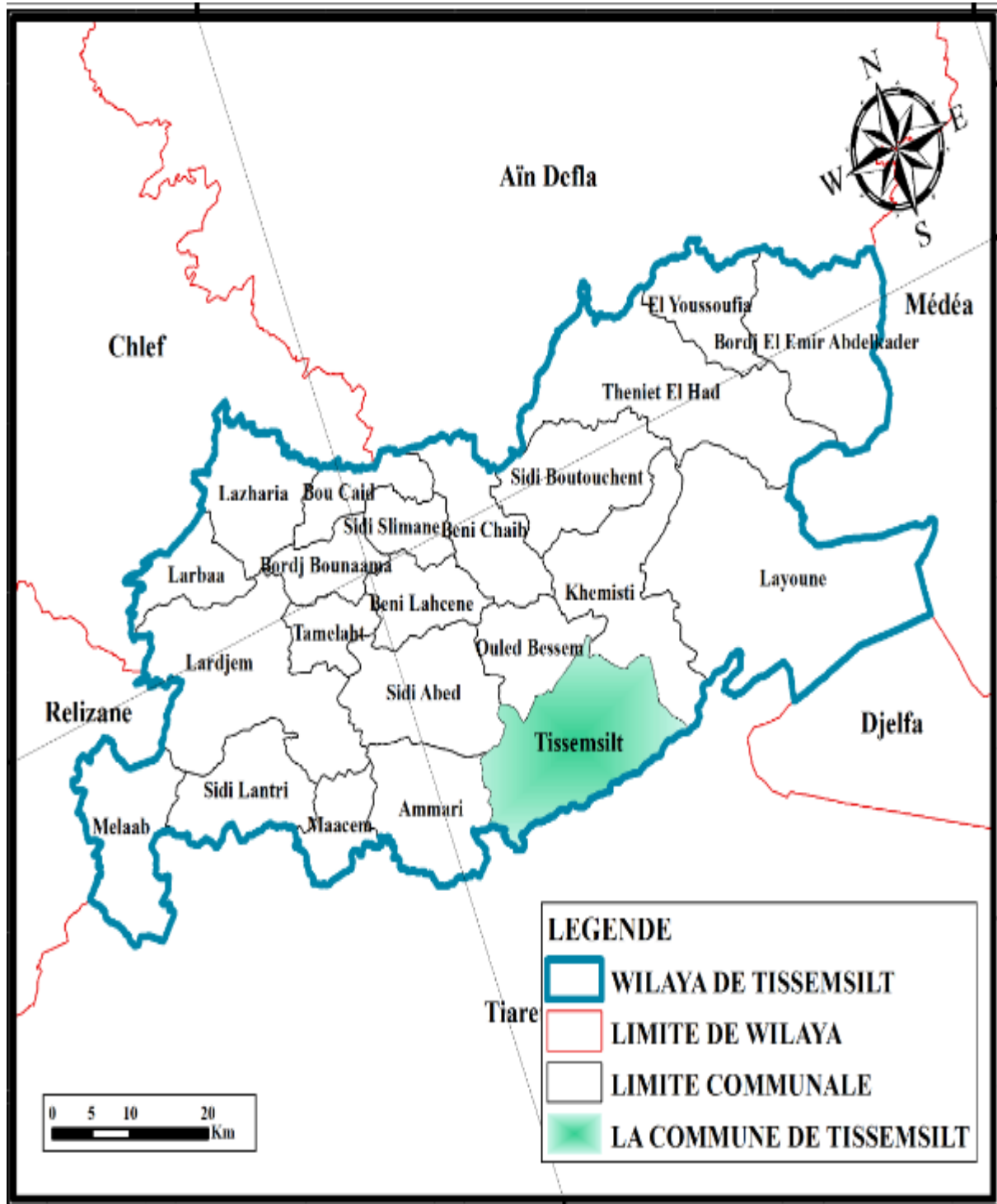


Figure I-1 : Carte de situation géographique de la wilaya de Tissemsilt.

Source : Bureau d'étude URUBATIA (2023)



Figure I-2 : Localisation la zone d'étude (POS1 Parti Ouest)

Source : Bureau d'étude URUBATIA (2023)

III. Situation topographique :

La zone d'étude présente une pente moyenne d'environ 4 %. ce qui implique une pente douce du point culminant de la ville à son point inférieur.

La ville est située entre 830 et 960 mètres d'altitude. ce qui signifie que le point le plus bas de la ville est à 830 mètres et le point le plus haut à 960 mètres. La ville présente donc un dénivelé total de 130 mètres.

IV. Situation géologique :

Les formations géologiques dominantes dans la région de Tissemsilt sont essentiellement des roches sédimentaires. issues de l'accumulation sédimentaire au fil du temps. Le potentiel minéral de cette région est important. avec notamment du calcaire. de l'argile. du gypse. et éventuellement des minerais métalliques comme le plomb. le zinc et le fer.

V. Sismicité :

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdès et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante (Voir carte de zoning sismique ci-après). soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible

-Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne

-Zone III : Sismicité élevée

- La région d'étude est située dans la zone sismique IIa. Cette partie est caractérisée par des terrains à moyenne sismicité.

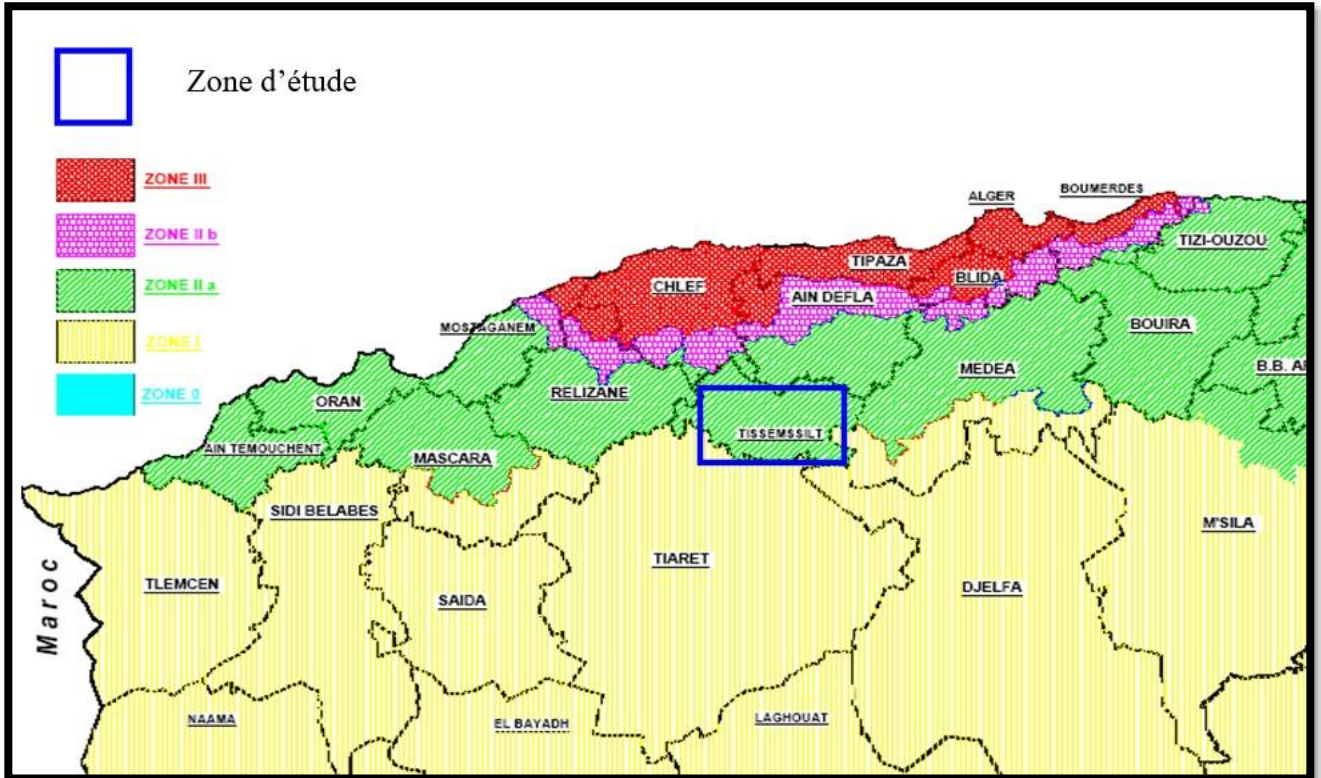


Figure I-3 : Carte de zonage sismique du territoire national et localisation de la région d'étude

Source : CGS (2003)

VI. Situation Climatique :

VI.1. Climat :

La région de Tissemsilet n'a pas de station météorologique propre. il est fréquent d'utiliser les données d'une station météorologique proche qui présente des conditions climatiques similaires. Les données de la station météorologique de Bou Chekif Tiaret sont utilisables. car elle présente des caractéristiques climatiques similaires.

La station climatique est : 605110

L'altitude est de 1127 mètres d'altitude.

VI.2. Température :

La température est un facteur important à prendre en compte. car elle affecte la viscosité de l'eau. Les informations concernant les changements mensuels de température ont été collectées à partir de la station météorologique de Tiaret. comme illustré dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la température de la région de Tissemsilt (2002-2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenn einter- annuelle (°C)
Moy.(°C)	20.45	15.5	10.2	7.06	6.11	7.01	10.03	11.57	17.03	22.61	26.61	26.7	15.07
Min.(°C)	27.88	17.78	15.94	12.6	11.4	13.35	16.98	18.65	24.76	30.55	34.83	34.41	21.59
Max.(°C)	14.13	7.28	5.2	1.54	1.95	1.54	3.29	4.6	9.26	13.85	17.25	17.95	8.15

Source : ONM Tiaret (2023)

- Selon le tableau au-dessus. on peut distinguer : Les températures les plus élevées sont observées entre juin et septembre. avec un maximum enregistré en août (26.27°C) ; le minimum est atteint en janvier (6.11°C).

VI.3. Pluviométrie :

L'analyse des précipitations est essentielle. Elle évalue les écoulements des rivières et les apports des barrages pour l'irrigation. ainsi que la capacité du milieu récepteur à absorber les quantités d'eau usée.

Les données des précipitations mensuelles en millimètres sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau I-2 : Précipitations moyennes mensuelles de la région de Tissemsilt (1990-2020)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P (mm)	44.11	36.68	33.68	42.16	46.93	33.06	25.11	43	22.4	4.11	6.11	12.52	345.76

Source : ANRH ALGER (2023)

- Selon l'analyse des données pluviométriques. on observe que la pluviométrie maximale est observée en Janvier (46.93mm). tandis que le minimum est atteint en Juillet (6.11mm).

VI.4. L'évaporation :

Le tableau ci-après montre les valeur moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation.

Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et annuelles de l'évaporation de la région de Tissemsilt (2002-2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Av r.	Mai	Juin	Juil.	Août	MA
E(mm)	267.8	151.3	115	87.6	92.5	102.6	158.5	187	216.3	373.5	461.2	440.7	2654.2

Source : ONM Tiaret (2023)

➤ Selon les valeurs de tableau, il est clair que l'évaporation est plus importante pendant l'été. Son maximum se situe en juillet avec une épaisseur de 461.2mm et son minimum se situe en janvier avec une épaisseur de 92.5mm. L'évaporation moyenne annuelle s'élève à 2654.2 mm.

VI.5. Vent :

Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes et maximales du vent.

Tableau I-4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents de la région de Tissemsilt (2002-2016)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Annuel
Vmoy(m/s)	4.03	3.73	4.78	4.26	5.57	4.92	4.33	4.88	4.15	3.92	3.98	3.97	4.29
Vmax(m/s)	26.88	15.6	24.6	24	24.75	21.2	23.25	26	24.38	24.5	23	25.88	23.68

Source : ONM Tiaret (2023)

➤ Les vents sont principalement orientés Nord/Ouest dans la région. La vitesse moyenne annuelle du vent est de 4.29 m/s.

VII. Situation hydraulique :

VII.1. Alimentation en eau potable :

Pour la Commune de Tissemsilt le réseau d'alimentation est composé deux chaînes nécessaires.

➤ **La chaîne de refoulement de Rechaiga :**

Conçue principalement pour fournir de l'eau potable à la ville de Tissemsilt, à partir du champ de captage de Rechaiga (wilaya de Tiaret), elle mesure 35 km de long et des diamètres de 500 mm, 250 mm, 200 mm et 450 mm.

➤ **La chaîne de refoulement Koudiet Rosfa :**

L'objectif de cette chaîne est d'assurer l'alimentation en eau potable de l'agglomération principale de Tissemsilt, ainsi que des agglomérations secondaires telles que Ain Kerma, VSA Béni Maida, VSA Oum El Alou, ainsi que des zones éparses telles que Ouled Yousef, El Hraiz et Mokrane. La source d'alimentation provient du barrage Koudiet Rosfa, sur une longueur de 18.320 km.

En ce qui concerne le stockage, Tissemsilt dispose de 16 installations de stockage d'une capacité de 20500 m³/j.

➤ Le Réseau d'AEP du POS1 sera alimenté à partir d'un réservoir d'eau projeté d'une capacité de 50000 m³.

VII.2. Assainissement :

La ville de Tissemsilt dispose d'un réseau d'assainissement de 112.50 km de long. avec des diamètres allant de Ø 500. Ø 600. Ø 700. Ø 800. Ø 1000. Ø 1250. Ø 1500. Ø 2000.

La partie Nord de l'agglomération est desservie par deux collecteurs linéaires de diamètre Ø 2000 qui déversent vers la STEP. La zone Ouest est desservie par des collecteurs de diamètre Ø 500 Ø 600 Ø 1000 reliés au déversoir d'orage. dont les rejets se font directement vers l'oued de Nahr Ouassel.

Dans la zone Est et Centre de l'agglomération. les rejets sont dirigés vers la STEP à travers des collecteurs de diamètres de Ø 600. Ø 1000. Ø 1250 et Ø 1500.

Conclusion :

Dans ce chapitre. nous avons présent un aperçu global de la zone d'étude. établi les caractéristiques requises du site et établi les données fondamentales pour le projet de dimensionnement et de conception du réseau d'assainissement du POS1 (Parti Ouest) de la nouvelle ville Boumengouche. en respectant les normes de santé publique et de l'environnement.

CHAPITRE II :



**Etude
hydrologique**

Introduction :

En général, l'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, avec une attention particulière pour les relations entre l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol. Elle porte également un intérêt pour l'évaluation de ses diverses circulations.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est essentielle pour établir l'intensité moyenne maximale à partir de l'analyse des pluies extrêmes et des averses. De cette manière, en optant pour la période de retour appropriée afin de préserver le réseau des risques de fortes crues.

I. Choix de la période de retour :

La période de retour correspond à la durée nécessaire à la manifestation d'une averse d'une intensité spécifique. De surcroît, la durée de retour du réseau d'évacuation est le fruit d'une analyse technico-économique qui permet d'estimer le débit de ruissellement requis.

Afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau. En ce qui concerne l'assainissement, la durée de retour est généralement de 10 ans.[2]

II. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

Pour l'analyse d'une averse, il est nécessaire de calculer les intensités moyennes pour différentes valeurs échelonnées de l'intervalle de confiance Δt . [2]

On définit l'intensité moyenne en fonction de la hauteur d'eau tombée pendant une période donnée.

Donnée soit :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

i : Intensité moyenne en [mm/h].

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation ;
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.1. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.1.1. Analyse des données statistiques :

Pour analyser les précipitations en assainissement, il est nécessaire d'avoir une série pluviométrique qui inclut les précipitations maximales journalières sur une période maximale de temps.

La série pluviométrique de la station pluviométrique de la ville Tissemsilt, dont le code station est : 011006, est utilisée comme base de calcul, avec une période de fonctionnement de 1990 à 2020, fournie par l'ANRH d'Alger.

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de la station :

Tableau II-1 : Identification de la station de Tissemsilt

Station	Code	Les coordonnées		Les années d'observation
Tissemsilt	011006	X (km)	420.2	1990-2020 (30 ans)
		Y (km)	257	
		Z (m)	858	

Source : ANRH ALGER (2023)

Les précipitations maximales journalières sont fournies par le poste. L'observation de cette série s'étend sur une période de 30 ans, entre 1990/1991 et 2019/2020. Les données concernant cette série sont données dans le tableau suivant. (Tableau II-2) :

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station de Tissemsilt) 1990-2020

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												P _{j max.}	P _{an tot}
	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août		
90-91	18	15.2	8.4	30.2	10.3	6.2	17	13.5	8.1	7.1	10.2	10.1	30.2	154.3
91-92	4.5	17.9	7.3	5.9	11.7	10.9	18.6	22	15.7	7.7	5.9	4.2	22	132.3
92-93	6.1	9.2	8.7	8.2	1.2	7.7	11.9	8.3	25.1	1.2	2.2	10.3	25.1	100.1
93-94	17.4	8.1	22.7	17.4	15.5	16.9	3.2	9.3	1.7	3.4	9.3	13.9	22.7	138.8
94-95	37.2	17.6	12.7	11.3	39.3	8.5	41.2	12.8	9.8	35.6	0.8	6.7	41.2	233.5
95-96	9.9	41.8	11.2	15	21.3	36.6	20.9	11.8	21.7	21.9	20.4	11.2	41.8	243.7
96-97	6.8	21.3	3.2	18.5	13.3	7.8	19.4	51.2	16.3	5.2	17.3	14.2	51.2	194.5
97-98	16.1	14.9	36.4	11.5	7.8	29.4	9.1	31.3	15.3	2.3	15.2	1.4	36.4	190.7
98-99	3.5	4.5	7.2	9.4	10.2	15.8	19.6	0.2	4.5	12.5	2.2	9.5	19.6	99.1
99-00	15.8	17.5	11.5	14.4	18.2	12.3	15.3	34	8.4	14	0.3	2.8	34	164.5
00-01	24.8	24.2	23.7	20.3	23.3	29.6	3.8	16.2	4.8	0.5	2.1	4.2	29.6	177.5
01-02	19.5	6.2	12.3	22.8	5	2.2	6.4	16.2	28.1	3.1	0.9	11.5	28.1	134.2
02-03	2.3	28.4	12.3	8.8	12.7	25.3	2.1	11.8	2.2	27.4	16.3	14.1	28.4	163.7
03-04	13.5	34.8	33.5	29.1	32.3	29.4	26.8	17.2	11.5	1.2	12.3	6.1	34.8	247.7
04-05	5.9	11.6	21.1	14.5	6.2	13.7	15.3	2.3	4.1	2.4	9.3	0.6	21.1	107
05-06	7.4	49.1	59.7	9.5	53.4	16.8	18.2	18	27.4	2.9	4.3	3.4	59.7	270.1
06-07	42.4	15.6	10.2	10.3	11.2	16.5	14.4	15.8	5.1	2.1	1.5	9.4	42.4	154.5
07-08	10.8	16.5	8.2	3.3	9.7	17.3	18.4	34.7	24.7	5.4	7.9	4.9	34.7	161.8
08-09	19.8	30.7	12.1	18.5	23.7	14.3	12.3	9.6	4.9	0.2	2.3	6.5	30.7	154.9
09-10	17.9	4.1	15.3	19.5	18.7	29.6	19.6	38.1	11.4	30.3	2.1	18.1	38.1	224.7
10-11	10.5	32.1	13.2	18.4	14.6	12.9	19.8	19.9	17.3	5.4	5.3	11.6	32.1	181
11-12	13.5	22.73	10.7	21.9	10.5	13.2	20.2	38.5	31.6	8.2	4.5	1.2	38.5	196.73
12-13	26.3	6.2	13.8	24.9	11.4	10.2	40.6	26.5	42.4	2.1	10.55	2.2	42.4	217.15
13-14	17.4	21.9	11.2	19.1	23.8	45.1	11.7	10.5	26.3	12.1	3.4	1.8	45.1	204.3
14-15	21.9	19.1	12.1	2.2	21.9	21.21	31.6	1.8	5.27	21.6	5.6	4.9	31.6	169.18
15-16	10.5	1.2	10.2	28.5	27.6	16.02	37.1	46.4	21.9	5.27	2.4	0.8	46.4	207.89
16-17	5.5	18.1	17.4	15.7	17.5	5.27	31.6	5.9	21.6	10.55	5.5	8.2	31.6	162.82
17-18	18.7	12.5	19.3	20.3	21.4	17.46	20.5	21.8	20.6	5.27	3.2	7.2	21.8	188.23
18-19	12.4	5.2	15.4	26.9	14.8	6.91	52.7	38.5	12.3	4.3	6.7	3.5	52.7	199.61
19-20	3.5	1.5	14.8	6.4	26.7	11.1	31.6	37.1	15.8	3.2	5.4	5	37.1	162.1

Source : ANRH ALGER (2023)

II.1.2. Caractéristiques statiques de série :

➤ La moyenne $\bar{P}_{max,j}$:

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\bar{P}_{max,j} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{max,j}}{N} = \mathbf{35.04 \text{ mm}} \quad (\text{II.2})$$

Avec N c'est la taille de l'échantillon (N=30).

➤ **L'écart-type « $\sigma_{P_{\max. j}}$ » :**

Pour $N = 30$, on a :

$$\sigma_{P_{\max. j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max. j} - \overline{P_{\max. j}})^2}{N - 1}} = 9.93 \text{ mm} \quad (\text{II.3})$$

➤ **Le coefficient de variation « C_V » :**

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max. j}}}{\overline{P_{\max. j}}} = 0.283 \quad (\text{II.4})$$

Tableau II-3 : Caractéristiques de la série

Nombres d'années	30
Valeur maximale (mm)	59.7
Valeur Minimale (mm)	19.6
Médiane (mm)	34.35
Moyenne (mm)	35.04
Ecart-type (mm)	9.93
Coefficient de variation	0.283
Exposant climatique	0.31

➤ **Exposant climatique** : donnée par ANRH d'Alger **b = 0.31**

II.1.3. Vérification de l'homogénéité de la série :

Avant de procéder à l'ajustement, il est essentiel de vérifier l'homogénéité de la série. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information qui permet de prendre des décisions concrètes. Elle comprend :

- La détection des anomalies dans les séries hydrologiques et d'en chercher la cause.
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées. [2]

La méthode de test de la médiane est utilisée pour vérifier l'homogénéité de notre série, selon le Principe suivant :

- Classer la série par ordre croissant ;
 - Déterminer la médiane ;
- Pour déterminer la médiane on a deux cas :

-Si N est impair, on prend la $(\frac{N+1}{2})^{i\text{ème}}$ valeur.

-Si N est pair, on prend la moyenne entre la $(\frac{N}{2})^{i\text{ème}}$ valeur et la $(\frac{N}{2} + 1)^{i\text{ème}}$ valeur.

- Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe+.

Avec :

- (+) pour $X_i > M_e$ et (-) pour $X_i < M_e$;
- Calculons les quantités N_s et T_s ,

Avec : N_s : nombre total de séries de (+) ou de (-).

T_s : taille de la plus grande série de (+) ou de (-).

$$N_s > 1/2(n+1 - U_{1-\alpha/2} \sqrt{n+1}) \tag{II.5}$$

$$T_s < 3.3 (\log(n) + 1) \tag{II.6}$$

➤ **La médiane :**

Puisque la série est paire ($N=30$), on prend la moyenne entre la $(\frac{30}{2})^{ième}$ valeur et la $(\frac{30}{2} + 1)^{ième}$ valeur.

$$\text{Donc } M_e = \frac{169.18 + 177.5}{2} = 173.34$$

Tableau II-4 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Rang	Série classée
1	154.3
2	99.1
3	100.1
4	107
5	132.3
6	134.2
7	138.8
8	154.5
9	154.9
10	161.8
11	162.1
12	162.82
13	163.7
14	164.5
15	169.18
16	177.5
17	181
18	188.23
19	190.7
20	194.5
21	196.73
22	199.61
23	204.3
24	207.89
25	217.15
26	224.7
27	233.5
28	243.7
29	247.7
30	270.1

Série non classée	Comparaison avec la médiane
154.3	-
132.3	-
100.1	-
138.8	-
233.5	+
243.7	+
194.5	+
190.7	+
99.1	-
164.5	-
177.5	+
134.2	-
163.7	-
247.7	+
107	-
270.1	+
154.5	-
161.8	-
154.9	-
224.7	+
181	+
196.73	+
217.15	+
204.3	+
169.18	-
207.89	+
162.82	-
188.23	+
199.61	+
162.1	-

On procède au calcul du test de la médiane sur la série non classée :

On trouve :

$$N_S=15$$

$$T_S=5$$

Il faut :

$$N_S > 1/2(n+1 - U_{1-\alpha/2}\sqrt{n+1})$$

$$T_S < 3.3 (\log(n) + 1)$$

Avec $n=30$ et $U_{1-\alpha/2}=1.96$ d'après le tableau de Gauss.

Application numérique :

$$N_S=15 > 1/2(30+1-1.96\sqrt{31}) = 10.04$$

$$T_S=5 < 3.3 (\log(30) + 1) = 8.17$$

} Les deux conditions sont vérifiées

Donc l'homogénéité est vérifiée.

II.1.4. Ajustement de la série :

La loi de probabilité, la taille de l'échantillon et ses caractéristiques sont des facteurs qui déterminent l'efficacité d'une méthode d'estimation. Toutefois, de nombreuses recherches comparatives, tant empiriques que théoriques, ont été réalisées afin de déterminer les conditions dans lesquelles une loi donnée peut être efficace.

Pour rendre le processus plus simple, l'ajustement sera réalisé avec le logiciel "Hyfran", en se basant sur les lois suivantes : la loi de Gumbel, la loi de Galton (Log- normale) et loi GEV.

II.1.4.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

➤ La fonction de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

Étant donné que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (\text{II.8})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$).

➤ L'expression de quantile est :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (\text{II.9})$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 8.49 \quad ; \quad x_0 = 30.29 \text{ mm}$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

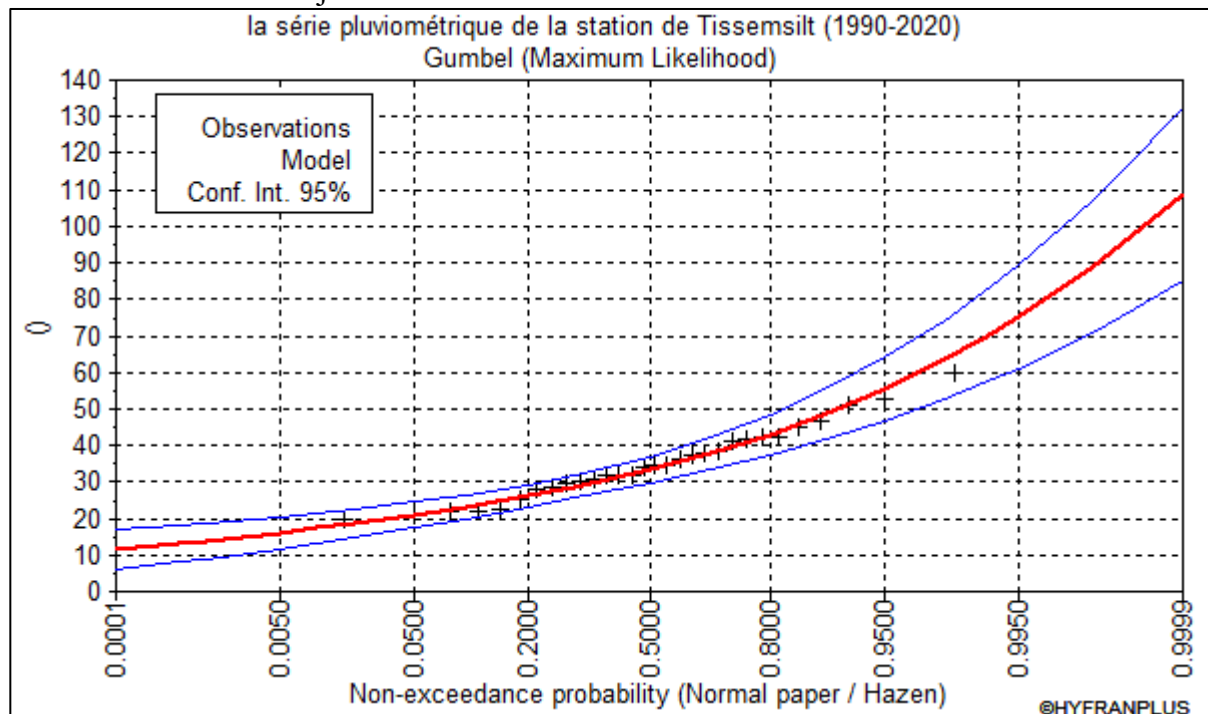


Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.1.4.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (II.10)$$

Étant donné que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (II.11)$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (II.12)$$

- Paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :
 $\sigma_{\ln(x)} = 0.29$; $\overline{\ln(x)} = 3.52$
- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

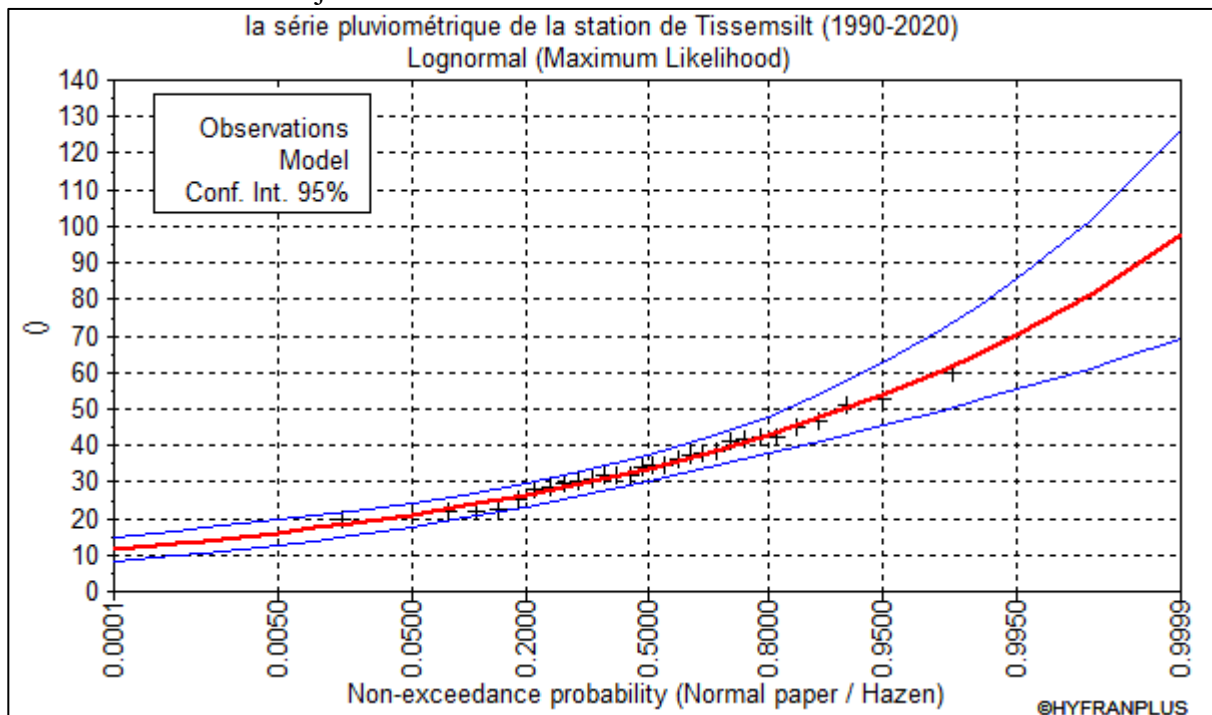


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

II.1.4.3. Ajustement à la loi GEV :

- La fonction de répartition de la loi GEV :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II.13}$$

Étant donné que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \tag{II.14}$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \tag{II.15}$$

- Paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = 30.89\text{mm} \quad ; \quad \alpha = 8.56 \quad ; \quad k = 0.11$$

- Résultats de l'ajustement à la loi GEV :

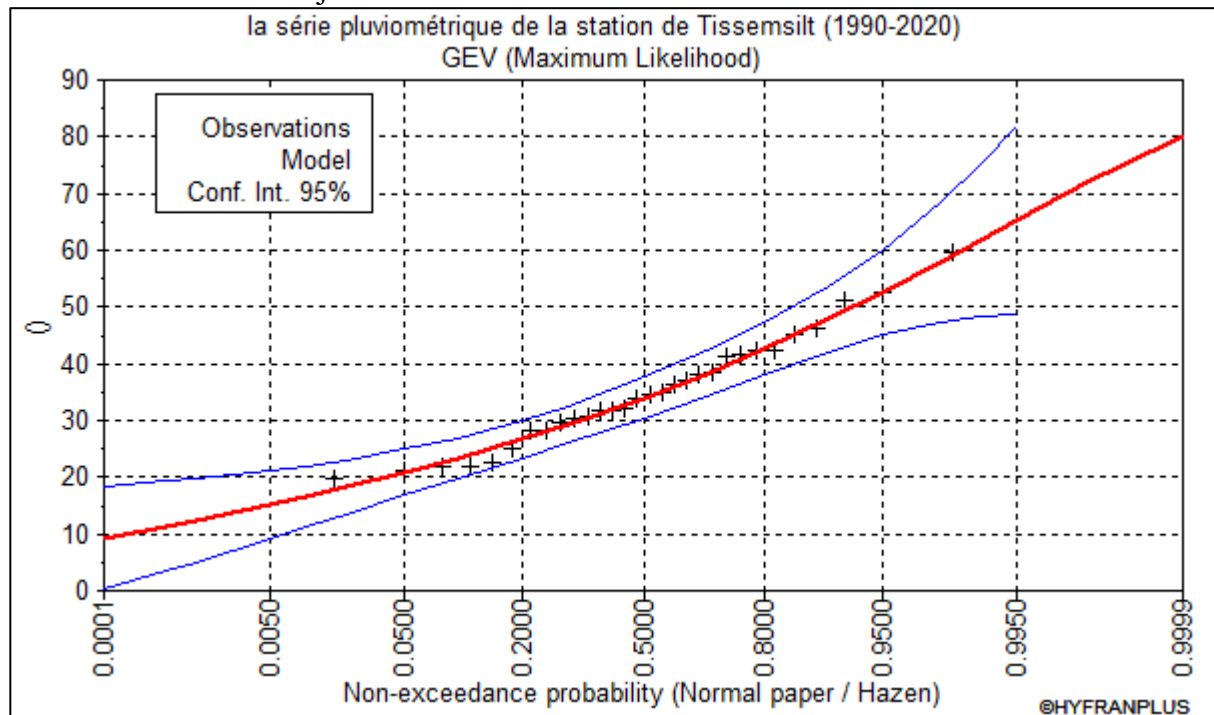


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi GEV

III. Choix de la loi d'ajustement :

Après avoir procédé à l'ajustement d'une loi de probabilité théorique, la question qui se pose est de déterminer si cette loi s'adapte correctement ou non. Les critères pour sélectionner une loi sont basés sur une analyse graphique et un test de dispersion.

➤ Test graphique :

Ce test se base sur une analyse visuelle des graphiques d'ajustement ; il consiste à examiner la répartition des points sur le graphique de probabilité pour vérifier s'il y a un alignement correct sans aucun défaut de courbes.

➤ Interprétation des graphiques :

Selon l'analyse visuelle des graphiques d'ajustement exposés dans les figures II-1, II-2 et II-3

On remarque que :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement car les points sont dispersés par rapport à la droite théorique avec une mauvaise convergence.
- L'ajustement graphique de la loi de Galton (Log-normale) et La loi de Gumbel est acceptable, car les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

➤ **Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :**

Le test du χ^2 permet de faire une comparaison entre les valeurs observées et les valeurs prévues d'une distribution. Afin d'accomplir cela, une statistique, le χ^2 , est calculée et comparée à une valeur critique, qui varie en fonction du seuil de signification α et du nombre de degrés de liberté de la loi.

Tableau II-5 : Résultat du test de χ^2 (Hyfran)

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté y	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation
Log-normale	2	4	6.8	9.94	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ Condition vérifiée
Gumbel	2	4	7.2	11.4	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ ➔ Condition vérifiée

Selon le tableau ci-dessus, on peut vérifier la condition du test pour la loi de Galton (Log-normale). Donc la loi de Galton (log-normale) est adéquate.

➤ **Sélection de la loi :**

D'après ces tests, nous avons choisi la loi de Galton (Log-normale).

La loi la plus utilisée dans le nord de l'Algérie est la loi de Galton (Log-normale).

IV. Calcul de l'intensité des averses de courte durée pour différentes périodes de retour :

Au cours de cette étape, nous allons évaluer les valeurs de pluie ainsi que leur intensité.

Cela sera réalisé en utilisant les résultats de l'ajustement à la loi de Galton (Log-normale).

➤ **Pluies de courte durée :**

Les pluies de courte durée (les averses) sont estimées à partir des pluies maximales journalières en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.16})$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique, selon l'ANRH d'alger $b = 0.31$.

➤ **Intensités de courte durée :**

Pour calculer l'intensité moyenne d'une averse de durée t et de fréquence de dépassement, nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (\text{II.17})$$

Tableau II-6: Les pluies de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X_t	42.9 mm		48.6 mm		53.9 mm		60.6 mm		65.5 mm	
t (h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)	P_t (mm)	i_t (mm/h)
0.1	7.84	78.45	8.89	88.87	9.86	98.57	11.08	110.82	11.98	119.78
0.2	9.73	48.63	11.02	55.09	12.22	61.10	13.74	68.69	14.85	74.24
0.25	10.42	41.69	11.81	47.23	13.09	52.38	14.72	58.89	15.91	63.65
0.5	12.92	25.84	14.64	29.27	16.23	32.47	18.25	36.50	19.73	39.45
0.75	14.65	19.53	16.60	22.13	18.41	24.54	20.70	27.59	22.37	29.83
1	16.02	16.02	18.15	18.15	20.12	20.12	22.63	22.63	24.46	24.46
2	19.86	9.93	22.50	11.25	24.95	12.47	28.05	14.02	30.32	15.16
3	22.52	7.51	25.51	8.50	28.29	9.43	31.81	10.60	34.38	11.46
4	24.62	6.15	27.89	6.97	30.93	7.73	34.77	8.69	37.58	9.40

V. Intensité moyenne maximale :

Pour le projet d'assainissement, l'évaluation des débits pluviaux est généralement calculée en fonction de l'intensité moyenne maximale d'une averse de courte durée (0,25 heure) et d'une période de retour de 10 ans. Les raisons de cette approche sont des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après les résultats dans le tableau II-5, on a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 47.23 \text{ mm/h}$$

$$i = \frac{47.23 \times 10000}{3600} = \mathbf{131.2 \text{ l/s/ha}}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, après avoir analysé les précipitations maximales journalières, nous allons calculer l'intensité moyenne maximum. Les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normale ont été utilisés pour effectuer les calculs des pluies de courte durée.

$$\mathbf{i = 131.2 \text{ l/s/ha}}$$

CHAPITRE III :



**Calcul des
éléments de base**

Introduction :

L'assainissement vise à évacuer les eaux usées issues de diverses sources en dehors des zones urbaines. Dans cette situation, il est essentiel de respecter certaines étapes préliminaires, dont le calcul fondamental. Il est primordial de le faire afin d'obtenir une meilleure estimation des débits à évacuer par la suite. C'est cette étape inévitable qui se résume :

- Estimation de la population.
- Le site est divisé en surfaces élémentaires et le coefficient de ruissellement est mesuré.
- La sélection de la méthode et du plan du réseau d'évacuation des eaux.

I. Situation démographique :

La nouvelle ville de Boumengouche (POS1-Parti Ouest) est composée d'un type d'habitat collective.

Le taux d'occupation pour l'habitation collective est de sept (07) personnes par logement pour une période d'étude de 30 ans. (POS 1 Parti ouest) contient 1458 logements, le nombre d'habitants sera donc de :

$$P_{\text{Log coll}} = 1458 \times 7 = 10206 \text{ habitants}$$

II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires :

Avant de commencer le découpage d'un site en sous-bassins élémentaires tient compte des éléments suivants :

- Le type de sol.
- Le nombre d'habitants.
- Les voies et les routes.
- Les frontières naturelles (talweg, rivière, etc....).
- Le réseau en place.
- Les pente et les contre- pente.

➤ **Remarque :**

Dans notre projet, nous allons diviser la zone en **11 sous bassins**.

III. Système d'évacuation des eaux :

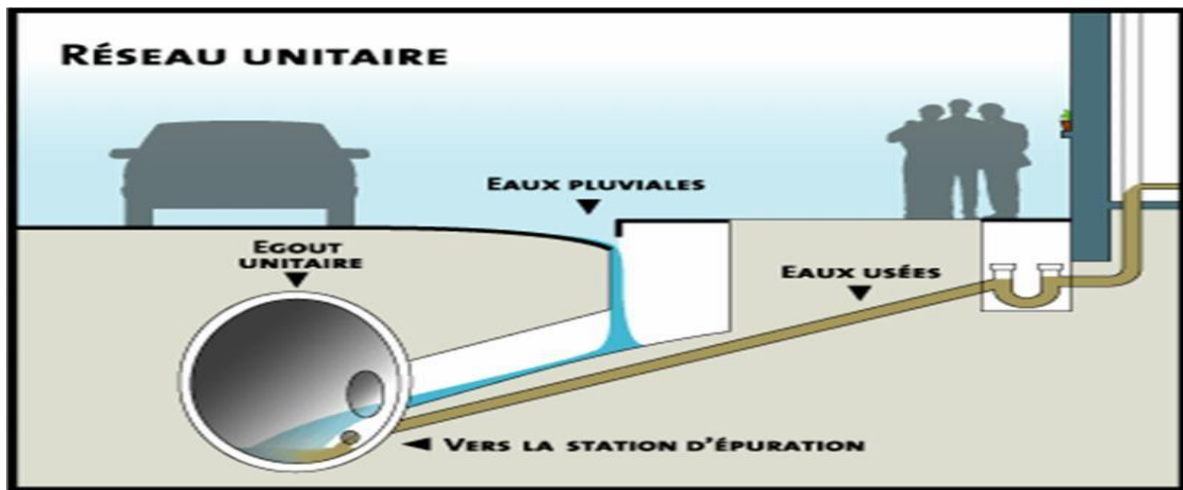
III.1. Les différents systèmes d'assainissement :

Dans les zones rurales, urbaines et industrielles, le réseau d'assainissement a pour fonction d'évacuer les eaux résiduaires et les eaux de pluie. Il existe plusieurs systèmes d'évacuation possibles, comme les suivants :

III.1.1. Le système unitaire :

Toutes les eaux usées et pluviales sont évacuées par un réseau commun. En général, ce réseau est équipé de déversoirs qui permettent, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans l'environnement naturel.

L'avantage de ce système réside dans sa simplicité, ne nécessitant qu'une seule canalisation par rue et un seul branchement. [3]



Source : cite d'internet www.google.com

Figure III-1 : Le système unitaire

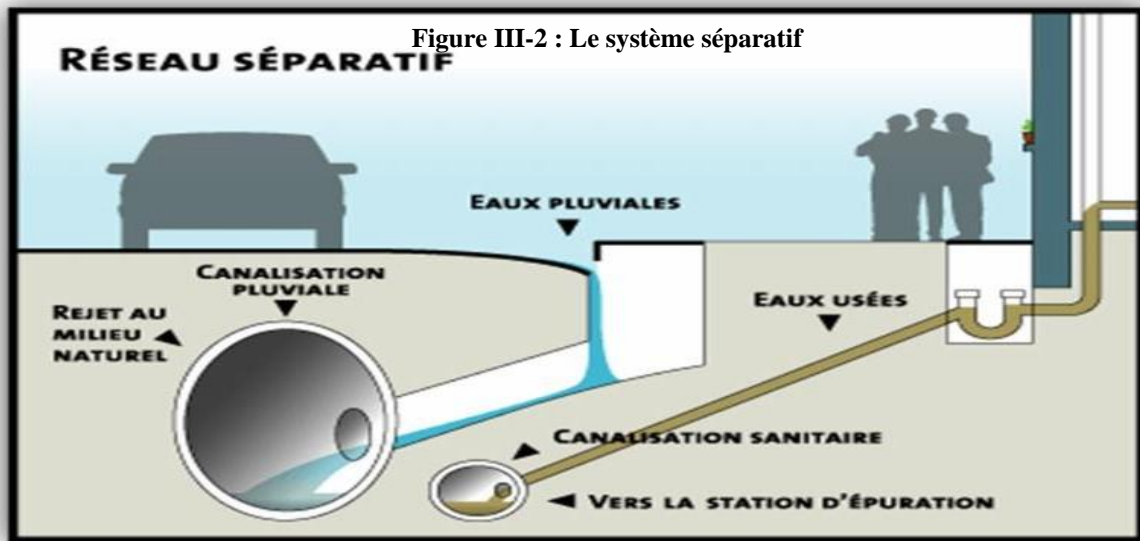
Tableau III-1 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Environnement récepteur éloigné des lieux de collecte. - Topographie peu accidentée. - La commune présente une importante imperméabilisation et une topographie accentuée. - Le débit d'étiage du cours d'eau récepteur est considérable.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Une gestion plus facile du système. - Réduction de la charge du sous-sol. - Coût d'installation et d'entretien réduit.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Peut causer une pollution des rivières. - Danger d'inondation. - Il est nécessaire d'avoir une station d'épuration plus grand.

III.1.2. Le système séparatif :

Dans lequel sont établis deux réseaux distincts :

- La conception du réseau d'eaux usées vise à recueillir et à évacuer les eaux usées provenant des foyers, des lieux publics et des industries vers la station d'épuration. La disposition des zones à drainer détermine le tracé du réseau.
- Le réseau d'eaux pluviales est destiné à l'évacuation des eaux de pluie. Il se dirige vers le cours d'eau le plus proche en suivant la pente naturelle du terrain et en accélérant l'écoulement. Elle est tracée en fonction de la localisation des zones à risque de ruissellement. [3]



Source : cite d'internet www.google.com

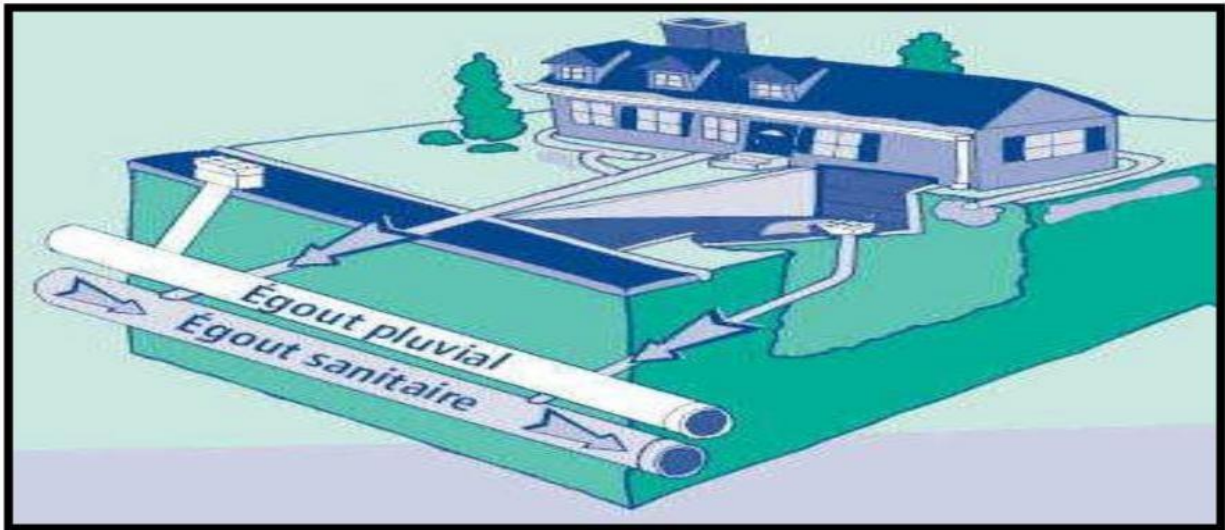
Figure III-2 : Le système séparatif

Tableau III-2 : Avantages et inconvénients du système séparatif

<p>Domaine d'utilisation privilégié</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Les régions avec une forte précipitation. - La zone urbaine et la zone périurbaine. - Les régions où les eaux usées industrielles sont principalement présentes.
<p>Avantages</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Il permet de diminuer les risques d'inondation. - Il préserve les cours d'eau et les nappes phréatiques de la pollution. - Réductions d'énergie
<p>Inconvénients</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Le sous-sol est très rempli. -Le coût de l'investissement est élevé. - Il existe un fort risque de commettre une erreur de connexion.

III.1.3. Le système pseudo-séparatif :

Les eaux usées domestiques ont été collectées par ce système et une partie des eaux pluviales est recueillie dans un seul réseau. Un autre réseau évacue la deuxième partie des eaux pluviales. [3]



Source : cite d'internet www.google.com

Figure III-3 : Le système pseudo-séparatif

III.1.4. Système mixte :

Ce système associe à la fois un réseau unitaire et un réseau séparatif. Il est employé dans les zones urbaines où un réseau unitaire ancien ne peut pas supporter l'augmentation du débit due à l'extension de la ville.

III.1.5. Système autonome :

C'est un système d'assainissement autonome qui n'est pas connecté au réseau public. Il est employé dans les régions rurales peu peuplées, où la création d'un réseau public serait trop onéreuse.

III.2. Choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

- La localisation du site : La topographie du terrain, la présence d'un réseau public, la densité d'habitations, etc.
- Les caractéristiques du sol : La perméabilité, la présence de nappe phréatique, etc.
- Le nombre d'habitants : La taille du système doit être adaptée au nombre d'habitants.
- Le budget : Le coût du système d'assainissement doit être compatible avec le budget disponible.

➤ **Remarque :** dans notre projet, nous allons choisir le système unitaire.

IV. Schéma d'évacuation :

IV.1. Les différents schémas d'assainissement :

Le fonctionnement des réseaux d'assainissement est basé sur l'écoulement gravitaire, ce qui les rend dépendants du relief. Afin d'éviter des tranchées trop profondes, il faut prendre en considération la topographie. Selon le système d'assainissement et la topographie, on peut observer différents schémas :

IV.1.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement des eaux usées se fait directement dans le cours d'eau. Il n'est pas possible de transporter les eaux usées vers une station d'épuration avec ce type de plan. On l'emploie lorsque l'épuration n'est pas requise, comme pour les eaux pluviales en système séparatif. [1]

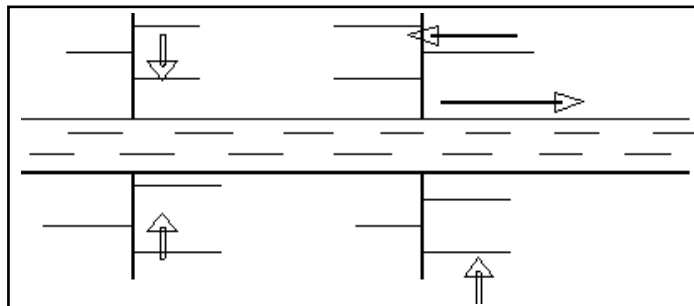


Figure III-4 : Schéma perpendiculaire

IV.1.2. Schéma par déplacement latéral :

Les eaux usées sont collectées dans un collecteur situé en parallèle avec le cours d'eau. Ce type de schéma est utilisé lorsque l'épuration des eaux usées est obligatoire ou lorsque toutes les eaux usées sont, dans la mesure du possible, dirigées vers un seul point. [1]

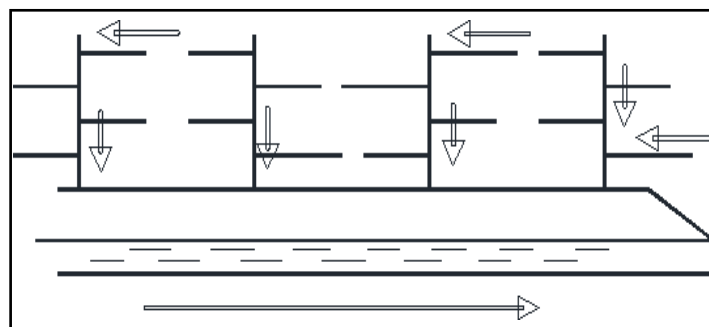


Figure III-5 : Schéma par déplacement latéral

IV.1.3. Schéma transversal ou oblique :

Ce schéma est constitué de collecteurs ramifiés qui permettent de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Il est adopté lorsque la pente du terrain est faible. [1]

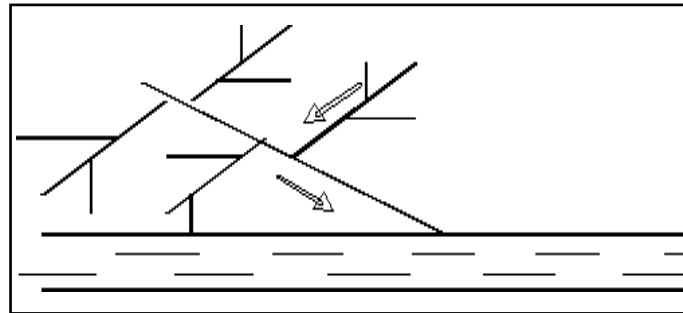


Figure III-6 : Schéma oblique

IV.1.4. Schéma radial :

Le schéma radial convient aux terrains plat. Il permet de collecter les eaux usées en un ou plusieurs points à l'intérieur de l'agglomération, puis de les évacuer par relevage vers un point éloigné, comme un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration. [1]

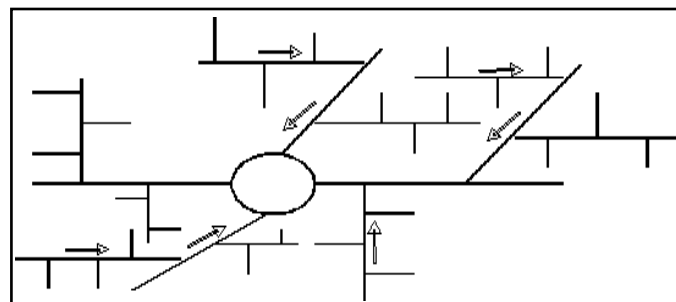


Figure III-7 : Schéma radial

IV.1.5. Schéma par zones étagées :

Ce schéma est une version modifiée du schéma par déplacement latéral, avec des collecteurs longitudinaux ajoutés. Grâce à ces collecteurs, il est possible d'évacuer les eaux usées à différents niveaux, ce qui permet de diminuer la charge du générateur principal. [1]

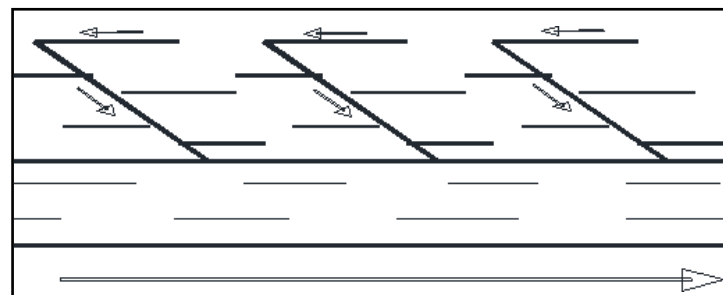


Figure III-8 : Schéma par zones étagées

IV.2. Le choix du schéma d'évacuation :

Le choix du schéma d'évacuation à adopter est influencé par différents paramètres :

- La topographie du terrain.
- La localisation de la station d'épuration ou de l'évacuation.
- La densité de population.
- Le coût de l'installation.

➤ **Remarque :** dans notre projet, nous allons choisir le schéma par déplacement latéral.

V. Le coefficient de ruissellement :

V.1. Évaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface spécifique correspond à la proportion entre le volume d'eau tombée sur le bassin versant et le volume d'eau ruissellement. Ce coefficient revêt une importance capitale pour évaluer les débits de pointe des pluies, qui sont employés dans la conception du réseau. [1]

Les facteurs qui influencent le coefficient de ruissellement incluent :

- La nature du sol.
- La manière dont le sol est occupé.
- La forme du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité des précipitations.
- Le nombre de personnes.
- La condensation de l'air.

On réalise l'estimation du coefficient de ruissellement de manière empirique, approximative, en raison de la diversité des surfaces, en prenant en compte divers facteurs, en fonction :

➤ Du type d'occupation du sol :

Tableau III-3 : Coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8

Type d'occupation du sol		C_r
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres Agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

Tableau III-4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source : Water Environnement Fédération (1970)

➤ **De la densité de population :**

Tableau III-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source : Water Environnement Fédération (1970)

➤ De la nature de la surface :

Tableau III-6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

La surface	C _r
Chaussée en béton asphaltée	0.7-0.95
Chaussée en brique	0.7-0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Gomella et Guerree (1967)

V.1. Evaluation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

En utilisant le plan de masse de la zone d'étude (POS 1 Parti Ouest), nous allons évaluer le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin.

Tableau III-7 : Coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface: A (ha)	C _r
01	4.20	0.38
02	4.55	0.81
03	3.14	0.83
04	3.11	0.78
05	2.74	0.78
06	3.24	0.83
07	1.67	0.76
08	2.76	0.80
09	3.32	0.79
10	2.48	0.78
11	5.29	0.80
Somme:	36.5	

VI. Estimation de la population pour chaque sous bassin :

D'après le plan de masse de la zone d'étude (POS 1 Parti Ouest), nous allons évaluer le nombre des habitants pour chaque sous-bassin.

Tableau III-8 : Le nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Surface: A (ha)	Nombre de Logements	Nombre d'habitants
01	4.20	-	-
02	4.55	252	1764
03	3.14	171	1197
04	3.11	180	1260
05	2.74	90	630
06	3.24	180	1260
07	1.67	36	252
08	2.76	216	1512
09	3.32	180	1260
10	2.48	153	1071
11	5.29	-	-
Somme:	36.5	1458	10206

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons établi les paramètres essentiels requis pour une estimation précise des débits d'évacuation, ce qui est essentiel pour effectuer un calcul hydraulique approprié pour notre agglomération. Les paramètres suivants sont requis :

- choisie un système unitaire avec un déplacement latéral.
- Calcul du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitants pour chaque sous-bassin.

CHAPITRE IV :

**Estimation des
débits à évacuer**

Introduction :

L'assainissement est un système qui collecte et élimine les eaux de ruissellement et les eaux usées. Pour évaluer la quantité et la qualité des rejets, il est essentiel de réaliser une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales avant de concevoir le réseau. Pour faciliter l'évacuation rapide et sécurisée des liquides issus des habitations et des zones d'activités, ce qui prévient le risque pour la santé et l'environnement.

I. Origine et nature des eaux à évacuer :**I.1. Les eaux usées :**

Les eaux usées peuvent être divisées en quatre (4) origines en fonction de leur composition et de leur traitement.

- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées domestique.
- Les eaux parasites.
- Les eaux usées industrielles.

I.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux usées provenant des habitations et des bâtiments résidentiels. Elles sont composées :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, des lavabos, des douches, de vaisselle, de lavage, etc....
- **Eaux vannes** : les eaux usées des toilettes.

La quantité d'eaux usées domestiques est influencée par divers éléments, notamment :

- Le nombre d'habitants.
- Les habitudes de vie.
- Le niveau de vie.
- Le climat.

I.1.2. Les eaux usées des services publics :

Les eaux usées provenant des services publics sont le résultat des activités quotidiennes des institutions gouvernementales, des établissements scolaires, des établissements de santé et des entreprises.

Les installations de loisirs, touristiques, les transports en commun et d'autres services publics sont présents au sein d'une communauté.

Afin d'évaluer les eaux usées, on tient compte de la quantité d'eau potable requise pour chaque activité.

On exprime cette quantité en équivalent habitant, une unité de mesure qui permet de comparer la consommation d'eau de divers utilisateurs. [6]

I.1.3. Les eaux usées industrielles :

L'origine des eaux usées industrielles réside dans différentes activités industrielles, réalisées dans diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries est influencée par divers éléments, tels que :

- Type d'industrie (production ou transformation).
- Taux de recyclage réellement réalisé.
- Technique de fabrication employée.
- Le nombre d'heures de travail (selon le système industriel).

Cette quantité peut être évaluée en se basant sur deux principes :

- **Industrie de production** : L'étude concerne le nombre de produits et la quantité d'eau requise pour leur production.
- **Industrie de transformation** : L'étude porte sur le nombre de travailleurs employés par l'industrie et la quantité d'eau utilisée par chaque individu.

Il y a d'autres facteurs à considérer :

- La température des eaux chaudes doit être inférieure à 35°C, car une température plus élevée peut altérer les caractéristiques mécaniques des canalisations (comme le ramollissement des joints et la dilatation des conduites).
- Afin d'éviter les risques causés par les substances chimiques corrosives (acides ou bases), les matières toxiques (traitement difficile à la station d'épuration) et les corps solides (frottement contre les parois des conduites), il est essentiel de procéder à un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle. [6]

I.1.4. Les eaux parasites :

La plupart du temps, les eaux claires parasites sont des eaux non usées présentes dans les réseaux d'assainissement. Ces eaux sont résultant des infiltrations des eaux de pluie, du drainage, de la remontée de la nappe ou de la détérioration du réseau d'APE.

En général, ces eaux pénètrent dans les collecteurs en utilisant :

- Les joints mal réalisés ou déboîtés en raison d'une installation incorrecte des conduites.
- Le phénomène d'hydrotropisme peut entraîner la fissure des collecteurs en raison des tassements la terre ou des racines des arbres qui cherchent l'humidité.

Ces eaux entravent le bon déroulement des stations d'épuration. Ils sont difficiles à évaluer, car ils peuvent être réalisés que sur le terrain. Dans le cas où les valeurs mesurées ne sont pas disponibles on estime que le débit d'eau parasite est de 0,15 l/s/ha.

I.2. Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales désignent les eaux de surface qui émanent des précipitations. Il est nécessaire de les recueillir et de les diriger vers les canalisations d'évacuation afin d'éviter les inondations.

Les eaux pluviales renferment une quantité plus élevée de matières organiques dans les premières minutes d'une chute de pluie, en particulier dans les zones industrielles. Le phénomène est provoqué par l'écoulement des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Les eaux de pluie transportent aussi du sable, qui peut s'accumuler dans les canalisations en cas de réduction de la vitesse d'écoulement.

II. Estimation des débits des eaux pluviales :

La dimension d'un réseau est calculée en fonction du débit maximum d'eau qui peut s'écouler sur une période de 10 ans, ce débit est appelé débit décennal.

Lors d'une averse, seule l'eau ruisselle est prise en compte pour la dimension d'un ouvrage d'évacuation.

Selon la taille du bassin et le degré d'urbanisation, il existe différentes méthodes d'évaluation du débit pluvial.

II.1. La méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est une méthode facile et performante pour évaluer le débit de pluie dans les bassins de taille moyenne à petite. Elle fournit des résultats plus précis pour les superficies inférieures à 10 hectares.

Cette approche permet d'évaluer les quantités de pluie produites par une averse d'intensité moyenne « i » qui est considérée comme constante pendant toute la durée de la pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » avec un coefficient de ruissellement « C_r ».

L'intensité de l'averse n'est pas homogène, car elle a un point central et se répand dans l'espace. Afin de prendre en compte cette non-uniformité, un coefficient de répartition de la pluie appelé « α » est utilisé.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

Q : débit à évacuer (l/s)

C_r : coefficient de ruissellement.

A : surface d'apport (ha).

i : intensité moyenne de précipitation (l/s/ha).

α : coefficient réducteur de l'intensité.

II.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

Dans la réalité, l'intensité des précipitations varie sur un bassin, notamment pour les précipitations de courte durée et de forte intensité. Cette variation est prise en compte par un coefficient de réduction de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

❖ On peut calculer la valeur de ce coefficient en utilisant une loi de répartition de la pluie :

- Pour des bassins carrés, cercles, ... :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.2})$$

- Pour des bassins rectangles étroits, ... :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

-d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

II.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode simple et performante permet d'évaluer le débit de pluie dans les bassins versants de taille moyenne à petite. Elle fournit des résultats plus précis pour les superficies inférieures à 10 hectares. Le résultat est plus précis pour des zones encore plus petites, car l'estimation du coefficient de ruissellement est plus précise.

Elle peut donc être employée sur des surfaces dont la durée de concentration est courte, habituellement inférieure ou égale à 30 minutes.

En revanche, si l'on veut l'utiliser sur de grandes surfaces (jusqu'à 150 hectares), il est nécessaire de calculer le coefficient de réduction de l'intensité « α ».

II.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle base sur les hypothèses suivantes :

- On ne constate le débit de pointe à l'exutoire que si la durée de l'observation dépasse le temps de concentration de la surface à drainer.
- Le débit maximal est lié à l'intensité maximale moyenne sur une période équivalente au temps de concentration.
- La période de retour de l'intensité et du débit de pointe est la même, ce qui implique que le coefficient de ruissellement est constant. [1]

II.1.4. Temps de concentration :

Le temps de concentration est une caractéristique du bassin versant. On le définit comme le temps requis pour que l'eau de pluie tombée au point le plus éloigné du bassin parvienne à l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface en considérée. [1]

Le temps de concentration « t_c » est composé de :

- t_1 (min) : Le temps nécessaire à l'eau pour se déplacer dans la collecteur:

$$t_1 = L / (60 * V) \quad (\text{IV.4})$$

Tel que

- L : longueur de canalisation (m).
- V : vitesse d'écoulement (m/s).

- t_2 (min) : Le temps nécessaire à l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement varie de 2 à 20 minutes.

- t_3 (min) temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.5})$$

Tel que :

- L_s : Cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : la pente moyenne du chemin parcouru par l'eau.

- ❖ Donc, il est important de prendre en compte trois (03) aspects. :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte d'un parcours superficiel et d'une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

- ❖ En règle générale, pour les zones peu allongées où la longueur de parcours de l'eau est plus élevée L (km), le temps de concentration « t_c (min) » est représenté par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.6})$$

Tel que :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : la pente moyenne du chemin parcouru par l'eau.

II.1.5. Les Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en zones élémentaires est toujours assez grossièrement approchée, car il est difficile de déterminer avec une précision adéquate la durée du ruissellement entre ces différentes zones et l'exutoire.
- Le coefficient de ruissellement « Cr » est souvent supposé être constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse, ce qui est souvent loin de la réalité.
- La nature du sol et la pente du bassin étudié ne sont pas prises en compte dans cette méthode.
- Elle ne prend pas en considération l'impact du stockage d'eau de ruissellement sur les bassins inférieurs. [1]

II.2. Choix de la méthode :

Dans ce projet on a choisi la méthode rationnelle puisque les limitations et les critiques de cette méthode et même les conditions de validité sont respectées sur tous les sous bassins.

Calcul des débits pluviaux : Comme les sous-bassins sont petits (inférieurs à 10 ha), le coefficient « α » est proche de 1. On prend donc $\alpha = 1$.

Le tableau suivant présente les résultats de calcul des débits pluviaux :

Tableau IV-1 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N° SB	A (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Q _{EP} (l/s)	Q _{EP} (m ³ /s)
01	4.2	0.38	1	131.2	209.40	0.209
02	4.55	0.81	1	131.2	483.54	0.484
03	3.14	0.83	1	131.2	341.93	0.342
04	3.11	0.78	1	131.2	318.26	0.318
05	2.74	0.78	1	131.2	280.40	0.280
06	3.24	0.83	1	131.2	352.82	0.353
07	1.67	0.76	1	131.2	166.52	0.167
08	2.76	0.8	1	131.2	289.69	0.290
09	3.32	0.79	1	131.2	344.11	0.344
10	2.48	0.78	1	131.2	253.79	0.254
11	5.29	0.8	1	131.2	555.24	0.555

III. Estimation des débits des eaux usées :

La consommation d'eau potable est utilisée pour estimer la quantité journalière d'eaux usées. Les quantités d'eau évacuées varient en fonction du type et de la nature de l'agglomération, ainsi que des différentes catégories d'urbanisation. La quantité d'eau rejetée est plus importante à mesure que l'agglomération est urbanisée. [8]

III.1. Débits des eaux usées domestiques :

La quantité d'eau écoulee dans le réseau ne correspond pas à la quantité d'eau consommée. L'eau rejetée est considérée comme étant environ 70 à 80 % de la quantité d'eau consommée.

III.1.1. Débit moyen journalier :

Le débit des eaux usées à évacuer est calculé en se basant sur la consommation d'eau potable.

Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j dom}}$: le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 l/j/hab.
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

III.1.2. Débit de pointe :

La consommation des eaux usées varie tout au long de la journée, ce qui entraîne une variation du débit. C'est pourquoi il faut établir. La formule qui donne ce dernier est la suivante :

$$Q_{\text{pte dom}} = K_p \times Q_{\text{moy,j dom}} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- $Q_{\text{pte dom}}$: le débit de pointe des eaux usées domestiques (l/s).
- $Q_{\text{moy,j dom}}$: le débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).

- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen journalier des eaux usées domestiques :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j \text{ dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j \text{ dom}} \geq 2.81 \text{ l/s} \quad (\text{IV.9})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j \text{ dom}} < 2.81 \text{ l/s} \quad (\text{IV.10})$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-2 : Les débits des eaux usées domestiques

N° SB	N _{hab}	K _r	D (l/j/hab)	Q _{moy,j dom} (l/s)	K _p	Q _{pte dom} (l/s)	Q _{pte dom} (m ³ /s)
01	-	-	-	-	-	-	-
02	1764	0.8	150	2.450	3	7.350	0.0074
03	1197	0.8	150	1.663	3	4.988	0.0050
04	1260	0.8	150	1.750	3	5.250	0.0053
05	630	0.8	150	0.875	3	2.625	0.0026
06	1260	0.8	150	1.750	3	5.250	0.0053
07	252	0.8	150	0.350	3	1.050	0.0011
08	1512	0.8	150	2.100	3	6.300	0.0063
09	1260	0.8	150	1.750	3	5.250	0.0053
10	1071	0.8	150	1.488	3	4.463	0.0045
11	-	-	-	-	-	-	-

III.2. Débits des eaux usées des équipements publics :

Ces débits sont évalués de la même façon que les eaux domestiques, en fonction de la consommation d'eau potable pour chaque type d'usager.

Le tableau suivant présente les débits des eaux des équipements publics à évacuer :

Tableau IV-3 : Les débits des eaux usées des équipements publics

N°SB	Équipement	Unité de mesure	Nu	D _{éq} (l/j/unité)	Q _{moy,j éq} (l/s)	K _p	Q _{pte éq} (l/s)	Q _{pte éq} (m ³ /s)
01	Jardin	m ²	20576	10	1.905	3	5.715	0.0057
02	Contre commercial	Vendeur	15	20	0.0028	3	0.0084	0.000092
	Salle omnisport	Vestiaire	100	30	0.028	3	0.084	
04	Ecole primaire	Élève	500	15	0.069	3	0.207	0.00021
05	Lycée	Élève	1000	15	0.139	3	0.417	0.0020
	Polyclinique	Malade	300	185	0.514	3	1.542	
	Surette Urbaine	Police	60	30	0.017	3	0.051	
07	Ecole primaire	Élève	480	15	0.067	3	0.201	0.00029
	Crèche	Élève	300	10	0.028	3	0.084	
08	Mosquée	Fidèle	500	10	0.046	3	0.138	0.00014
9	CEM	Élève	1000	15	0.139	3	0.417	0.00042
10	Ecole primaire	Élève	500	15	0.069	3	0.207	0.00021
11	Complexé hôtelier	Lit	600	40	0.22	3	0.66	0.00066

III.3. Débits des eaux parasites :

Le débit d'eau parasite est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{parasite}} = A \times Q_p \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

Q_{parasite} : Le débit d'eau parasite (l/s)

A : surface du sous-bassin (ha)

Q_p : l'eau parasite qui estimé 0,15 l/s/ha

Le débit d'eau parasite à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Les débits des eaux parasite

N° SB	A (ha)	Q _p (l/s/h)	Q _{parasite} (l/s)	Q _{parasite} (m ³ /s)
01	4.20	0.15	0.630	0.0006
02	4.55	0.15	0.683	0.0007
03	3.14	0.15	0.471	0.0005
04	3.11	0.15	0.467	0.0005
05	2.74	0.15	0.411	0.0004
06	3.24	0.15	0.486	0.0005
07	1.67	0.15	0.251	0.0003
08	2.76	0.15	0.414	0.0004
09	3.32	0.15	0.498	0.0005
10	2.48	0.15	0.372	0.0004
11	5.29	0.15	0.794	0.0008

III.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

Le débit total à évacuer est calculé en tenant compte des débits de pointe de tous les types d'eaux usées.

Le tableau suivant présente les débits totaux des eaux à évacuer :

Tableau IV-5 : Les débits totaux des eaux usées

N° SB	A (ha)	Q _{EP} (m ³ /s)	Q _{pte dom} (m ³ /s)	Q _{pte éq} (m ³ /s)	Q _{parasite} (m ³ /s)	Q _{Total} (m ³ /s)
01	4.20	0.209	-	0.0057	0.0006	0.215
02	4.55	0.484	0.0074	0.000092	0.0007	0.492
03	3.14	0.342	0.0050	-	0.0005	0.348
04	3.11	0.318	0.0053	0.00021	0.0005	0.324
05	2.74	0.280	0.0026	0.0020	0.0004	0.285
06	3.24	0.353	0.0053	-	0.0005	0.359
07	1.67	0.167	0.0011	0.00029	0.0003	0.169
08	2.76	0.290	0.0063	0.00014	0.0004	0.297
09	3.32	0.344	0.0053	0.00042	0.0005	0.350

N° SB	A (ha)	Q _{EP} (m ³ /s)	Q _{pte dom} (m ³ /s)	Q _{pte éq} (m ³ /s)	Q _{parasite} (m ³ /s)	Q _{Total} (m ³ /s)
10	2.48	0.254	0.0045	0.00021	0.0004	0.259
11	5.29	0.555	-	0.00066	0.0008	0.556

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu évaluer et estimer les débits d'eau à évacuer. On a pris en considération les débits d'eaux usées domestiques et publiques, ainsi que les eaux pluviales. Il convient de souligner que la zone d'étude n'est pas fortement industrialisée.

Selon les données obtenues, les débits d'eaux usées domestiques et publiques représentent une proportion limitée des débits pluviaux.

CHAPITRE V :

**Calcul hydraulique du
réseau d'assainissement**

Introduction :

Après les calculs de la totalité des débits, on procède au dimensionnement des ouvrages en respectant certaines normes d'écoulement et en respectant les conditions d'auto-curage.

La mise en place en profondeur est réalisée de manière à répondre aux exigences de résistance mécanique liées aux charges extérieures et en optimisant le tracé des collecteurs.

I. Conception d'un système d'assainissement :

La conception d'un réseau d'assainissement implique la représentation visuelle de tous les éléments constitutifs du réseau :

- **Les regards :** Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.
- **Les collecteurs :** sont définis par leur :
 - Diamètre.
 - Emplacements en plan.
 - Profondeurs.
 - Pentes.

- Le système d'assainissement est généralement fonctionnel en écoulement gravitaire. Toutefois dans des cas particuliers, comme les contre-pentes, il nécessite un relevage. Afin de calculer l'hydraulique d'un réseau d'assainissement, il faut faire les hypothèses suivantes : [7]
 - La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
 - L'écoulement est uniforme à surface libre.
 - Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} », malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

II. Mode de dimensionnement des canalisations :

II.1. Base de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs d'assainissement est un écoulement à surface libre. Le débit de cet écoulement est donné par la formule de la continuité :

$$Q = V \times S_m \quad (\text{V.1})$$

Avec :

- Q : le débit (m³/s).
- S_m : section (m²).
- V : vitesse d'écoulement en (m/s).

La vitesse se calcule suivant une formule d'écoulement uniforme résultant de celle de CHEZY :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (\text{V.2})$$

Tel que :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (\text{V.3})$$

Où :

- S_m : la surface mouillée de la conduite en (m²)
- P_m : le périmètre mouillé en (m).
-

II.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de CHEZY est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler), sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau.

L'expression suivante permet de calculer la vitesse d'écoulement :

$$V = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.5})$$

Le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.6})$$

❖ Procédé de calcul :

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

$$- D_{\text{cal}} \text{ (m)} \quad ; \quad Q \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

3- Choisir un diamètre normalisé pour la conduite « D_N ».

4- La vitesse d'écoulement à pleine section est calculée à l'aide de la relation suivante :

Pour un rayon hydraulique $R_h = D_n/4$, on a :

$$V_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D_N}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$- V_{\text{ps}} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)} \quad ; \quad I \text{ (m/m)}$$

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{\text{ps}} = V_{\text{ps}} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (\text{V.9})$$

Avec :

$$- Q_{\text{ps}} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad ; \quad V_{\text{ps}} \text{ (m/s)} \quad ; \quad D_N \text{ (m)}$$

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}} \quad (\text{V.10})$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$V = r_v \times V_{ps} \quad (\text{V.11})$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, donnée comme suit :

$$r_v = -25.63 \times \frac{r_Q^6}{Q} + 93.647 \times \frac{r_Q^5}{Q} - 134.25 \times \frac{r_Q^4}{Q} + 95,24. \frac{r_Q^3}{Q} - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad (\text{V.12})$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, donnée comme suit :

$$r_H = -11.423 \times \frac{r_Q^6}{Q} + 40.641 \times \frac{r_Q^5}{Q} - 55.497 \times \frac{r_Q^4}{Q} + 37.115 \times \frac{r_Q^3}{Q} - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad (\text{V.14})$$

II.3. Formule de BAZIN :

Le coefficient de Chézy est donné par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

- γ : Un coefficient d'écoulement qui dépend des matériaux utilisés et de la nature des eaux transportées.

II.3.1. Réseau unitaire :

Il est important de considérer la possibilité de dépôts, car cela entraîne un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient de Bazin peut être pris $\gamma = 0.46$; le coefficient de Chézy peut donc être représenté approximativement par l'expression suivante :

$$C = 60 \times \frac{R_h^{1/6}}{h} \quad (\text{V.16})$$

Alors, la vitesse d'écoulement :

$$V = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad (\text{V.17})$$

Le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = 60 \times R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S_m \quad (\text{V.18})$$

II.3.2. Les abaques de Bazin :

Les abaques, qui figurent en annexe, ont été développés selon la formule de Chézy-Bazin. La nature de l'effluent, le matériau de la canalisation et le type de joint sont pris en compte. On les a conçus pour supporter un débit à pleine section avec

$$R_h = D_n/4.$$

- L'abaque (1) : pour les réseaux unitaire (canalisation circulaire).
- Le nomogramme (2) permet de visualiser l'évolution du débit et de la vitesse en fonction du hauteur d'eau dans la conduite. Ils sont utilisés pour évaluer les caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage (ouvrages circulaires).

❖ Procédé de calcul :

1- A l'aide de l'abaque (1) :

En donnant la pente et le débit, on peut trouver le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « V_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation (V.10).

2- D'après l'abaque (2) :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut trouver le rapport des vitesses « r_V » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « V » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.13).

III. Conditions d'implantation des réseaux :

On étudie l'implantation des réseaux en créant des pentes pour les canalisations amont afin de faciliter leur autocurage. La pente minimale désirée est de 0,003 m / m.

La profondeur des constructions doit être suffisante pour permettre le raccordement des immeubles situés à proximité par le biais de câbles. Il est généralement refusé de drainer les caves et les sous-sols, car cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relévés vers ce dernier.

De plus, il est nécessaire de réaliser cette profondeur de manière à ce que le recouvrement soit en adéquation avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. [4]

IV. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le domaine de l'assainissement, il est essentiel de dimensionner le réseau d'assainissement du type unitaire de manière à permettre l'écoulement des sables par les débits pluviaux afin d'éviter leur décantation et d'éviter les dépôts, tout en préservant la paroi de la conduite de l'érosion.

Il est essentiel de respecter les conditions d'auto-curage lorsqu'il s'agit du réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite. Il est nécessaire de garantir une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le débit de pleine section de 1/10, et de 0,3 m/s pour le débit de pleine section de 1/100, avec un diamètre minimal de 300 mm. [1]

V. Résultats du dimensionnement :

Les tableaux ci-dessous résument les résultats du dimensionnement de tous les collecteurs et de la détermination de leurs paramètres hydrauliques :

Dimensionnement de collecteur principal 1

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (‰)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R1-R2	1013.41	1013.34	36.21	0.31	0.315	501.28	600	1.80	0.508	0.62	1.05	0.57	339.12	1.90	0.32	Vérifié
R2-R3	1013.34	1013.28	31.25	0.21	0.401	548.78	800	2.18	1.09	0.37	1.00	0.42	335.38	2.00	0.39	Vérifié
R3-R4	1013.28	1013.14	42.89	0.33	0.519	553.52	400	1.73	0.22	2.38	1.01	0.62	259.20	1.82	0.31	Vérifié
R4-R5	1013.14	1013.04	34.71	0.27	0.614	688.37	800	1.82	0.91	0.67	1.07	0.60	476.26	1.95	0.33	Vérifié
R5-R6	1013.04	1012.93	33.81	0.32	0.707	738.06	800	1.74	0.87	0.81	1.12	0.68	545.68	1.94	0.31	Vérifié
R6-R7	1012.93	1012.84	42.75	0.22	0.750	809.50	1000	1.68	1.32	0.57	1.04	0.54	537.10	1.74	0.30	Vérifié
R7-R8	1012.84	1012.71	37.69	0.34	0.789	760.37	800	1.79	0.90	0.88	1.14	0.72	578.11	2.04	0.32	Vérifié
R8-R9	1012.71	1012.60	36.79	0.31	0.826	787.07	800	1.71	0.86	0.96	1.14	0.78	620.11	1.95	0.31	Vérifié
R9-R10	1012.60	1012.50	40.74	0.25	0.868	834.84	1000	1.79	1.40	0.62	1.05	0.56	564.49	1.88	0.32	Vérifié
R10-R11	1012.50	1012.35	39.17	0.38	0.907	784.63	800	1.90	0.95	0.95	1.14	0.77	615.70	2.16	0.34	Vérifié
R11-R12	1012.35	1012.19	41.83	0.38	0.950	798.38	800	1.90	0.95	1.00	1.14	0.81	644.56	2.17	0.34	Vérifié
R12-R13	1012.19	1012.04	37.99	0.39	0.989	806.58	1000	2.23	1.75	0.14	0.69	0.25	253.13	1.54	0.54	Vérifié
R13-R14	1012.04	1011.90	32.88	0.42	1.022	805.30	1000	2.31	1.82	0.56	1.03	0.53	532.81	2.39	0.42	Vérifié
R14-R15	1011.90	1011.68	32.45	0.68	1.055	744.56	800	2.54	1.28	0.83	1.12	0.69	555.17	2.85	0.46	Vérifié
R15-R16	1011.68	1010.93	34.88	2.16	1.089	606.66	800	4.52	2.27	0.48	0.99	0.49	389.86	4.47	0.81	Vérifié
R16-R17	1010.93	1010.18	34.55	2.17	1.123	613.17	800	4.53	2.28	0.49	1.00	0.49	395.99	4.01	0.82	Vérifié
R17-R18	1010.18	1009.21	34.77	2.77	1.157	592.32	600	4.23	1.20	0.97	1.14	0.78	468.97	4.82	0.76	Vérifié
R18-R19	1009.21	1008.25	34.31	2.82	1.190	596.60	600	4.27	1.21	0.99	1.14	0.80	478.11	4.87	0.77	Vérifié
R19-R20	1008.25	1007.30	44.40	2.13	1.234	637.45	800	4.49	2.26	0.55	1.03	0.52	419.42	4.61	0.81	Vérifié
R20-R21	1007.30	1006.27	43.14	2.39	1.276	631.71	800	4.76	2.39	0.53	1.02	0.52	413.77	4.85	0.86	Vérifié
R21-R22	1006.27	1005.14	43.46	2.59	1.318	629.87	800	1.90	0.95	0.68	1.03	0.52	579.48	1.32	0.34	Vérifié

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R22-R23	1005.14	1004.05	35.35	3.10	1.353	615.01	800	1.30	0.65	0.87	1.02	0.53	412.11	1.42	0.31	Vérifié
R23-R24	1004.05	1002.99	34.46	3.09	1.386	620.97	800	4.41	2.72	0.51	1.01	0.50	403.40	4.44	0.97	Vérifié
R24-R25	1002.99	1002.14	28.37	3.00	1.414	629.12	800	4.33	2.68	0.53	1.02	0.51	411.25	4.42	0.96	Vérifié
R25-R26	1002.14	1000.94	42.54	2.81	1.456	643.91	800	4.16	2.59	0.56	1.03	0.53	425.91	4.33	0.93	Vérifié
R26-R27	1000.94	999.62	44.37	2.99	1.500	643.60	800	4.32	2.67	0.56	1.03	0.53	425.60	4.50	0.96	Vérifié
R27-R28	999.62	998.06	41.20	3.76	1.541	622.80	800	4.97	3.00	0.51	1.01	0.51	405.16	4.02	1.07	Vérifié
R28-R29	998.06	996.27	39.17	4.57	1.580	606.09	800	4.58	3.31	0.48	0.99	0.49	389.32	4.49	1.18	Vérifié
R29-R30	996.27	993.76	45.69	4.85	1.625	605.71	800	4.78	3.41	0.48	0.99	0.49	388.97	4.68	1.22	Vérifié
R30-R31	993.76	990.79	45.47	4.77	1.670	613.86	800	4.72	3.38	0.49	1.00	0.50	396.65	4.70	1.21	Vérifié
R31-R32	990.79	989.36	34.87	4.09	1.705	636.75	800	4.22	3.13	0.55	1.03	0.52	418.73	4.38	1.12	Vérifié
R32-R33	989.36	987.81	32.25	4.83	1.737	621.52	800	4.76	3.40	0.51	1.01	0.50	403.93	4.81	1.22	Vérifié
R33-R34	987.81	986.38	27.37	4.10	1.764	644.63	800	4.23	3.13	0.56	1.03	0.53	426.64	4.45	1.12	Vérifié
R34-R35	986.38	984.15	38.16	5.05	1.814	626.46	800	4.92	3.48	0.52	1.01	0.51	408.68	4.01	1.25	Vérifié
R35-R36	984.15	981.53	40.90	4.45	1.868	648.59	800	4.49	3.26	0.57	1.04	0.54	430.71	4.74	1.17	Vérifié
R36-R37	981.53	978.51	52.38	4.81	1.936	647.83	800	4.75	3.39	0.57	1.04	0.54	429.92	4.00	1.22	Vérifié
R37-R38	978.51	975.58	41.14	4.94	1.990	651.28	800	4.84	3.44	0.58	1.04	0.54	433.51	4.12	1.23	Vérifié
R38-R39	975.58	974.07	47.84	3.16	2.053	716.52	800	4.47	2.75	0.75	1.09	0.64	514.43	4.97	0.98	Vérifié
R39-R40	974.07	971.66	31.72	4.75	2.095	668.86	800	4.71	3.37	0.62	1.06	0.57	452.72	4.08	1.21	Vérifié
R40-R41	971.66	970.34	40.79	3.24	2.148	725.37	800	4.54	2.78	0.77	1.10	0.66	527.18	4.10	1.00	Vérifié
R41-R42	970.34	967.86	45.74	4.56	2.208	687.41	800	4.57	3.30	0.67	1.07	0.59	475.04	4.02	1.18	Vérifié
R42-R43	967.86	965.42	34.21	4.78	2.253	686.54	800	4.73	3.38	0.67	1.07	0.59	473.94	4.18	1.21	Vérifié
R43-R44	965.42	961.83	29.34	5.03	2.292	684.40	800	4.90	3.47	0.66	1.07	0.59	471.26	4.36	1.24	Vérifié
R44-R45	961.83	959.00	21.71	3.82	2.320	723.93	800	4.02	3.02	0.77	1.10	0.66	525.08	4.61	1.08	Vérifié

Dimensionnement de collecteur principal 2

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R46-R47	994.29	993.57	34.19	2.10	0.637	498.78	500	3.26	0.640	1.00	1.14	0.80	402.33	3.72	0.59	Vérifié
R47-R48	993.57	992.79	42.12	1.85	0.672	521.13	800	4.19	2.10	0.32	1.00	0.39	309.72	3.73	0.75	Vérifié
R48-R49	992.79	991.76	35.97	2.87	0.701	487.60	400	3.28	0.41	1.70	1.00	0.52	222.13	3.52	0.59	Vérifié
R49-R50	991.76	990.49	40.56	3.12	0.734	488.38	500	3.97	0.78	0.94	1.14	0.76	381.33	4.53	0.72	Vérifié
R50-R51	990.49	990.19	35.28	0.85	0.763	632.34	800	2.84	1.43	0.54	1.02	0.52	414.39	2.90	0.51	Vérifié
R51-R52	990.19	989.34	36.71	2.32	0.793	531.46	600	3.87	1.09	0.73	1.08	0.63	377.46	4.19	0.70	Vérifié
R52-R53	989.34	988.45	39.35	2.27	0.826	541.86	600	3.83	1.08	0.76	1.10	0.65	392.24	4.20	0.69	Vérifié
R53-R54	988.45	987.89	37.32	1.49	0.856	594.26	600	3.10	0.88	0.98	1.14	0.79	472.95	3.54	0.56	Vérifié
R54-R55	987.89	987.36	30.54	1.72	0.881	584.76	600	3.33	0.94	0.94	1.14	0.76	455.46	3.80	0.60	Vérifié
R55-R56	987.36	987.22	30.02	0.46	0.906	756.71	800	2.09	1.05	0.86	1.13	0.72	572.80	2.37	0.38	Vérifié
R56-R57	987.22	987.12	34.59	0.30	1.104	882.93	1000	1.96	1.54	0.72	1.08	0.63	625.16	2.12	0.35	Vérifié
R57-R58	987.12	987.04	36.45	0.23	1.134	937.41	1000	1.71	1.34	0.14	0.69	0.25	253.13	1.18	1.18	Vérifié
R58-R59	987.04	986.93	36.21	0.28	1.164	912.35	1000	1.89	1.48	0.78	1.11	0.67	667.18	2.09	0.34	Vérifié
R59-R60	986.93	986.57	40.97	0.90	1.199	741.16	800	2.92	1.47	0.82	1.12	0.69	550.21	3.27	0.53	Vérifié
R60-R61	986.57	985.67	37.20	2.41	1.230	622.10	800	4.78	2.40	0.51	1.01	0.51	404.48	4.82	0.86	Vérifié
R61-R62	985.67	984.47	34.30	3.51	1.258	584.67	600	4.76	1.35	0.94	1.14	0.76	455.30	4.01	0.86	Vérifié
R62-R63	984.47	982.93	32.18	4.77	1.285	556.40	600	5.55	1.57	0.82	1.12	0.69	413.44	4.22	1.00	Vérifié
R63-R64	982.93	981.43	27.84	4.30	1.308	571.12	600	5.27	1.49	0.88	1.14	0.72	434.80	4.99	0.95	Vérifié
R64-R65	981.43	979.14	30.94	4.82	1.334	563.16	600	5.58	1.58	0.85	1.13	0.71	423.27	4.30	1.00	Vérifié
R65-R66	979.14	976.27	41.12	4.79	1.334	563.82	600	5.56	1.57	0.85	1.13	0.71	424.23	4.28	1.00	Vérifié
R66-R67	976.27	973.33	46.35	4.62	1.334	567.66	600	1.90	0.54	2.48	1.10	0.71	562.00	4.22	0.34	Vérifié

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R67-R68	973.33	971.41	44.60	4.32	1.334	574.85	600	1.30	1.37	0.63	1.12	0.70	562.12	1.82	0.32	Vérifié
R68-R69	971.41	968.78	43.44	4.20	1.334	577.89	600	4.21	1.47	0.91	1.14	0.74	444.76	4.93	0.94	Vérifié
R69-R70	968.78	966.36	42.26	3.85	1.334	587.40	600	4.59	1.41	0.95	1.14	0.77	459.89	4.68	0.90	Vérifié
R70-R71	966.36	963.87	41.75	4.04	1.334	582.12	600	4.11	1.44	0.92	1.14	0.75	451.23	4.82	0.92	Vérifié
R71-R72	963.87	961.83	41.44	4.21	1.334	577.64	600	4.21	1.47	0.91	1.14	0.74	444.38	4.94	0.94	Vérifié
R72-R73	961.83	960.89	39.88	2.35	1.334	644.36	800	4.72	2.37	0.56	1.03	0.53	426.37	4.88	0.85	Vérifié
R73-R74	960.89	959.77	35.96	3.11	1.334	611.38	800	4.43	2.73	0.49	0.99	0.49	394.31	4.59	0.98	Vérifié
R74-R75	959.77	959.64	41.63	0.32	1.334	936.46	1000	2.02	1.59	0.84	1.13	0.70	702.35	2.28	0.36	Vérifié
R75-R45	959.64	959.00	22.53	2.83	1.334	622.30	800	4.18	2.60	0.51	1.01	0.51	404.67	4.22	0.93	Vérifié

Dimensionnement de collecteur secondaire du sous bassin 2

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R76-R77	1021.66	1020.99	33.99	1.97	0.054	200.08	300	2.25	0.159	0.34	0.90	0.40	120.43	2.03	0.40	Vérifié
R77-R78	1020.99	1019.32	41.23	4.07	0.120	235.60	300	3.23	0.23	0.53	1.02	0.51	153.90	3.28	0.58	Vérifié
R78-R79	1019.32	1019.14	24.60	0.70	0.160	335.40	400	2.03	0.26	0.63	1.06	0.57	227.47	2.15	0.37	Vérifié
R79-R80	1019.14	1019.07	34.60	0.20	0.215	368.63	400	2.12	0.27	0.81	1.11	0.68	272.26	2.37	0.38	Vérifié
R80-R81	1019.07	1018.79	41.81	0.68	0.282	426.38	500	2.19	0.43	0.66	1.06	0.59	292.84	2.33	0.39	Vérifié
R81-R82	1018.79	1018.71	28.27	0.27	0.327	460.22	500	2.07	0.41	0.80	1.11	0.68	339.49	2.31	0.37	Vérifié
R82-R83	1018.71	1017.76	37.04	2.57	0.386	398.00	400	3.11	0.39	0.99	1.14	0.80	319.37	3.55	0.56	Vérifié
R83-R84	1017.76	1015.74	29.92	4.75	0.434	370.64	400	4.23	0.53	0.82	1.12	0.69	275.19	4.73	0.76	Vérifié
R84-R1	1015.74	1013.41	36.32	4.48	0.492	392.78	400	4.10	0.52	0.95	1.14	0.77	308.67	4.68	0.74	Vérifié

Dimensionnement de collecteur secondaire du sous bassin 4

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R97-R98	1009.17	1006.50	46.24	4.78	0.055	170.61	300	3.50	0.247	0.22	0.81	0.32	95.33	2.82	0.63	Vérifié
R98-R99	1006.50	1005.33	32.11	3.65	0.093	218.54	300	3.06	0.22	0.43	0.96	0.46	137.78	2.92	0.55	Vérifié
R99-R100	1005.33	1004.02	38.61	3.39	0.138	256.93	300	2.95	0.21	0.66	1.07	0.59	177.07	3.14	0.53	Vérifié
R100-R101	1004.02	1001.85	44.38	4.89	0.191	270.97	300	3.54	0.25	0.76	1.10	0.65	196.17	3.89	0.64	Vérifié
R101-R102	1001.85	999.34	36.04	5.02	0.234	290.97	300	3.59	0.25	0.92	1.14	0.75	225.47	4.09	0.65	Vérifié
R102-R103	999.34	998.42	30.96	2.97	0.270	338.76	400	3.34	0.42	0.64	1.06	0.58	231.43	3.55	0.60	Vérifié
R103-R104	998.42	995.99	22.84	4.97	0.297	318.78	400	4.32	0.54	0.55	1.03	0.52	209.76	4.44	0.78	Vérifié
R104-R46	995.99	994.29	22.55	0.61	0.324	482.29	500	1.81	0.36	0.91	1.14	0.74	371.70	2.07	0.33	Vérifié

Dimensionnement de collecteur secondaire du sous bassin 5

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R86-R87	1004.38	1003.34	30.57	3.41	0.032	148.36	300	2.96	0.209	0.15	0.71	0.26	79.36	2.10	0.53	Vérifié
R87-R88	1003.34	1002.38	30.80	3.10	0.065	197.01	300	2.82	0.20	0.33	0.90	0.39	117.60	2.52	0.51	Vérifié
R88-R89	1002.38	1000.91	39.73	3.71	0.107	229.63	300	3.08	0.22	0.49	0.99	0.49	148.21	3.07	0.55	Vérifié
R89-R90	1000.91	999.76	42.96	2.67	0.152	278.61	300	2.62	0.18	0.82	1.12	0.69	207.31	2.93	0.47	Vérifié
R90-R91	999.76	998.70	38.67	2.74	0.193	291.49	300	2.94	0.21	0.93	1.14	0.75	226.29	3.35	0.53	Vérifié
R91-R92	998.70	997.32	31.56	4.39	0.227	295.00	300	3.35	0.24	0.96	1.14	0.77	232.26	3.82	0.60	Vérifié
R92-R93	997.32	994.96	26.52	5.13	0.255	299.28	300	3.63	0.26	1.00	1.14	0.80	241.43	4.14	0.65	Vérifié
R93-R46	994.96	994.29	28.56	2.36	0.285	360.93	400	2.98	0.37	0.76	1.10	0.65	261.04	3.27	0.54	Vérifié

Dimensionnement de collecteur secondaire 7

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R105-R106	996.80	996.34	33.00	1.38	0.016	135.55	300	1.88	0.133	0.12	0.66	0.23	70.48	1.25	0.34	Vérifié
R106-R107	996.34	996.03	33.69	0.94	0.032	183.42	300	1.68	0.12	0.27	0.86	0.35	105.60	1.44	0.30	Vérifié
R107-R108	996.03	994.71	31.04	4.23	0.047	164.58	300	3.29	0.23	0.20	0.78	0.30	90.83	2.57	0.59	Vérifié
R108-R109	994.71	993.54	32.77	3.58	0.063	189.53	300	3.03	0.21	0.29	0.87	0.37	110.86	2.65	0.55	Vérifié
R109-R110	993.54	992.93	32.15	1.89	0.078	222.49	300	2.44	0.17	0.45	0.97	0.47	141.49	2.37	0.44	Vérifié
R110-R111	992.93	992.52	34.53	1.20	0.095	271.38	300	1.75	0.12	0.77	1.10	0.66	196.77	1.93	0.32	Vérifié
R111-R112	992.52	992.31	31.47	0.66	0.110	305.86	400	1.79	0.22	0.49	0.99	0.49	197.32	1.78	0.32	Vérifié
R112-R113	992.31	992.11	37.69	0.52	0.128	327.45	400	1.73	0.22	0.59	1.04	0.55	218.67	1.81	0.31	Vérifié
R113-R114	992.11	991.90	36.16	0.60	0.146	340.13	400	1.79	0.22	0.65	1.06	0.58	233.08	1.90	0.32	Vérifié
R114-R56	991.90	987.22	48.5	0.9	0.169	355.48	400	1.84	0.23	0.73	1.086	0.63	253.27	1.99	0.33	Vérifié

Dimensionnement de collecteur intercepteur

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R45-Rejet	959.00	957.480	28.11	4.80	3.654	822.39	1000	4.83	4.143	0.59	1.05	0.55	550.70	4.95	1.41	Vérifié
R120-R121	956.46	955.59	39.11	2.21	3.654	951.13	800	4.58	2.30	1.59	1.11	0.71	698.13	4.63	0.82	Vérifié
R121-R122	955.59	954.96	30.43	2.10	3.654	960.27	1000	2.81	0.35	0.35	1.12	0.70	715.63	2.95	0.51	Vérifié
R122-R123	954.96	954.04	43.85	2.10	3.654	960.27	1000	4.18	4.06	0.90	1.14	0.74	736.98	4.89	0.93	Vérifié
R123-R124	954.04	953.11	32.15	2.88	3.654	905.06	1000	4.06	4.76	0.77	1.10	0.66	656.57	4.67	1.09	Vérifié
R124-R125	953.11	952.24	30.27	2.88	3.654	905.06	1000	4.06	4.76	0.77	1.10	0.66	656.57	4.67	1.09	Vérifié
R125-R126	952.24	950.79	48.68	2.98	3.654	899.28	1000	4.17	4.84	0.75	1.09	0.65	648.24	4.75	1.11	Vérifié
R126-R127	950.79	950.13	40.13	1.63	3.654	1006.99	1200	4.15	5.82	0.63	1.06	0.57	683.34	4.44	0.93	Vérifié
R127-R128	950.13	949.48	40.21	1.63	3.654	1006.99	1200	4.15	5.82	0.63	1.06	0.57	683.34	.44	0.93	Vérifié
R128-R129	949.48	949.13	40.07	0.87	3.654	1132.80	1200	3.76	4.25	0.86	1.13	0.71	855.92	4.26	0.68	Vérifié
R129-R130	949.13	948.78	40.02	0.87	3.654	1132.80	1200	3.76	4.25	0.86	1.13	0.71	855.92	4.26	0.68	Vérifié
R130-R131	948.78	947.95	40.06	2.06	3.654	963.74	1000	4.13	4.02	0.14	0.69	0.25	253.13	3.55	3.55	Vérifié
R131-R132	947.95	947.45	34.60	1.44	3.654	1030.67	1200	4.84	5.47	0.67	1.07	0.59	711.99	5.17	0.87	Vérifié
R132-R133	947.45	946.87	40.34	1.44	3.654	1030.67	1200	4.84	5.47	0.67	1.07	0.59	711.99	5.17	0.87	Vérifié
R133-R134	946.87	946.41	40.01	1.16	3.654	1073.31	1200	4.34	4.91	0.74	1.09	0.64	769.55	4.74	0.78	Vérifié
R134-R135	946.41	945.90	39.97	1.26	3.654	1056.80	1200	4.53	5.12	0.71	1.08	0.62	746.45	4.01	0.81	Vérifié
R135-R136	945.90	945.40	39.79	1.26	3.654	1056.80	1200	4.53	5.12	0.71	1.08	0.62	746.45	4.89	0.81	Vérifié
R136-R137	945.40	944.97	39.81	1.08	3.654	1087.79	1200	4.19	4.74	0.77	1.10	0.66	790.38	4.61	0.75	Vérifié
R137-R138	944.97	944.54	39.82	1.08	3.654	1087.79	1200	4.19	4.74	0.77	1.10	0.66	790.38	4.61	0.75	Vérifié
R138-R139	944.54	944.11	40.12	1.08	3.654	1087.79	1200	4.19	4.74	0.77	1.10	0.66	790.38	4.61	0.75	Vérifié
R139-R140	944.11	943.74	39.88	0.93	3.654	1118.72	1200	1.90	2.15	1.70	1.11	0.75	845.52	2.10	0.34	Vérifié

Tronçon	Radier am (m)	Radier av (m)	L (m)	Pente (%)	Q (m³/s)	D _{cal} (mm)	D _N (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m³/s)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R140-R141	943.74	942.93	39.76	2.03	3.654	966.40	1000	1.30	1.02	0.58	1.10	0.72	792.23	1.50	0.32	Vérifié
R141-R142	942.93	941.89	39.55	2.64	3.654	919.94	1000	4.80	4.56	0.80	1.11	0.68	678.26	4.46	1.04	Vérifié
R142-R143	941.89	941.58	39.75	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R143-R144	941.58	941.32	40.03	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R144-R145	941.32	941.07	39.93	0.80	3.654	1150.75	1200	3.61	4.08	0.90	1.14	0.74	882.05	4.11	0.65	Vérifié
R145-R146	941.07	940.82	39.63	0.80	3.654	1150.75	1200	3.61	4.08	0.90	1.14	0.74	882.05	4.11	0.65	Vérifié
R146-R147	940.82	940.57	38.10	0.78	3.654	1156.23	1200	3.56	4.03	0.91	1.14	0.74	890.19	4.06	0.64	Vérifié
R147-R148	940.57	940.32	39.19	0.78	3.654	1156.23	1200	3.56	4.03	0.91	1.14	0.74	890.19	4.06	0.64	Vérifié
R148-R149	940.32	940.07	39.91	0.78	3.654	1156.23	1200	3.56	4.03	0.91	1.14	0.74	890.19	4.06	0.64	Vérifié
R149-R150	940.07	940.06	1.35	0.78	3.654	1156.23	1200	3.56	4.03	0.91	1.14	0.74	890.19	4.06	0.64	Vérifié
R150-R151	940.06	939.94	38.95	0.81	3.654	1148.08	1200	3.63	4.10	0.89	1.14	0.73	878.12	4.13	0.65	Vérifié
R151-R152	939.94	939.70	40.20	0.81	3.654	1148.08	1200	3.63	4.10	0.89	1.14	0.73	878.12	4.13	0.65	Vérifié
R152-R153	939.70	939.61	39.93	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R153-R154	939.61	939.56	40.25	0.81	3.654	1148.08	1200	3.63	4.10	0.89	1.14	0.73	878.12	4.13	0.65	Vérifié
R154-R155	939.56	939.45	40.53	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R155-R156	939.45	939.26	41.19	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R156-R157	939.26	939.04	44.35	0.79	3.654	1153.47	1200	3.58	4.05	0.90	1.14	0.74	886.07	4.08	0.65	Vérifié
R157-R158	939.04	938.83	47.93	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R158-R159	938.83	938.78	42.62	0.78	3.654	1156.23	1200	3.56	4.03	0.91	1.14	0.74	890.19	4.06	0.64	Vérifié
R159-R160	938.78	938.72	45.59	0.77	3.654	1159.03	1200	3.54	4.00	0.91	1.14	0.75	894.42	4.03	0.64	Vérifié
R160-R161	938.72	938.65	49.84	0.80	3.654	1150.75	1200	3.61	4.08	0.90	1.14	0.74	882.05	4.11	0.65	Vérifié
R161-R162	938.65	938.59	49.01	0.79	3.654	1153.47	1200	3.58	4.05	0.90	1.14	0.74	886.07	4.08	0.65	Vérifié
R162-DO	938.59	938.54	34.42	0.82	3.654	1145.44	1200	3.65	4.13	0.89	1.14	0.73	874.26	4.15	0.66	Vérifié

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le dimensionnement du réseau d'assainissement, à savoir les collecteurs d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Après avoir calculé les dimensions des collecteurs et leurs paramètres hydrauliques, nous avons constaté que les vitesses d'écoulement sont suffisantes pour assurer l'autocurage du réseau.

CHAPITRE VI :

**Les éléments constitutifs
du réseau et
Ouvrages annexes**

Introduction :

L'assainissement est une approche qui vise à améliorer la santé globale de l'environnement en éliminant toute source de mauvais état.

Les composants d'un réseau d'égout doivent garantir le bon fonctionnement de celui-ci.

Les éléments peuvent être divisés en éléments principaux qui forment le corps du réseau et ouvrage annexes qui assurent une utilisation efficace du réseau.

I. Les ouvrages principaux :

Le réseau d'assainissement comprend des ouvrages principaux qui assurent l'évacuation des eaux usées ou pluviales en dehors du réseau. Ils incluent principalement les conduites et les joints.

I.1. Les canalisations :

La canalisation d'assainissement est une canalisation qui fait partie d'un réseau d'assainissement et qui permet de transporter des fluides (eaux usées et pluviales...) entre deux points de raccordement.

I.2. Types de canalisations : Il existe plusieurs types de canalisations.**I.2.1. Conduites en béton non armé :**

La fabrication mécanique des tuyaux en béton non armé est assurée par un procédé garantissant une grande compacité du béton, dont la longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces tuyaux sont très fragiles et ne sont pas recommandés pour les canalisations visitables.

I.2.2. Conduites en béton armé :

La résistance structurelle du tuyau est renforcée par des armatures composées d'une ou plusieurs cages d'acier, placées de manière adéquate pour faire face aux contraintes de traction dans la paroi du tuyau.

I.2.3. Tuyaux en amiante-ciment :

La fabrication des tuyaux et des pièces de raccord en amiante-ciment implique l'utilisation d'un mélange de déciment Portland et d'amiante en fibre, qui est réalisé en présence d'eau. La fabrication de ce type de canalisation se distingue par le mode d'assemblage : à emboîtement ou sans emboîtement, avec deux bouts lisses. Les dimensions sont allant de 60 à 500 mm pour des longueurs allant de 4 à 5 mètres. Ce sont uniquement des joints préformés qui sont utilisés.

I.2.4. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

Les tuyaux sont vulnérables aux changements de température inférieurs à 0°C. Ils ont une certaine réactivité face aux chocs. La dilatation joue un rôle crucial et il est essentiel de prendre en considération lors de la pose. La taille minimale est de 6 mètres.

I.2.5. Conduites en fonte :

La mise en place de ce type de conduite a été prévue en raison de la sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Ce genre d'équipement est fréquemment employé dans les raffineries de pétrole afin de drainer les eaux usées industrielles.

I.2.6. Conduite en grès :

Les conduites en grès sont des conduites céramiques à base d'argile et de shale vitrifiées à une température élevée. Elles offrent une durabilité, une résistance à la corrosion. Ces canalisations peuvent être livrées avec des longueurs utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

I.3. Choix du type de canalisations :

Il est important de se baser sur les critères suivants pour choisir les différents types de conduites.

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le diamètre utilisé.
- Les analyses chimiques des eaux usées.
- Les efforts extérieurs dus au remblai.

➤ **Pour notre projet**, nous avons choisi des conduites en PVC pour des diamètres inférieur ou égale de 630 mm et des conduites en Béton armé pour des diamètres supérieur de 630mm de profil circulaire.

I.4. Joints des conduites

I.4.1. Joints des conduites en béton :

Le bon choix des assemblages est directement lié à la qualité du joint. Il est déterminé par la nature des eaux et leur adaptation à la stabilité du sol, ainsi que par la nature des tuyaux et leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Pour assembler les conduites en béton armé ou non armé, il existe cinq types :

- Joint torique.
- Joint type Rocla.
- Joint à coller.
- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint plastique.

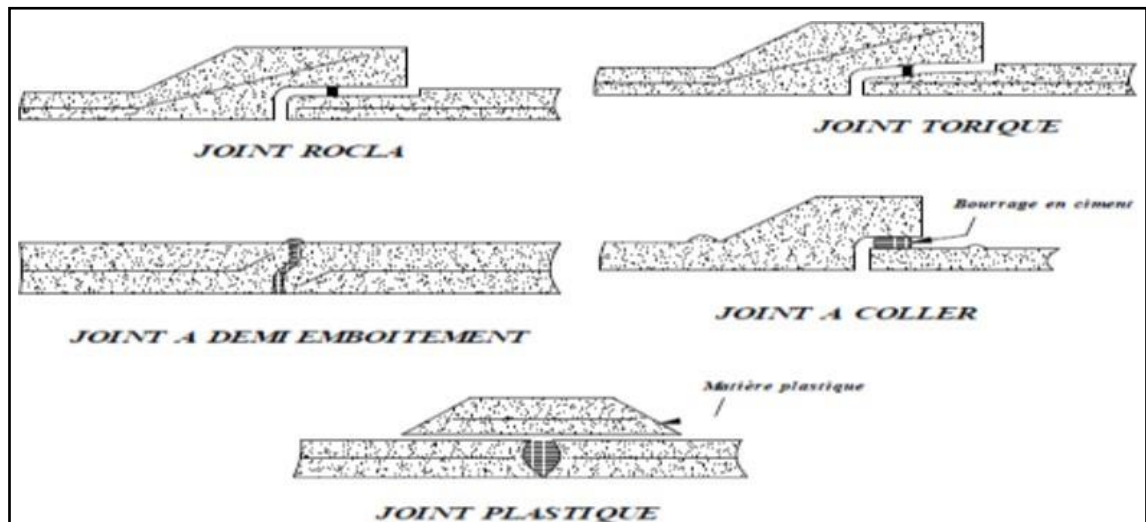


Figure VI-1 : Joints sur tuyaux en béton

I.4.2. Joints des conduites en grès :

Les conduites en grès sont assemblées à l'aide de trois types de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints à double anneaux
- Joints réalisés avec une corde goudronnée et du mortier de ciment.

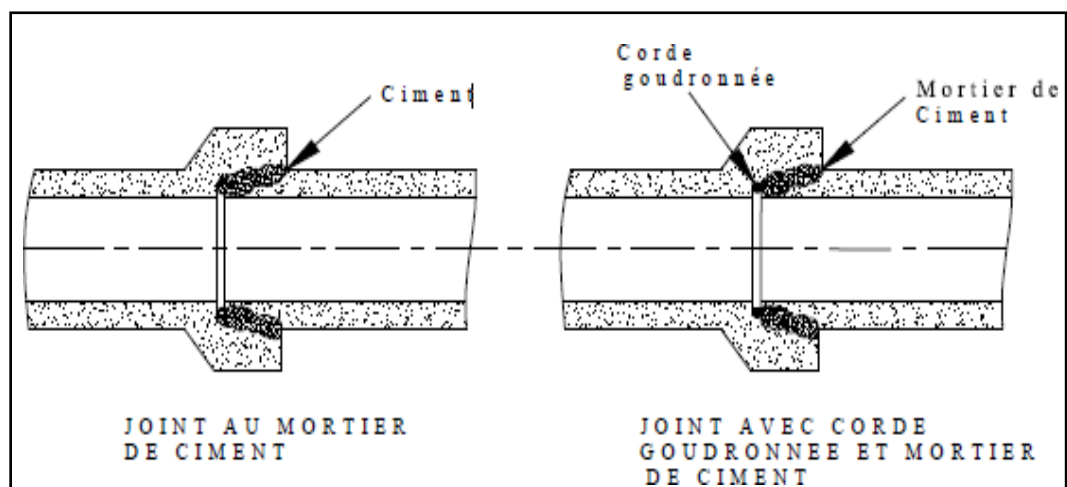


Figure VI-2 : Joints de tuyau en grès

I.4.3. Joints des conduites en amiante-ciment :

On distingue deux types de joints sans emboîtement pour assembler ces types de conduites :

- Joint « Everitube »
- Joint « Eternit », conçu pour le raccordement de conduites à bout lisse.

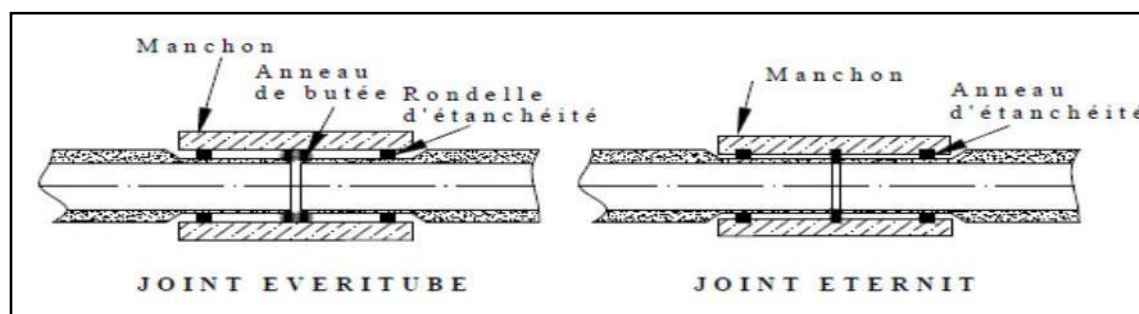


Figure VI-3 : Joints Everitube et Eternit

I.5. Les essais de conduites préfabriqués :

Avant de commencer à installer des canalisations, il est essentiel de réaliser divers essais, tels que l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion, sur nos conduites.

I.5.1. Essai à l'écrasement :

L'évaluation de l'écrasement est réalisée à l'aide d'une presse automatique enregistrant les efforts.

Il est nécessaire de les distribuer de manière homogène sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche se poursuit jusqu'à ce qu'elle soit arrêtée par écrasement. À une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute, ou ovalisation de la conduite. Il est possible de la comparer directement à la pression exercée par le remblai. [1]

I.5.2. Essai d'étanchéité :

L'essai d'étanchéité consiste à évaluer si un élément ou un système est capable d'empêcher les fuites de fluides, en utilisant : La conduite en béton est remplie d'eau et maintenue en place à l'usine. Il est important que la baisse du niveau de l'eau ne dépasse pas 2 cm en 24 heures et Sur le chantier, il est possible de réaliser l'un des trois essais suivants :

- L'essai à l'eau.
- L'essai à la fumée.
- i à l'air sous pression.

I.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton sont les plus fréquemment employées et les plus couramment corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton débute lorsque le pH de la surface diminue en raison du lessivage abusif de la chaux et de la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

Un test de corrosion consiste à ajouter divers acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). L'échantillon est pesé après avoir été lavé à l'eau douce et séché à l'étuve. Il ne convient pas de modifier les surfaces de la paroi interne. [1]

II. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes jouent un rôle essentiel dans le réseau d'assainissement, tout comme les canalisations.

Les ouvrages annexes sont classés en deux types :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

II.1. Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les plus courants. Ils se rencontrent à la fois en amont et le long des réseaux. En général, ils sont responsables de la collecte des effluents ou de l'accès au réseau.

II.1.1. Les regards :

Les regards sont essentiels pour accéder au réseau d'assainissement afin de le nettoyer, le contrôler et le maintenir en bon état. On le compose habituellement d'une cuvette, qui accueille les eaux usées, et d'une plaque, qui recouvre la cuvette.

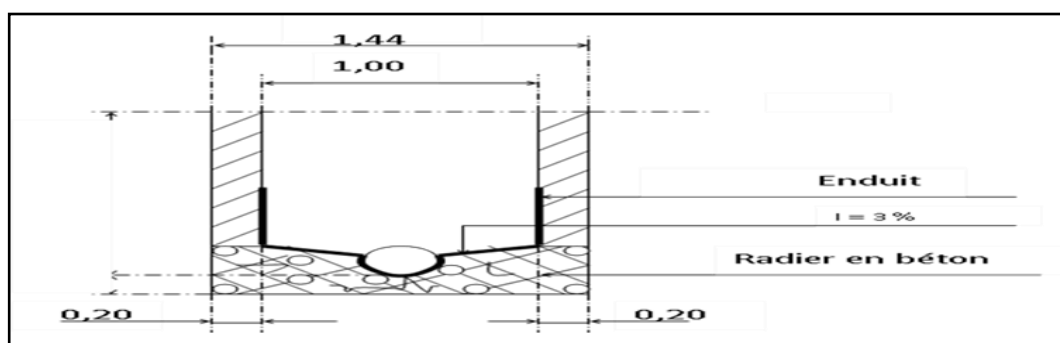


Figure VI-4 : Exemple d'un regard simple

❖ Types des regards :

Les types de regards sont classés en fonction de trois critères : l'encombrement, la pente du terrain et le système d'évacuation. On distingue donc les types suivants :

• Regard de visite :

Ces regards sont conçus pour l'entretien régulier et le curage régulier des canalisations, tout en garantissant une bonne ventilation.

• Regard de jonction :

Ces ouvrages permettent de relier deux collecteurs de diamètre égal ou différent. Les collecteurs sont conçus pour assurer une bonne ventilation, compenser les écarts entre les radiers des collecteurs, empêcher le reflux d'eau en période de sécheresse et maintenir les niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur.

• Regard de chute :

C'est le projet le plus demandé en assainissement, il permet une dissipation d'énergie partiellement localisée, il est très utilisé lorsque le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux types de chutes :

- La chute verticale profonde : utilisée pour des diamètres faibles et un débit important ; leur objectif est de réduire la vitesse.
- La chute toboggan : utilisée pour des diamètres assez importants, elle garantit la continuité d'écoulement et évite les remous.

• Regard de ventilation :

Ce regard facilite la ventilation du réseau d'assainissement. Il assure l'évacuation des gaz et des odeurs qui se forment dans les canalisations et assure le bon fonctionnement du réseau.

❖ Emplacement :

Il est nécessaire d'installer les regards sur les canalisations dans les points suivants :

- Changements de direction.
- Changements de pente.
- Tous les points de jonctions.
- Points de chute.

II.1.2. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont utilisées pour recueillir les eaux de surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont habituellement placées au bas des caniveaux, c'est-à-dire sur le trottoir. En moyenne, la distance entre les deux bouches d'égout est de 50 mètres. La partie d'entrée dépend de la distance entre les deux bouches pour absorber le flot d'orage venant de l'amont.

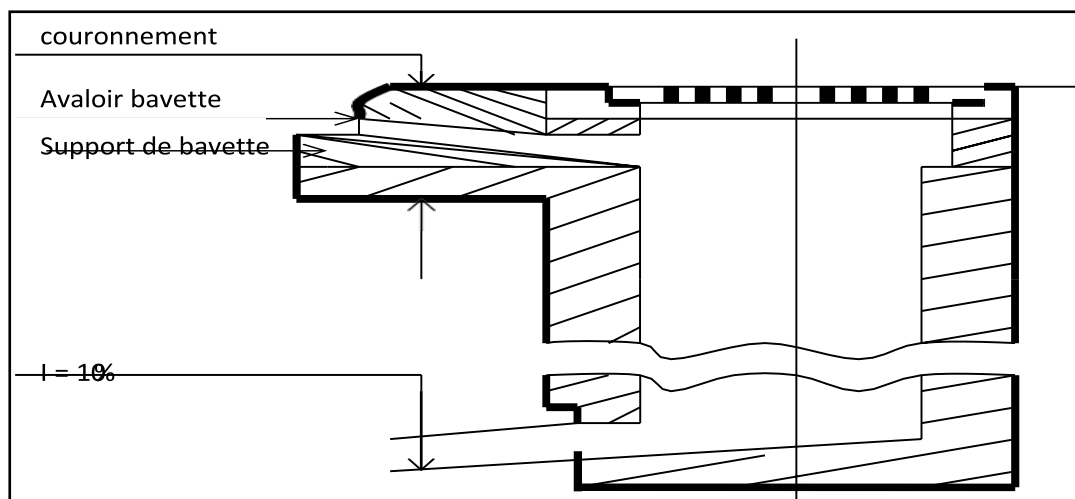


Figure VI-5 : Une bouche d'égout sans décantation

II.1.3. Les branchements particuliers :

Les bouches d'égout ont pour fonction de recueillir les eaux usées et les eaux pluviales provenant des bâtiments. Il y a trois éléments essentiels dans un branchement :

- Un regard de façade qui doit être placé en bordure de la voie publique et au maximum en bordure.
- Des canalisations de branchement sont installées près de la façade de la propriété afin de faciliter l'accès aux employés chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement. De préférence, elles sont raccordées à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE).
- La nature et les dimensions du réseau public sont influencées par les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement. [1]

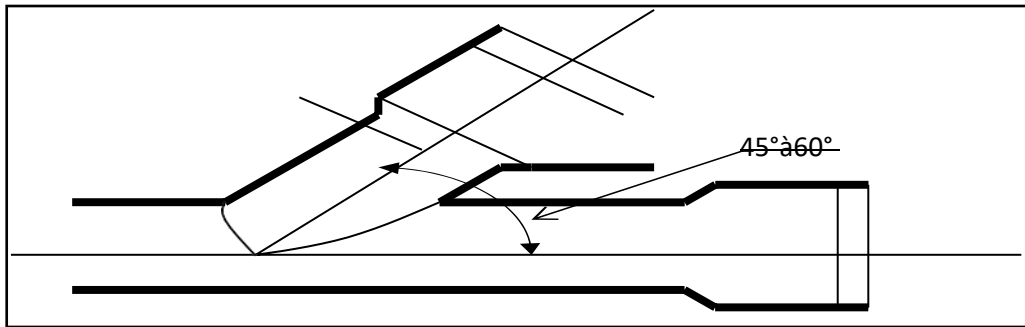


Figure VI-6 : Un branchement simple

II.1.4. Les caniveaux :

Les dispositifs sont conçus pour collecter les eaux pluviales qui ruissellent sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis les acheminer vers les bouches d'égout.

Pour notre projet, nous disposons de caniveaux entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites afin de faciliter l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

II.2. Les ouvrages spéciaux :

Les ouvrages spéciaux sont des ouvrages qui servent à collecter, transporter, épurer ou évacuer les eaux usées ou pluviales.

II.2.1. Les déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un dispositif qui permet de rejeter directement une partie des effluents dans l'environnement naturel, lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine limite. En cas de pluie, les déversoirs d'orage sont généralement placés sur les réseaux unitaires afin de restreindre les apports au réseau aval, et plus particulièrement aux stations d'épuration. [3]

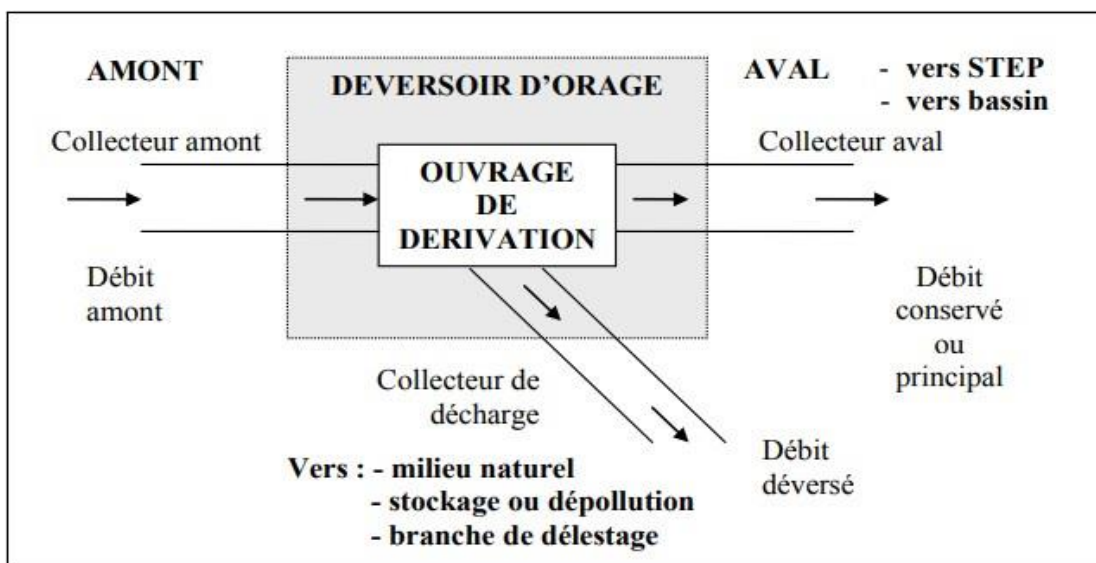


Figure VI-7 : Schéma du déversoir d'orage

II.2.1.1. Types de déversoirs d'orage :

Les déversoirs d'orage se distinguent selon la pente et l'écoulement, et la position de la Step. Il existe différents types :

a) Déversoir à seuil frontal.

Le seuil est donc droit et perpendiculaire à la circulation. On peut encore distinguer parmi les déversoirs à seuils frontaux une sous-catégorie en fonction de la présence ou non d'une contraction se produit au niveau du seuil, de la mise en charge de la conduite en aval et de l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.



Figure VI-8 : Exemples de déversoir frontal

b) Déversoir à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.



Figure VI-9 : Exemple de déversoir à seuil latéral

c) Déversoir à double seuil latéral :

Le choix d'un double seuil déversant est fait dans ce genre de déversoir lorsque les calculs nous indiquent une longueur significative du seuil du déversoir.



Figure VI-10 : Exemple de déversoir à double seuil

d) Déversoir by-pass :

Ce type de déversoir qui permet d'évacuer vers l'environnement naturel. Il est essentiel d'aménager les points de ruissellement de manière à dégager le réseau aval, à assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval, et à envoyer les eaux supplémentaires lors des orages vers un autre collecteur en jouant le rôle de maillage du réseau. Afin d'augmenter la capacité de transport, il est nécessaire de prélever les eaux en temps sec afin de les acheminer vers un égout des eaux. De plus, il est possible de transformer la partie inférieure du collecteur unitaire en un collecteur semi-pluvial, éventuellement avec un vannage.

II.2.2. Emplacement de déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- En amont de la station d'épuration afin de réguler le débit.
- Au centre du réseau afin de diminuer le diamètre des collecteurs, ou pour décharger un collecteur.

Avant de faire des projections, il est important de prendre en compte : - Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents, ainsi que de déterminer le degré de dilution en fonction du pouvoir du milieu récepteur à s'auto-épurer.

La station d'épuration doit avoir une capacité et des surfaces suffisantes afin d'éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

La situation géographique du site et Les variations des pentes. [1].

II.2.3. Choix du type de déversoir d'orage :

- Le type de déversoir d'orage à choisir dépend de divers éléments, tels que :
- La topographie du site, la pente des canalisations.
 - Les caractéristiques du réseau d'assainissement, notamment le diamètre et la pente des canalisations.
 - Les conditions hydrologiques du site, telles que la pluviométrie moyenne et les intensités des précipitations maximales.
 - Les contraintes environnementales, comme la préservation des ressources en eau naturelles et la prévention des perturbations sonores. [1]

Dans notre projet, nous avons déversoirs d'orage de type frontal.

III. Procédé de calcul :

- Le déversoir d'orage

1- Temps de concentration t_c :

Il tient compte du temps mis par l'eau pour arriver aux déversoirs donc du temps de concentration, il détermine alors le débit pluvial.

$$t_c = 15 \text{ min}$$

2- Coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} = 1 - \frac{15}{100} = 0.85$$

3- Débit de dimensionnement (débit critique) :

$$Q_c = Z \times Q_t$$

$$Q_c = 0.85 \times 3.654 = 3.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

- Q_t : débit total (m^3/s)

4- Débit de la STEP :

$$Q_{\text{STEP}} = C_{\text{dilution}} \times Q_{\text{ts}}$$

Avec :

- C_{dilution} : coefficient de dilution
- Q_{ts} : débit de temps sec (m^3/s)

$$Q_{\text{STEP}} = 3 \times 0.053 = 0.159 \text{ m}^3/\text{s}$$

5- Débit déversant :

$$Q_{\text{dev}} = Q_c - Q_{\text{STEP}} \Rightarrow Q_{\text{dev}} = 3.11 - 0,159 = 2.951 \text{ m}^3/\text{s}$$

6- Détermination de la hauteur d'eau correspondant aux débits à l'mont du déversoir :

On a :

$$Q_{\text{ps}} = 4.13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{cr}} = 3.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc d'après l'abaque : $R_{Q_{\text{cr}}} = Q_{\text{cr}}/Q_{\text{ps}} = 0.75 \rightarrow R_{\text{hcr}} = 0.64$

Donc :

$$R_{\text{hcr}} = h_{\text{tcr}}/D \rightarrow h_{\text{tcr}} = R_{\text{hcr}} * D = 0.78 * 1.2 = 0.768 \text{ m}$$

d) Détermination de la hauteur demandé par la STEP

$$R_q(\text{step}) = 0.038 \rightarrow \text{abaque} \rightarrow R_h = 0.07$$

$$h_{\text{step}} = R_h * D = 0.07 * 1.2 = 0.084 \text{ m}$$

e) Détermination de la hauteur diversé

$$h_{\text{dev}} = h_{\text{tcr}} - h_{\text{step}} = 0.768 - 0.084 = 0.684 \text{ m}$$

$$h_{\text{dev}} = 0.7 \text{ m}$$

7- La longueur du seuil du déversoir :

$$Q_{\text{dev}} = m \times L \times \sqrt{2 \times g \times H_{\text{dev}}^{3/2}}$$

Avec :

- m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir
on prend $m = 0,46$ dans un déversoir d'orage frontal.
- L : longueur du seuil (m).
- H_{dev} : la hauteur d'eau déversée par le déversoir (m).
- g : pesanteur = 9.81 m/s^2 .

Donc :

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{m \times \sqrt{2 \times g \times H_{\text{dev}}^{3/2}}} \Rightarrow L = \frac{2.951}{0,46 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,7^{3/2}}} = 2.47 \text{ m}$$

Conclusion :

Afin de garantir le bon fonctionnement du système d'assainissement, il est essentiel de prendre les bonnes décisions concernant les canalisations et les joints.

Ainsi, pour les collecteurs de diamètre inférieur ou égal à 630 mm, nous avons choisi des conduites en PVC et pour les collecteurs de diamètre supérieur à 630 mm, nous avons choisi des conduites en béton armé.

En outre, afin d'optimiser l'utilisation du réseau d'assainissement, de simplifier les opérations de curage et d'éviter les problèmes techniques, nous avons conçu des ouvrages annexes de dimension adéquate.

CHAPITRE VII :



**Organisation du chantier
et devis estimatif**

Introduction :

La mise en place d'un système d'assainissement est soumise aux lois qui régissent tous les chantiers situés dans la nature, qu'ils soient urbains ou ruraux.

Afin d'assurer une réalisation optimale, il est essentiel de respecter les règles de l'organisation générale du chantier. La méthode la plus répandue est la méthode CPM, également connue sous le nom de méthode cortical patch, qui vise à diminuer les délais de réalisation, les dépenses et améliorer le rendement du travail. Son principe repose sur la mise en place d'un réseau qui reflète la succession des opérations qui composent le projet en question. En fin de compte, on parvient à ce que l'on nomme le chemin critique.

I. Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15 mètres de largeur, les conduites sont généralement disposées dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus longues, il est nécessaire d'installer un égout sous chaque trottoir.

En règle générale, dans le système séparatif, il n'y a qu'une seule canalisation d'eau pluviale qui est jointe à l'une des canalisations d'eaux usées.

II. Exécution des travaux :

La mise en place des canalisations implique principalement :

- ❖ Vérification, manutention des conduites.
- ❖ Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- ❖ Emplacement des jalons et des piquets.
- ❖ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- ❖ Aménagement du lit de pose.
- ❖ La mise en place des canalisations en tranchée.
- ❖ Assemblage des tuyaux.
- ❖ Construction des regards.
- ❖ Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- ❖ Remblai des tranchées. [9]

II.1. Manutention et stockage des conduites :

On entend par Manutention toute opération de transport ou de soutien d'une charge, dont le levage, la pose, la poussée, la traction, le port ou le déplacement, qui exige des efforts. [9]

II.2. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant de commencer à creuser les tranchées, il est nécessaire de débiter l'opération de décapage des terres végétales à des profondeurs faibles. La tâche est réalisée à l'aide d'un dozer sur une épaisseur de 10cm.

II.3. Emplacement des piquets :

Selon les plans de masse, il est nécessaire de positionner les jalons des piquets à chaque point d'emplacement d'un regard à chaque modification de direction ou de pente, ainsi qu'à chaque connexion ou jonction de canalisation.

II.4. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus courant lors de la construction des collecteurs urbains.

Les conditions de croisement d'ouvrages existants ou d'axe hydraulique restreignent toujours la profondeur de la tranchée.

Le type d'emboîtement des tuyaux, les dimensions extérieures, l'espace minimal entre la canalisation et la paroi de la tranchée, la fondation, la place disponible pour les fouilles, la profondeur de pose, la nature des terrains rencontrés déterminent la largeur de la tranchée.

Étant donné le coût des terrassements, il n'est pas rentable de créer des tranchées trop larges, ce qui nous conduit à réaliser des fouilles de largeurs minimales.

II.5. Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront disposées sur un lit de sable d'une épaisseur de 15cm ou moins. Il sera correctement nivelé en fonction des côtes du profil en long. Il est nécessaire que le lit de pose soit composé de sable avec au moins 12% de particules inférieures à 0,1 mm. En cas d'instabilité du terrain, des travaux spécifiques sont requis : l'application d'un béton de propreté ou même des dalles de répétition. [9]

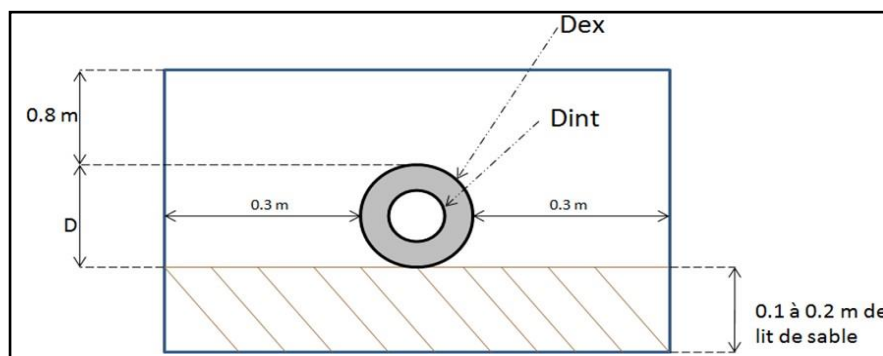


Figure VII-1 : Pose du lit de sable

II.6. Pose des canalisations :

Il est important de vérifier les points suivants lors de la pose de canalisation :

- Le calage est réalisé de manière permanente par remblai partiel ou provisoire par cales.
- Les éléments sont installés de l'aval vers l'amont, avec l'entourage des tuyaux orienté vers l'amont.
- Avant l'installation des abouts, il est essentiel de dégager les surfaces des abouts et le lit des tranchées de tout obstacle ou polluant.
- Il est nécessaire de vérifier et de nettoyer les joints.

II.7. Assemblage des canalisations :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont réalisés en utilisant une bague renforcée d'une armature et qu'on coule sur place à l'intérieur d'un moule.

II.8. Essai d'étanchéité :

Après avoir été installées au fond des tranchées, on vérifie l'étanchéité des conduites en effectuant un essai à l'eau, à l'air ou à la fumée.

II.9. Réalisation des regards :

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes suivantes :

- 1- Préparation du fond du regard :
 - Réglage du fond du regard.
 - Exécution de la couche de béton de propreté.
- 2- Pose du radier :
 - Ferrailage du radier de regard.
 - Bétonnage du radier.
- 3- Pose des parois :
 - Ferrailage des parois.
 - Coffrage des parois.
 - Bétonnage des parois.
 - Décoffrage des parois.
- 4- Pose de la dalle :
 - Ferrailage de la dalle.
 - Coffrage de la dalle.
 - Bétonnage de la dalle.
 - Décoffrage de la dalle.

Généralement, les regards sont cubiques, avec des dimensions qui correspondent à la profondeur des tranchées et au diamètre des conduites. Il est possible de les fabriquer sur place en béton armé. Les vues réalisées sur site offrent la possibilité d'être adaptées aux exigences particulières du projet, tandis que les vues préfabriquées permettent d'accélérer la construction. [9]

II.10. Remblayage et compactage :

Suite à l'installation des canalisations, les tranchées sont recouvertes de remblai pour reconstituer le terrain naturel. Les remblais sont réalisés en couches compactées de 20cm.

III. Choix des engins :

La réalisation des travaux implique l'emploi de divers types d'engins, car chaque opération requiert un engin particulier. On peut classer ces engins en trois catégories :

- 1- Les engins de chargement :
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les chargeuses.
- 2- Les engins de transport :
 - Les camions bennes.
 - Les brouettes.
 - Les véhicules utilitaires.
 - Les dumpers.
- 3- Les engins de mise en place des matériaux :
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.

❖ Nous avons employé les engins suivants pour notre projet.

➤ **Pour le décapage :**

La niveleuse est une machine employée pour évacuer la terre végétale sur les terrains difficiles à évacuer. Elle se compose d'un tracteur à quatre roues, dont deux sont avant-courues. Une lame repose sur une couronne et a la capacité de tourner ou de se déplacer dans son prolongement dans toutes les directions. [7]



Figure VII-2 : Niveleuse

➤ **Pour l'excavation des tranchées :**

La pelle équipée en rétro est utilisée pour les travaux de terrassement. Les pelles représentent des outils polyvalents qui peuvent être employés sur tous les types de sols. Elles sont principalement employées dans le domaine des déblais et du transport de matériaux. Une pelle à chenille est recommandée pour les terrains difficiles. [7]



Figure VII-3 : Pelle à chenille

➤ **Pour le remblaiement :**

Le remblayage a été réalisé à l'aide d'une chargeuse, un engin de terrassement équipé d'un corps automoteur articulé et d'une benne de grande taille à l'avant. [7]



Figure VII-4 : Chargeuse

➤ **Pour le compactage :**

La terre a été compactée après le remblayage à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses, un véhicule lourd équipé d'un ou plusieurs rouleaux en fonte qui tassent la terre en roulant dessus. [7]



Figure VII-5 : Compacteur à rouleaux lisses

IV. Calcul des différents volumes des travaux :

IV.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = L \times B_{\text{cv}} \times H_{\text{vc}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume du décapage de la couche végétale décapée (m^3).
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m)
- H_{vc} : profondeur de la couche végétale (m)

IV.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- V_{d} : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{\text{ls}} = e \times L \times B \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.4. Volume occupé par les collecteurs :

$$V_{\text{cond}} = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L \quad (\text{VII.4})$$

Tel que :

- V_{cond} : volume occupé par les collecteurs (m^3).

- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times B \times L \quad (\text{VII.5})$$

Tel que :

- H_e : hauteur d'enrobage (m).
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

IV.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume du décapage la couche végétale décapée (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

IV.7. Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.7})$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = K_f \times V_d \quad (\text{VII.8})$$

Tel que :

- K_f : coefficient de foisonnement varie en fonction de la nature du sol.

V. Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'évaluer le coût de réalisation de notre projet, il est essentiel de réaliser le calcul du devis quantitatif et estimatif. L'objectif de ce calcul est de calculer les quantités de toutes les opérations réalisées sur le terrain pour la réalisation du projet, puis de les multiplier par le prix unitaire associé.

Tableau VII-1 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage du tranché	m ³	1009.92	200	201984
2	Déblai	m ³	10026.54	300	3007962
3	Pose du tranché	m ³	2008.73	1500	3013095
4	Remblai de la tranchée	m ³	3139.12	300	941736
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	7130.18	500	3565090
B	Canalisation				
1	PVC-315mm	ml	513.41	3200	1642912
2	PVC-400mm	ml	488.50	4400	2149400
3	PVC-500mm	ml	130.21	5200	677092
4	PVC-630mm	ml	712.68	6200	4418616
5	Béton Arme-800mm	ml	1796.79	8000	14374320
6	Béton Arme-1000mm	ml	630.66	10000	6306600
7	Béton Arme-1200mm	ml	1427.53	12000	17130360
C	Construction				
1	Regard	U	162	50000	8100000
2	Exécution de DO	U	1	600000	600000
THT					66129167
TVA 19%					12564541.7
TTC					78693708.7

Prix unitaire : donnée par Bureau d'étude URUBATIA (2023)

VI. Planification du projet :

Les principales opérations à exécuter sont :

A-Piquetage

B- Décapage de la couche de végétation.

C- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D- Aménagement du lit de pose.

E- Construction des regards.

F- La mise en place des canalisations en tranchée.

G- Construction des ouvrages annexes.

H- Assemblage des tuyaux.

I- Faire les essais d'étanchéités pour les conduites et les joints.

J- Remblai des tranchées.

K- Travaux de finition. [9]

VI.1. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes établies sur le réseau.
- Méthodes établies sur le graphique.

VI.1.1. Méthodes basées sur le réseau :

➤ Définition du réseau :

Le réseau est un schéma d'un projet qui permet de représenter la relation entre les différentes opérations, qui peuvent être successives, simultanées ou convergentes, ainsi que la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

1- Réseau à flèches :

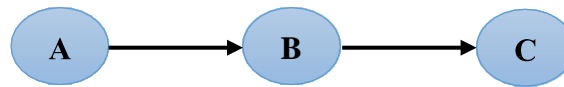
La flèche représente l'opération tandis que les nœuds représentent la succession des opérations.



Avec l'opération **A** précède l'opération **B**

2- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

➤ Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les opérations suivantes :

- 1- Collection des informations (triées de l'étude).
- 2- Décomposition du projet (éclater le projet en opérations).
- 3- Prévoir la relation entre les opérations.
- 4- Attribution des durées.
- 5- Construction des réseaux. [9]

VI.2. La méthode de calcul basée sur le réseau :

La méthode de calcul utilisée dans notre projet est la méthode C.P.M (Méthode du chemin critique).

Cette méthode vise à diminuer les délais de réalisation d'un ouvrage.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII-2 : Les paramètres de la méthode C.P.M

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : Temps de réalisation du projet.
- DCP : Date de commencement au plus tôt des travaux.
- DCPP : Date de commencement au plus tard des travaux.
- DFP : Date de finition au plus tôt des travaux.
- DFPP : Date de finition au plus tard des travaux.
- MT : Marge totale de l'exécution du projet.

Sachant que :

$$DFP = DCP + TR \quad \text{(VII.9)}$$

$$DCPP = DFPP - TR \quad (VII.10)$$

Les lois de calcul :

$$DFPi = DCPi + Tri.$$

$$DFPi = DCPj.$$

$$DTP \text{ (durée totale du projet)} = DFPj.$$

$$DCPPi = DFPPi - Tr$$

➤ **Chemin critique (C.C) :**

Cela représente la durée totale du projet (DTR) qui relie les opérations ayant une marge totale nulle (0).

Ainsi, afin de retrouver une voie critique, il vous suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MR = 0$$

$$C. C \Leftrightarrow \left\{ \sum TR_{C.C} = D. T. P \right.$$

VI.3. Définitions des tâches et leurs durées :

Pour notre projet, les tâches principales à réaliser sont les suivantes :

Tableau VII-3 : symboles et les durées de différentes opérations

Operations	Symboles	Durée (jour)
Piquetage	A	15
Découpage de la couche de végétation	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	C	55
Aménagement du lit de pose.	D	20
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchée	F	20
Constructions des ouvrages annexes	G	30
Assemblage des tuyaux	H	15
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	I	15
Remblai des tranchées	J	20
Travaux final	K	20

La détermination des délais par la méthode de tableau. Les résultats de calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau VII-4 : Détermination des délais

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	200	180	200	0

Le chemin critique est :

A-B-C-E-H-I--J-K

Avec un temps de réalisation :

$$\sum TR = 200 \text{ Jours}$$

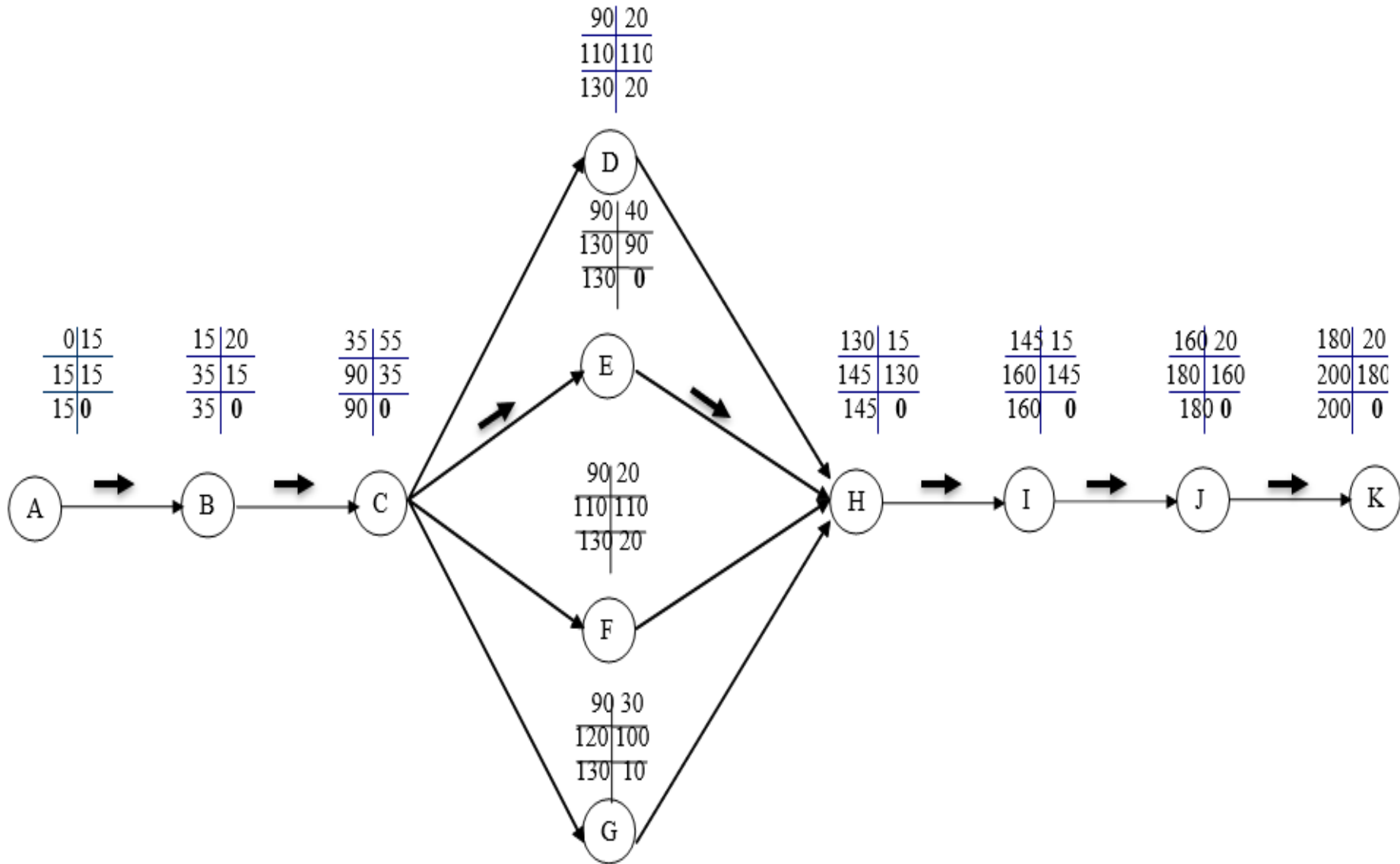


Figure VII-6 : Réseau a nœud

Conclusion :

L'organisation de chantier est une étape indispensable pour la réalisation d'un système d'assainissement. Elle permet d'économiser les coûts, l'énergie et le temps, et d'améliorer le rendement de travail.

Cette discipline nous permet également d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total du projet. Dans notre cas, le coût estimé est de 78693708.7 DA avec un dure de réalisation de 200 jours.

Conclusion générale

En conclusion, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'évacuation des eaux usées et pluviales de la zone (POS1 Parti Ouest de la nouvelle ville Boumengouche) vers un exutoire. Ce système vise à protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons procédé en trois étapes :

- En premier lieu, nous avons présenté la zone d'étude et ses caractéristiques.
- En deuxième lieu, nous avons réalisé une étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations, qui est de 131.2 l/s/ha.
- En troisième lieu, nous avons calculer débits des eaux usées et pluviales après on a dimensionné le réseau d'assainissement.

Pour évaluer les débits d'eaux usées, nous avons pris en compte les débits domestiques et publics. Pour estimer les débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 11 sous-bassins et utilisé la méthode rationnelle.

Nous avons choisi des canalisations en PVC pour les canalisations inférieures à 630 mm et en béton armé pour les canalisations supérieures à 630 mm.

Concernant les ouvrages annexes, nous avons prévu un déversoir d'orage pour évacuer les eaux pluviales vers l'oued et les eaux usée ver le STEP.

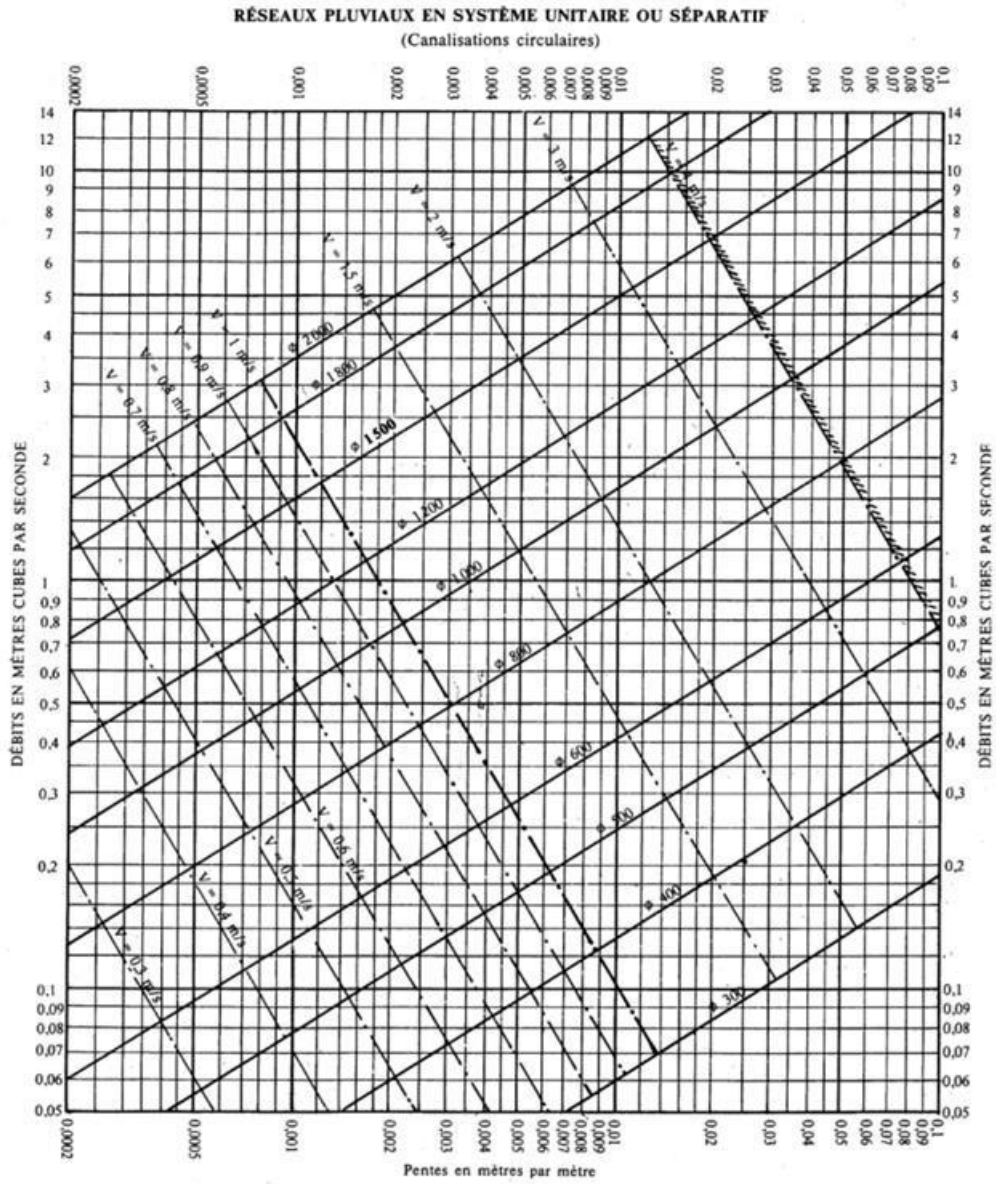
Du point de vue économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif qui évalue le coût du projet à 78693708.7 DA avec un dure de réalisation de 200 jours.

Références bibliographiques

- [1] SALAH.B, « polycopé d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. 1993.
- [2] Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- [3] BOURRIER.R (1991) Les réseaux d'assainissement urbaine, édition OTH, Paris.
- [4] BOURAIS, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [5] OUARET.I, Mémoire de fin d'études d'assainissement, réhabilitation d'un réseau d'assainissement de la commune de telagh (w.sidi bel abbes) ENSH 2021
- [6] Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- [7] GUAT.M, Mémoire de fin d'études d'assainissement, dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville berbich -pos27- (w. djelfa) ENSH 2023.
- [8] C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.
- [9] Polycopié DJILALI KAHLERRASE 2021, « organisation de chantier », ENSH Blida.

Annexe

Abaque (1)



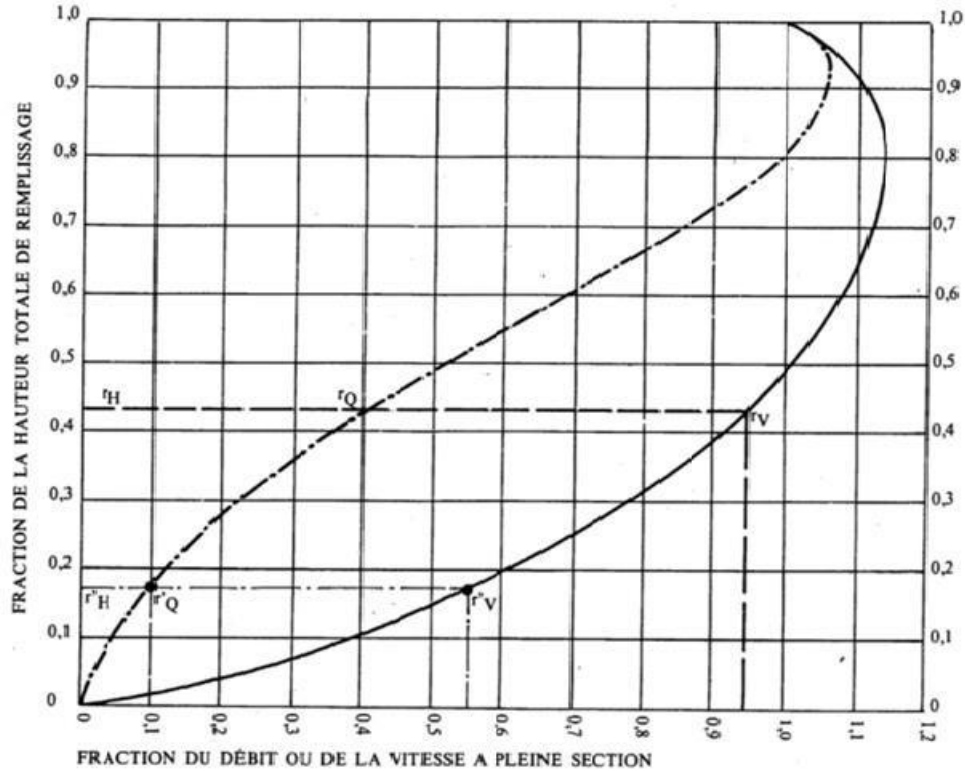
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

Abaque (2)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitives des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{ps}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.