

Session : 2024/2025

Remerciements

Tout d'abord, je rends grâce à Dieu le Tout-Puissant de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur soutien moral et financier, ainsi que leurs encouragements permanents qui m'ont toujours poussé à donner le meilleur de moi-même. Mes sincères remerciements également à mon frère et ma sœur, pour leur présence constante et leur soutien indéfectible tout au long de mon parcours.

Je tiens à adresser ma profonde gratitude à mon encadrant Mr KAHLEERRAS D pour ses conseils avisés, sa patience et son accompagnement tout au long de ce travail.

Je remercie également les membres du jury, qui me font l'honneur d'évaluer et de juger mon mémoire.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique pour la qualité de leur enseignement et pour les connaissances précieuses qu'ils m'ont transmises durant toutes ces années.

Enfin, j'exprime ma gratitude à mes amis et collègues, pour leur soutien moral, leur aide et les moments d'échange et de partage qui ont enrichi mon parcours.

MEDEBBER Abdelmounaim

Dédicace

Je dédie ce travail :

À ma famille, qui m'a toujours soutenu tout au long de mon parcours universitaire.

En particulier, à mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur patience, leurs sacrifices et leur soutien indéfectible, sans lesquels rien de tout cela n'aurait été possible.

À mon frère et ma sœur, pour leur présence, leurs encouragements et leurs mots réconfortants dans les moments difficiles.

À mes amis, qui ont su m'apporter leur aide, leur soutien moral et leur bonne humeur.

À toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Merci du fond du cœur.

MEDEBBER Abdelmounaim

ملخص

موضوع هذه المذكرة هو إجراء دراسة علمية متكاملة لشبكة الصرف الصحي في بلدية عريب مركز التابعة لولاية عين الدفلى. تعد هذه المنطقة من المناطق الريفية التي تفتقر إلى شبكة صرف صحي منظمة، الأمر الذي اضطر السكان إلى تصريف مياههم المستعملة إما في حفر امتصاصية بدائية أو مباشرة في المجاري المائية المجاورة، مما يترتب عليه أخطار صحية جسيمة وانعكاسات سلبية على مختلف مكونات البيئة ولتحقيق أهداف هذه الدراسة، تم جمع وتحليل كافة المعطيات والمعلومات المتعلقة بمنطقة الدراسة تلا ذلك إجراء دراسة هيدرولوجية دقيقة لتقدير التدفقات الواجب تصريفها، مما مكّن من تحديد الأبعاد المناسبة لشبكة الصرف الصحي المقترحة ، وفي المرحلة الأخيرة تم إعداد دراسة كمية ومالية تقديرية لمشروع إنجاز الشبكة.

الكلمات المفتاحية: بلدية عريب مركز – شبكة الصرف الصحي – البيئة.

Résumé :

L'objectif de ce mémoire est de réaliser une étude approfondie du réseau d'assainissement de la commune de Arib Centre, située dans la wilaya de Aïn Defla. Cette zone rurale ne disposant pas de réseau d'assainissement structuré, les habitants évacuent leurs eaux usées soit dans des fosses septiques rudimentaires, soit directement dans les cours d'eau avoisinants. Cette situation engendre des risques sanitaires importants et porte atteinte à la qualité de l'environnement. Pour mener à bien cette étude, toutes les données spécifiques à la zone d'étude ont été collectées et analysées. Une étude hydrologique a été réalisée afin d'estimer les débits à évacuer, ce qui a permis le dimensionnement du réseau d'assainissement. Enfin, une étude quantitative et estimative du projet a été effectuée.

Mots clés : Commune d'Arib Centre – Réseau d'assainissement – Environnement.

Abstract:

The objective of this thesis is to conduct a comprehensive study of the wastewater network in the municipality of Arib Centre, located in the Aïn Defla province. This rural area lacks a proper sanitation system, leading residents to discharge their wastewater either into makeshift septic pits or directly into nearby watercourses. This situation poses significant health risks and adversely affects the environment.

To carry out this study, all relevant data concerning the study area were collected and analyzed. A hydrological study was then conducted to estimate the flow rates to be discharged, which allowed for the proper design of the sewer network. Finally, a quantitative and cost estimation study of the project was performed.

Keywords: Arib Centre Municipality – Wastewater Network – Environment

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1	Présentation de la zone d'étude :	3
1.1	Introduction :	3
1.2	Situation géographique :	3
1.3	Situation topographique :	3
1.4	Situation climatologique :	4
1.4.1	Climatologie:	4
1.4.2	Températures :	4
1.4.3	Pluviométrie :	4
1.4.4	Vents :	4
1.4.5	Hydrogéologie:	5
1.4.6	Sismicité :	5
1.5	Situation démographique :	5
1.6	Situation hydraulique :	5
1.6.1	Alimentation des eaux potable :	5
1.6.2	Assainissement :	6
1.7	Conclusion :	6

Chapitre II : Etude hydrologique

2	Etude hydrologique :	8
2.1	Introduction:	8
2.2	Choix de Période de retour:	8
2.3	Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale) :	8
2.4	La série pluviométrique :	9
2.5	Homogénéisation des données :	11
2.5.1	Test de médiane:	11
2.6	Choix de la loi d'ajustement :	15
2.6.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :	15
2.6.2	Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :	18
2.6.3	L'ajustement à la loi GEV :	19
2.6.4	Le Choix finale:	21

2.7	Calcul de l'intensité de la pluie	
2.8	Conclusion:.....	22

Chapitre III : Calcul de base

3	Calcul de base :	24
3.1	Introduction :	24
3.2	Situation démographique:	24
3.3	Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires	25
3.4	Système d'évacuation des eaux:	25
3.4.1	Les différents systèmes d'assainissement;.....	25
3.4.2	Le choix du système d'assainissement :	29
3.5	Schéma d'évacuation des eaux:.....	29
3.5.1	Les différents schémas d'évacuation.....	29
3.6	Le choix du schéma d'évacuation	31
3.7	Le coefficient de ruissellement:	32
3.7.1	Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :.....	32
3.7.2	Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :	33
3.8	Calcul de la population pour chaque surface élémentaire	34
3.9	Conclusion.....	35

Chapitre IV : Estimation des débits d'eau usées et pluviales

4	Estimation des débits d'eau usées et pluviales.....	37
4.1	Introduction:	37
4.2	Origine et nature des eaux à évacuer :.....	37
4.2.1	Les eaux usées :	37
4.2.2	Eaux pluviales:	39
4.3	Estimation des débits des eaux usées.....	39
4.3.1	Débit des eaux usées domestiques.....	39
4.3.2	Débit des eaux usées des établissements publics	41
4.3.3	Débit industrielle :	42
4.3.4	Débits totaux des eaux usées à évacuer	42
4.4	Estimation des débits des eaux pluviales :	43
4.4.1	La méthode rationnelle:.....	44
4.5	Calcul des débits pluviaux:	46

4.6	Conclusion:	48
-----	-------------------	----

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

5	Dimensionnement du réseau d'assainissement	50
5.1	Introduction:	50
5.2	Conception du réseau d'assainissement:	50
5.3	Mode de calcul :	51
5.3.1	Formule de CHEZY:	51
5.3.2	Formule de MANNING-STRICKLER:	51
5.3.3	Procédé de calcul :	52
5.4	Conditions d'auto-curage	53
5.5	Dimensionnement du reseau	53
5.6	Conclusion :	65

Chapitre VI : Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

6	Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement	67
6.1	Introduction:	67
6.2	Les ouvrages principaux	67
6.3	Les canalisations	67
6.4	Formes et sections des conduites	67
6.5	Critère du choix de conduite	67
6.6	Types de matériaux	68
6.6.1	Conduite en fonte	68
6.6.2	Conduite en amiante ciment	68
6.6.3	Conduite en gré	68
6.6.4	Conduite en matière plastique	68
6.6.5	Conduite en béton	68
6.7	Les essais des conduites préfabriqués	69
6.7.1	Essai à l'écrasement	69
6.7.2	Essai à l'étanchéité:	69
6.7.3	Essai à la corrosion (chimique) :	70
6.8	Pose de canalisation	70
6.8.1	Les conditions de pose	70

6.8.2	Les modes de pose	70
6.9	Les ouvrages annexes.....	70
6.9.1	Les ouvrages normaux	71
6.9.2	Les ouvrages spéciaux.....	73
6.10	Conclusion.....	77

Chapitre VII : Organisation de chantier et sécurité de travail

7	Organisation de chantier et sécurité de travail	78
7.1	Introduction :	78
7.2	Organisation de chantier	78
7.2.1	Les étapes de réalisation du projet :.....	78
7.2.2	Choix des engins:.....	80
7.2.3	Détermination des différents volumes des travaux :	82
7.2.4	Devis quantitatif et estimatif:	84
7.3	Sécurité de travail :	85
7.3.1	Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :.....	85
7.3.2	Liste des actions dangereuses :.....	86
7.3.3	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	86
7.4	Conclusion.....	87
	Conclusion Générale :	89

Conclusion Générale

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Températures maximales, minimales et moyennes mensuelles	4
Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelles	4
Tableau I.3 :La vitesse moyenne mensuelle du vent (m/s).....	5
Tableau II.1 : caractéristique de la station pluviométrique d'AIN DEFLA	9
Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières (mm).....	9
Tableau II.3 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=47ans	11
Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane	12
Tableau II.6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	17
Tableau II. 7: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)	18
Tableau II.8: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)	20
Tableau II.9 : les résultats générés par le logiciel Hyfran	21
Tableau III 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude	24
Tableau III 2 : Les particularités des différents systèmes.....	27
Tableau III 3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces	32
Tableau III 4 :Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisme	33
Tableau III 5 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	33
Tableau III 6 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	35
Tableau IV 1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin	40
Tableau IV 2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin	41
Tableau IV 3 : Débits des Equipements industrielles.....	42
Tableau IV 3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin	43
Tableau IV 4 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer	47
Tableau IV 5 : calcul du débit total de chaque sous bassin	48
Tableau V.1 : coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux	52
Tableau V.2: dimensionnement du colporteur unitaire1.....	54
Tableau V.3: dimensionnement du collecteur unitaire 2	58
Tableau V.4: dimensionnement des conduites secondaires	61
Tableau VII.1 :Devis quantitatif et estimatif	84

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation administrative de la commune d'Arib (Source : Google Earth, 2025)	3
Figure I 2 : Zonage sismique du territoire national	5
Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel	17
Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale	19
Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi GEV	20
Figure III 1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	26
Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif	26
Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif	27
Figure III 4 : Schéma perpendiculaire	29
Figure III 5 : Schéma par déplacement latéral	30
Figure III 6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique	30
Figure III 7 : Schéma par zones étagées	31
Figure III 8 : Schéma radial	31
Figure VI 1 : Exemple d'un branchement simple	71
Figure VI 2 : Exemple d'un regard simple	72
Figure VII 2 : Niveleuse	81
Figure VII 3 : Bulldozer	81
Figure VII 4 : Pelle à chenille	81
Figure VII 5 : Chargeuse	82
Figure VII 6 : Compacteur à rouleaux lisses	82

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de situation de la commune de ARIB cente (W.AIN DEFLA).

Planche N°2 : Plan de reseau avec trace de la commune de ARIB cente (W.AIN DEFLA).

Planche N°3 : Profil en long d'émissaire.

Planche N°4 : plan des ouvrages annexes.

Introduction générale

Introduction générale

L'assainissement regroupe l'ensemble des procédés et infrastructures visant à collecter, évacuer et traiter les eaux usées, dans le but de protéger la santé publique, l'environnement et les ressources naturelles. Il joue un rôle essentiel dans la prévention des maladies, la protection des sols et des eaux souterraines, ainsi que dans la préservation des équilibres écologiques.

Or, certaines zones souffrent d'un grave déficit en matière d'infrastructures d'assainissement. C'est le cas de la commune d'ARIB, qui ne dispose d'aucun réseau d'assainissement à ce jour. Cette absence totale de système de collecte et de traitement des eaux usées entraîne des rejets directs et incontrôlés dans le milieu naturel, engendrant des risques majeurs pour la santé des habitants, la pollution des sols, et la contamination des nappes phréatiques.

Dans ce contexte critique, notre étude a pour objectif d'analyser la situation actuelle de la commune, d'évaluer les conséquences de cette carence en assainissement, et de proposer une solution technique adaptée et durable. L'approche adoptée consistera à identifier les zones les plus vulnérables, à estimer les volumes d'eaux usées produits, et à concevoir un schéma d'assainissement permettant de remédier à l'absence totale de réseau, tout en répondant aux exigences environnementales et sanitaires.

.

Chapitre I :
Présentation de la zone d'étude

1 Présentation de la zone d'étude :

1.1 Introduction :

Pour chaque projet en hydraulique, il est essentiel de présenter la zone d'étude. Cette étape consiste à décrire le site sous plusieurs aspects : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique. Cela permet d'identifier les facteurs susceptibles d'influencer la conception du projet.

1.2 Situation géographique :

La commune d'Arib se situe dans la région nord de la wilaya de Aïn Defla. Sur le plan administratif, elle est délimitée par les communes suivantes :

Les communes de MENACER et CHERCHEL au nord.

La commune de AIN DEFLA au sud.

La commune de BEN ALLEL et EL KHEMIS à l'Est.

La commune de MEKATRIA à l'Ouest.

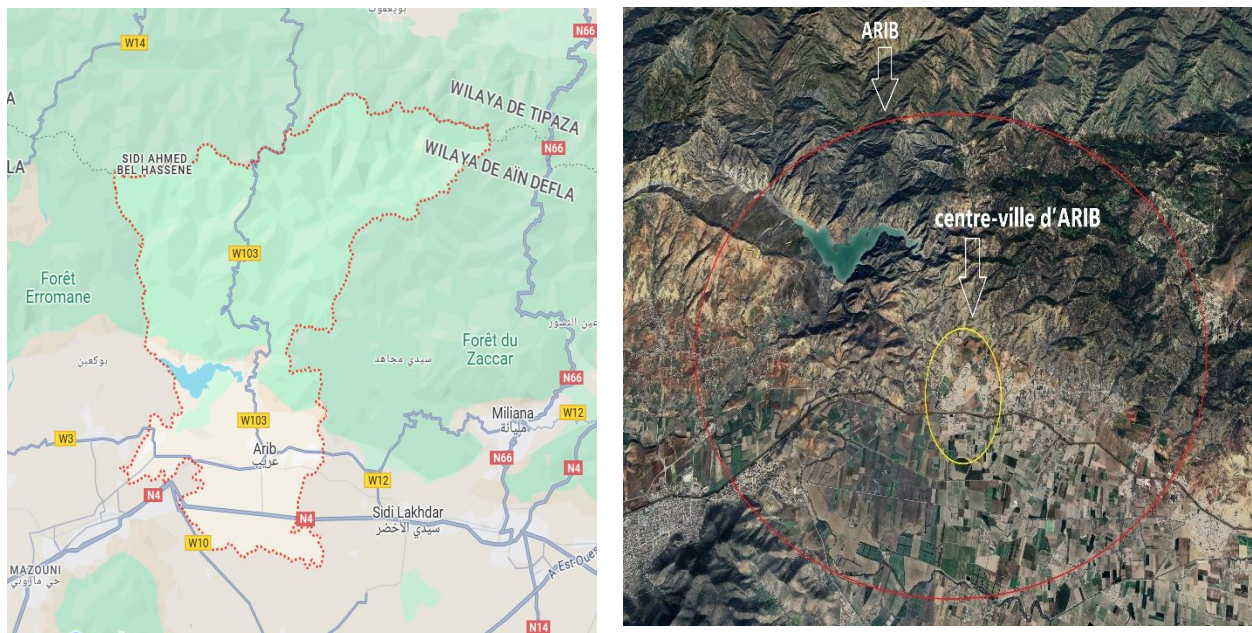


Figure I.1 : Localisation administrative de la commune d'Arib (Source : Google Earth, 2025)

1.3 Situation topographique :

En se référant à la carte topographique, on remarque un terrain relativement plat et présentant des pentes moyennes au sud dans le sens est de Nord-sud, et des pentes entre 5% à 10% au sud-ouest.

1.4 Situation climatologique :

1.4.1 Climatologie:

En raison de sa situation géographique, la ville d'Arib bénéficie d'un climat à la fois méditerranéen et continental. Ce climat se divise en deux saisons distinctes : une saison chaude qui s'étend de mai à octobre, et une saison froide et humide durant le reste de l'année. Les précipitations sont en moyenne de 60 jours par an, tandis que la température moyenne annuelle est d'environ 18°C. L'hiver y est généralement doux, tandis que les mois d'été connaissent des températures élevées, avec des maximales atteignant environ 40°C, selon les données du P.D.A.U.

1.4.2 Températures :

Les températures restent relativement constantes durant l'hiver (décembre, janvier et février), oscillant entre 10,1°C et 11,2°C en moyenne. Cette période correspond à la phase la plus froide de l'année. À partir du mois de mars, les températures commencent à augmenter, annonçant l'arrivée de l'été (juin, juillet et août), qui est la saison la plus chaude. En particulier, durant les mois de juillet et août, les températures peuvent atteindre des sommets allant jusqu'à 34,2°C.

Tableau I.1 : Températures maximales, minimales et moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Température Moyenne (°C)	10,1	11,2	12,7	14,9	18,8	23,5	27,6	27,8	24,3	19,2	14,3	10,8
Température Min (°C)	6	6,7	7,7	9,7	13,2	17,5	21,1	21,3	18,3	14	9,8	6,8
Température Max (°C)	14,2	15,7	17,7	20,1	24,5	29,6	34,2	34,3	30,4	24,4	18,9	14,8

Source: UN FAO climate info tool (période de 30 ans)

1.4.3 Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 590 mm, la précipitation mensuelle est montrée dans le tableau (I.2) :

Tableau I.2: précipitations moyennes mensuelles

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitation (mm)	90,8	97,1	78,3	62,2	31,0	8,4	2,1	5,6	17,7	30,9	48,4	50,2

Source : planificateur.acontresens.net

1.4.4 Vents :

La commune d'Arib se trouve dans une zone influencée par le vent de Sirocco, un vent chaud soufflant du sud, caractéristique de la région méditerranéenne proche de la côte nord de l'Afrique.

Tableau I.3 : La vitesse moyenne mensuelle du vent (m/s)

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Vitesse de vent (m/s)	1.8	2.1	2.1	2	1.9	1.9	1.7	1.7	1.5	1.7	1.7	1.9

Source : UN FAO climate info tool (période de 30 ans)

Le vent dans la commune de ARIB est généralement une légère brise (1.5 à 3.3 m/s dans l'Échelle de Beaufort).

1.4.5 Hydrogéologie:

La commune d'Arib est traversée d'est en ouest par l'oued El Chellif, et à l'ouest par l'oued Beda, lequel est alimenté par plusieurs affluents tels que l'oued Zeboudjet, l'oued Ferhat et l'oued El Had. De plus, plusieurs oueds, généralement secs, traversent également le territoire de la commune.

1.4.6 Sismicité :

La zone d'étude située appartient à la zone II-b selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).



Figure I 2 : Zonage sismique du territoire national

Source : (MTPA, 2008) D'après CRRAG, l'an 2019 et 2020 étaient

1.5 Situation démographique :

Le dernier recensement effectué en l'année 2008 a estimé la population de l'agglomération de chef-lieu ARIB à 6826 habitants (source service technique de l'A.P.C de la commune de ARIB) avec un taux de croissement de 2% selon le D.P.A.T de la wilaya de AIN DEFLA.

1.6 Situation hydraulique :

1.6.1 Alimentation des eaux potable :

La commune d'Arib dispose de quatre forages, mais seulement le forage F1 est actuellement exploité, avec un débit de 45 l/s. Ce débit est dirigé vers les deux réservoirs jumelés R500 et R200 par une conduite rénovée en fonte de diamètre 250 mm. Les autres forages sont maintenus en réserve, prêts à être utilisés en cas de pénurie d'eau ou de panne du forage F1. Par ailleurs, la

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

commune bénéficiera prochainement des eaux provenant du transfert du barrage de Sidi M'hamed Ben Taiba.

1.6.2 Assainissement :

Actuellement, en l'absence de systèmes d'assainissement adaptés, les logements sont raccordés soit à des fosses septiques, soit à des talwegs voisins, ce qui génère divers inconvénients tels que des mauvaises odeurs, la prolifération de moustiques et des risques de pollution. La mise en place d'un réseau d'assainissement moderne et bien conçu est donc cruciale pour :

- Garantir un contrôle rigoureux des eaux usées domestiques,
- Prévenir toute forme de contamination environnementale,
- Assurer une gestion optimale des différents points de connexion,
- Diriger les eaux usées vers des zones de traitement clairement identifiées et contrôlées,
- Éviter toute interférence entre les réseaux d'eau potable, de gaz et d'assainissement.

1.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté un aperçu général de la région de ARIB centre, caractérisée par un relief modérément accidenté et un climat semi-aride. Nous avons également exposé la situation hydraulique du site, qui manque de réseaux d'assainissement. Ces informations sont essentielles pour lancer le projet sur des bases solides.

ChapitreII :
Etude hydrologique

2 Etude hydrologique :

2.1 Introduction:

De manière générale, l'hydrologie est la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, en se concentrant particulièrement sur les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et le sous-sol. Elle porte également un intérêt particulier à l'estimation des différents flux d'eau. Dans le cadre de la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique constitue un élément clé. Son objectif est de déterminer l'intensité moyenne maximale en analysant les pluies extrêmes et les averses, tout en sélectionnant une période de retour appropriée. Cela permet de protéger le réseau d'assainissement contre les risques liés aux crues importantes.

2.2 Choix de Période de retour:

La période de retour T d'un événement est définie comme l'inverse de la fréquence d'apparition ou du non-dépassement de cet événement. Elle représente donc le temps moyen entre deux événements de même intensité. En général, on considère que cette période de retour est de 10 ans, et elle est utilisée comme référence pour les calculs dans de nombreux domaines, notamment en hydrologie et en gestion des risques liés aux crues.

2.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale) :

L'intensité d'une précipitation est définie comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Elle est exprimée par unité de temps, généralement en mm/h. L'intensité moyenne de précipitation est déterminée en fonction de la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, et est calculée selon la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (2.1)$$

Où :

I_m : Intensité moyenne en mm/h.

Δh : Hauteur de pluie tombée (en mm) pendant la durée Δt .

Δt (en heures).

- **Pour le calcul de l'intensité moyenne, il convient de suivre ces étapes :**

Analyser les données pluviométriques : Recueillir et étudier les données des précipitations disponibles pour la zone concernée.

Choisir la loi de distribution : Sélectionner le type de loi statistique (par exemple, la loi de Gumbel, la loi de GEV, etc.) qui s'ajuste le mieux aux résultats obtenus à partir des données.

Calculer les paramètres de la loi choisie : Identifier et estimer les paramètres de la loi statistique sélectionnée (moyenne, écart-type, etc.) et vérifier son adéquation aux données réelles.

Calculer l'intensité moyenne : Utiliser la formule pour calculer l'intensité moyenne de précipitation en fonction des paramètres de la loi choisie et des données observées.

2.4 La série pluviométrique :

L'analyse des précipitations repose sur les relevés pluviométriques recueillis dans un ensemble de stations réparties sur une zone topographique définie. Elle suppose que la quantité de pluie mesurée en un point donné est représentative des précipitations sur une surface plus ou moins étendue autour de cette station, en fonction de la densité du réseau de mesure — cette zone est appelée "zone d'influence du pluviomètre".

De manière générale, l'étude des données disponibles constitue la première étape dans l'élaboration d'un projet d'assainissement. Pour ce faire, il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique incluant les précipitations maximales journalières sur la période la plus longue possible.

Tableau II.1 : caractéristique de la station pluviométrique d'AIN DEFLA

Station	Code	Coordonnées		
		X (km)	Y (km)	Z (m)
AIN DELA	011804	434,6	329,9	270

SOURCE: ANRH (BLIDA)2025

Tableau II.2 : Précipitations maximales journalières (mm)

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj max
1970	0	16	1,6	15,5	45,5	3,8	21,1	14,1	10,3	0	0	0	45,5
1971	5,8	5,6	29,7	19,5	46,7	24,3	19,9	8,7	15,4	2,9	0	7,3	46,7
1972	23,3	14,4	20,6	10,2	18,1	34,2	10,3	13,6	3,2	23,2	0	2,1	34,2
1973	21,2	2,1	3,1	31,5	3,2	31,2	37,3	23,4	1,4	2,2	0	2,1	37,3
1974	3,4	14,7	13,3	2	4,3	20,7	20,3	71	15,2	4,9	0	1,9	71
1975	9,2	0	29,2	15,5	22,9	33,9	12,4	5,6	21,6	6,2	3,6	6,3	33,9
1976	2,6	38	18,8	15,3	25,7	10,6	6,7	35,8	28,5	19,7	0,2	4,5	38
1977	1,4	5,2	14,8	16,6	14,5	10,6	21,2	15	18,3	6,5	0	0	21,2
1978	47,2	24,1	16,9	13,7	15,3	36,3	51,9	9,7	3,5	19,1	0,6	0	51,9
1979	19,2	24,8	13,6	20,6	33	14,8	40,2	15,1	14,8	5,9	0	1,2	40,2
1980	0,1	7,8	10,8	46,8	15,8	11,8	19,1	18,2	14,5	0	0	0	46,8
1981	6,3	16,9	0	47,9	14,4	25,4	10,8	7,4	10,3	2,6	0	0	47,9
1982	7,5	28,8	28,5	22,9	0	16,6	8,3	7,6	9,8	0	0,4	0	28,8
1983	0	7,5	30,9	17,3	12,7	17,7	18,1	10,3	11	30,7	0	17,5	30,9
1984	5,3	42,4	23,4	24,3	14,8	26,9	14,5	12,5	14,3	2,5	0	0	42,4

Chapitre 2: Étude hydrologique

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj max
1985	6,3	9,8	25,4	15,3	54,2	33,9	26,1	4,8	0,2	27,5	3,5	0	54,2
1986	16,1	21,2	16,9	29,9	30,8	21,9	8,5	4,3	6,2	2,5	1,9	0	30,8
1987	2,6	7,7	16,9	6,8	17,1	8,7	19,7	15,8	12,9	14,6	0,2	0	19,7
1988	4,6	10,3	10,8	23,1	1,7	9,7	25,7	16,9	3,5	10,5	0	23,9	25,7
1989	18,9	16,8	6	12	23,6	0	15	20	7	0	7,8	0	23,6
1990	0	2	18,4	12	12,3	16,4	17,7	6,5	4,3	5	0	1,2	18,4
1991	4	16,5	26,7	4,8	33	5,1	28,5	22,5	13,5	11	3,5	0	33
1992	0	13,5	11,2	7	1,6	31	25,8	25,4	15,6	0	0	0	31
1993	20,5	5	10,5	16,3	19	21,3	3,2	13,5	21	0	0	0	21,3
1994	37,5	9,4	17,5	30	28,9	17,5	30,5	8,5	3,5	20,5	0	13,5	37,5
1995	19,3	8,3	24	6,8	12,5	35,3	26	13,3	9,5	7,8	6,8	1,6	35,3
1996	2,6	8,5	4,8	10,2	18,4	14	37,5	15	16,2	0	0	4,8	37,5
1997	10,3	14,6	25,3	25,3	8,2	18,3	15,6	21,3	45,2	3	0	3	45,2
1998	6	21	12,7	3,2	26,7	30	28,7	6	7,2	0	0	10	30
1999	6,8	6,4	14,8	25,1	1,8	0	3,5	14,3	5,6	30	0	0	30
2000	2,9	31,6	29,8	10,8	25,2	11,5	0	28,4	5	0	0,4	0	31,6
2001	13,8	3,5	54,5	15	12,8	4,5	24,4	14,8	17,8	0	0	5,6	54,5
2002	0	20,3	13,5	20,3	26,3	24,9	13,6	14,3	14,8	0	0	4,8	26,3
2003	2,8	10,3	27,7	21,1	13,3	15,5	11,7	4,6	12,7	7,3	0	4,7	27,7
2004	9,1	11,8	27,7	18,6	33,5	20,7	12,3	7,8	0	0	0	0	33,5
2005	3,2	20,9	20,8	21	13,1	18,5	9	10,6	47,2	0	0	5,6	47,2
2006	8,9	0	0	21,4	15,3	22,8	28	29,8	7,5	0	26,5	0	29,8
2007	55,8	23,7	55,1	16,9	11,2	7,1	30	8,6	20	7,3	0	0	55,8
2008	5	17,9	23,2	30,8	19	3,9	21,5	18,6	7,4	5,9	0	0	30,8
2009	8,8	6,7	17,8	22,1	11,8	25,2	29,7	13	10,1	0	0	15,3	29,7
2010	3,7	29,8	10,2	7,8	27,5	38,6	10,6	24,8	13,5	16,1	0,9	0	38,6
2011	3,4	10,2	35,9	21,3	7	27,7	19,7	31,4	5,6	0	0,4	0	35,9
2012	2,4	8,5	19,3	4,6	15,2	16,1	9,3	30,6	35,9	0,2	0	0	35,9

Chapitre 2: Étude hydrologique

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj max
2013	13,5	2,8	16,3	21,6	13,1	13,2	22,7	1,2	20,8	30	0	0	22,7
2014	6	10,7	24,4	27,3	18,2	20	20,8	0	6,6	0,6	0	0	27,3
2015	14,2	2,5	12,3	0	11,1	22,2	61,1	13,9	3,9	0	1,3	0	61,1
2016	2,4	7,3	14,1	32	50,2	1,7	14,4	0,6	2,4	2,1	0	0	50,2

SOURCE : ANRH(BLIDA)2025

Tableau IL.3 : Caractéristiques empiriques de la série avec N=46ans

Caractéristiques	Formules	Valeurs (mm)
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum P_{\max j} = \sum_{i=1}^{N=46} Xi$	1 715,9
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{N=46} Xi}{N}$	36,51
L'écart type « σ_x » Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=46} (Xi - \mu)^2}{N}}$	10.14
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma_x}{\mu}$	0.277
L'exposant climatique	$b = 0,33$ Source ANRH (BLIDA)	

2.5 Homogénéisation des données :

2.5.1 Test de médiane:

2.5.1.1 Les étapes de ce test sont :

Classement par ordre croissant

Calcule la médiane m si :

Série paire ;
$$m = \frac{N}{2} \dots \dots \dots (2.2)$$

Série impaire ;
$$m = \frac{N+1}{2} \dots \dots \dots (2.3)$$

On a $N = 46$ alors : $m = \frac{46}{2}$; $m = 23$

Chapitre 2: Étude hydrologique

Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Calculons les quantités N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1}) \dots\dots\dots (2.3)$$

$$T_s < 3.3[\text{Log}_{10}(N) + 1] \dots\dots\dots (2.4)$$

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

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
Année	Pj max (mm)	Ordre m	Année	Pj max (mm)	Signe
1970	45.5	1	1970	45,5	+
1990	18.4	2	1971	46,7	+
1987	19.7	3	1972	34,2	+
1977	21.2	4	1973	37,3	+
1993	21.3	5	1974	71	+
2013	22.7	6	1975	33,9	+
1989	23.6	7	1976	38	+
1988	25.7	8	1977	21,2	-
2002	26.3	9	1978	51,9	+
2014	27.3	10	1979	40,2	+
2003	27.7	11	1980	46,8	+
1982	28.8	12	1981	47,9	+
2009	29.7	13	1982	28,8	-
2006	29.8	14	1983	30,9	-
1998	30	15	1984	42,4	+
1999	30	16	1985	54,2	+
1986	30.8	17	1986	30,8	-
2008	30.8	18	1987	19,7	-
1983	30.9	19	1988	25,7	-
1992	31	20	1989	23,6	-

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
Année	Pj max (mm)	Ordre m	Année	Pj max (mm)	Signe
2000	31.6	21	1990	18,4	-
1991	33	22	1991	33	-
2004	33.5	23	1992	31	-
1975	33.9	24	1993	21,3	-
1972	34.2	25	1994	37,5	+
1995	35.3	26	1995	35,3	+
2011	35.9	27	1996	37,5	+
2012	35.9	28	1997	45,2	+
1973	37.3	29	1998	30	-
1994	37.5	30	1999	30	-
1996	37.5	31	2000	31,6	-
1976	38	32	2001	54,5	+
2010	38.6	33	2002	26,3	-
1979	40.2	34	2003	27,7	-
1984	42.4	35	2004	33,5	-
1997	45.2	36	2005	47,2	+
1971	46.7	37	2006	29,8	-

Tableau II.4 : Calcul des paramètres du test de la médiane (suite)

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
Année	Pj max (mm)	Ordre m	Année	Pj max (mm)	Signe
1980	46.8	38	2007	55,8	+
2005	47.2	39	2008	30,8	-
1981	47.9	40	2009	29,7	-
2016	50.2	41	2010	38,6	+
1978	51.9	42	2011	35,9	+
1985	54.2	43	2012	35,9	+
2001	54.5	44	2013	22.7	-
2007	55.8	45	2014	27,3	-
2015	61.1	46	2015	61,1	+
1974	71	47	2016	50,2	+

Tableau II.5: Résultats du test de la médiane

Paramètres	Valeur	Comparaison
Ns	25	25>17.21 condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2} (N+1-1.96\sqrt{N+1})$	17.21	
Ts	8	8<8.81 condition n°2 vérifiée
$3.3[\text{Log}_{10}(N) + 1]$	8.81	

2.6 Choix de la loi d'ajustement :

Étant donné la forte variabilité des régimes pluviométriques, les séries de précipitations suivent généralement une distribution asymétrique. Deux lois sont le plus souvent utilisées pour modéliser ces séries :

- La loi de **Galton**, aussi appelée loi log-normale
- La loi de **Gumbel**, utilisée pour les valeurs extrêmes
- La loi de **Gev**

Le choix de la loi la plus adaptée repose d'abord sur un ajustement graphique, puis sur un test de dispersion. L'aspect des points tracés sur un papier de probabilité permet, dans un premier temps, de juger de la validité de l'ajustement : toute sinuosité, cassure de pente ou mauvaise courbure indique généralement un mauvais ajustement à la loi choisie.

2.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\text{Tel que : } y = (x - x_0)/\alpha \dots\dots\dots (2.5)$$

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMEL

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm) On peut écrire :

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \dots\dots\dots (2.6)$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,..., n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (2.7)$$

N : la taille de la série

m : numéro d'ordre

2.6.1.1 Procédure d'ajustement :

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de Gumbel, on doit suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang).
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales

Chapitre 2: Étude hydrologique

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -\ln(-\ln(F(x))) \dots\dots\dots (2.8)$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i - \bar{x})^2 \cdot \sum(y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (2.9)$$

x_i = valeurs observées

y_i = variables réduites de Gumbel

$\bar{x}$ et $\bar{y}$ = moyennes

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL.
- La droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$X = \frac{1}{\alpha} y + X_0 \dots\dots\dots (2.10)$$

- Les paramètres $(1/\alpha)$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.
- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance

2.6.1.2 Calculer les paramètres d'ajustement

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

$$\alpha = 9.31$$

$$x_0 = 31.42 \text{ mm}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$) ;

x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle appelé aussi « gradex ».

- L'expression de quantile est alors :

$$X = \alpha y + x_0 \dots\dots\dots (2.11)$$

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

Tableau II.6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique X_t (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	74.3	5.56	63.4 - 85.2
50.0	0.9800	67.8	4.83	58.3 - 77.2
20.0	0.9500	59.1	3.88	51.5 - 66.7
10.0	0.9000	52.4	3.16	46.2 - 58.6
5.0	0.8000	45.4	2.46	40.6 - 50.2

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

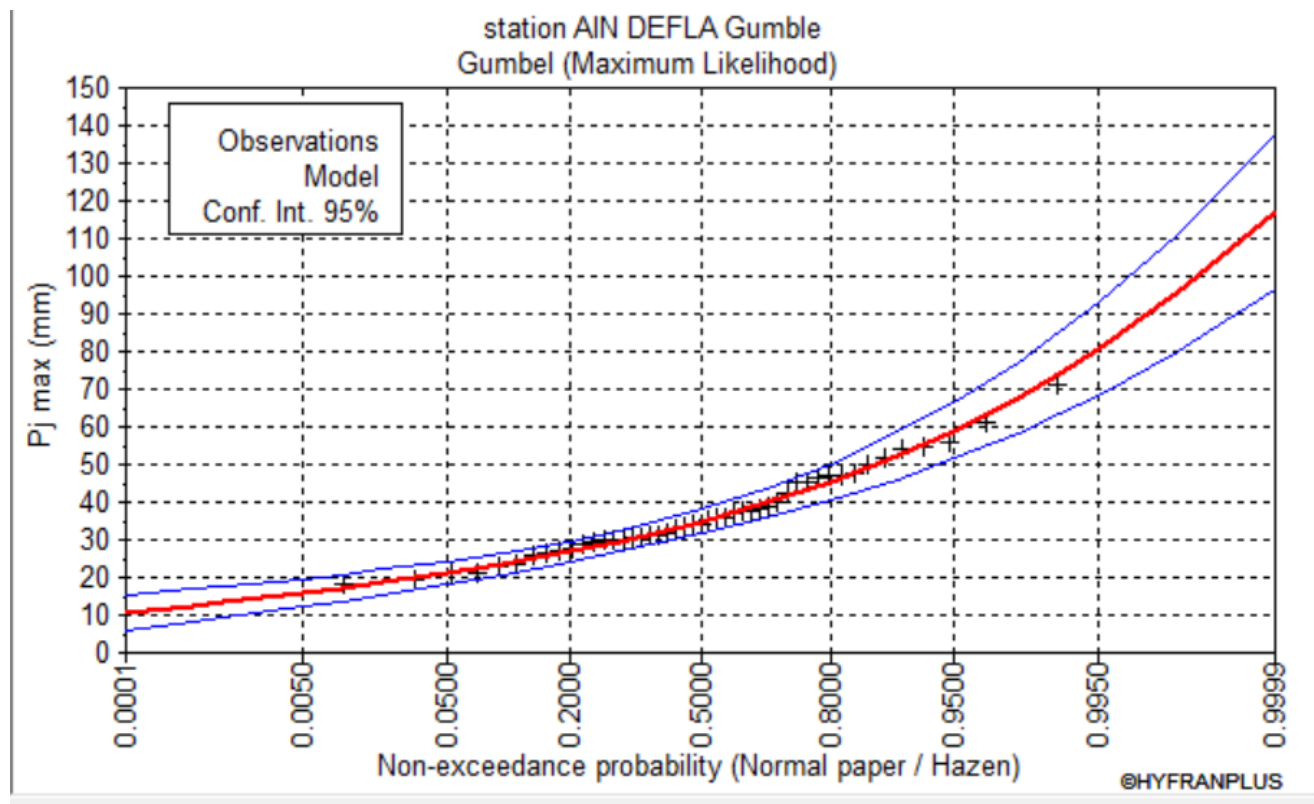


Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

2.6.2 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots \dots \dots (2.12)$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots \dots \dots (2.13)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$).

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne de logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots \dots \dots (2.14)$$

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

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.30$$

$$\overline{\ln(x)} = 3.55$$

Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II. 7: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique $X_t(\text{mm})$	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	71.9	6.28	59.6 - 84.2
50.0	0.9800	66.1	5.28	55.8 - 76.5
20.0	0.9500	58.3	4.05	50.4 - 66.2
10.0	0.9000	52.1	3.18	45.9 - 58.4
5.0	0.8000	45.5	2.39	40.8 - 50.2

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

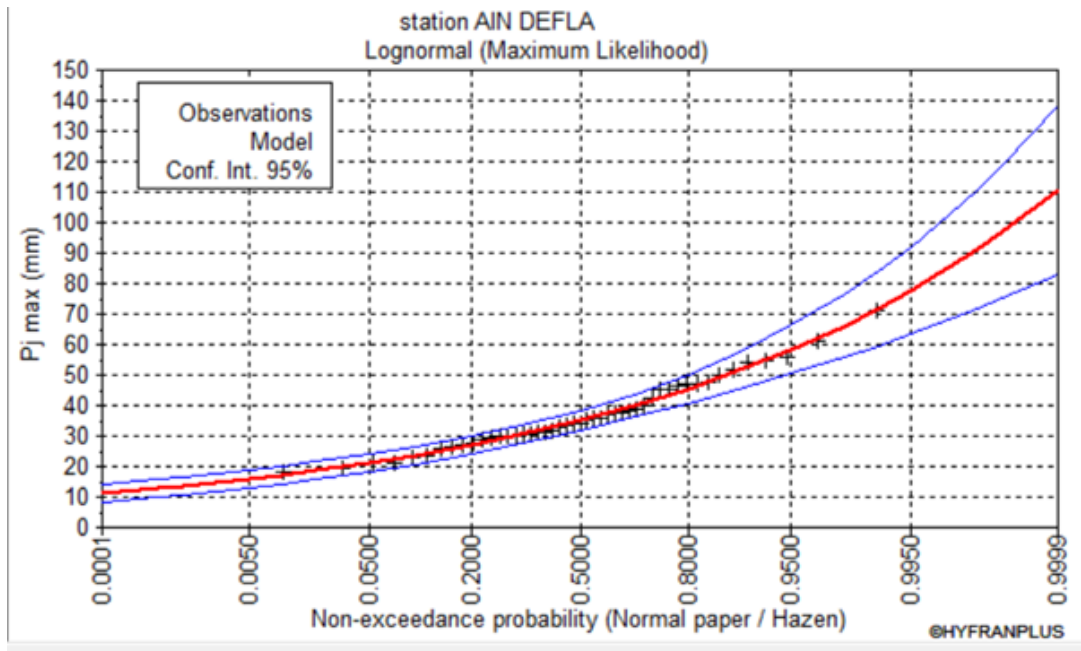


Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

2.6.3 L'ajustement à la loi GEV :

✓ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée : Sachant que « y » est la variable réduite :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (2.15)$$

Avec :

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$Y = -\frac{1}{k} \ln\left(1 - \frac{k}{\alpha} (x - u)\right) \dots\dots\dots (2.16)$$

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

u : paramètre de position.

α : paramètre de dispersion.

K : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$X = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots\dots (2.17)$$

Chapitre 2: Étude hydrologique

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblances :

$$u=31.60mm$$

$$\alpha = 9.22$$

$$k = 0.022$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de maximum généralisée :

Tableau II.8: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique $X_t(mm)$	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	71.9	8.78	54.7 - 89.1
50.0	0.9800	66.1	6.62	53.1 - 79.0
20.0	0.9500	58.1	4.37	49.5 - 66.7
10.0	0.9000	51.8	3.16	45.7 - 58.0
5.0	0.8000	45.2	2.35	40.6 - 49.8

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

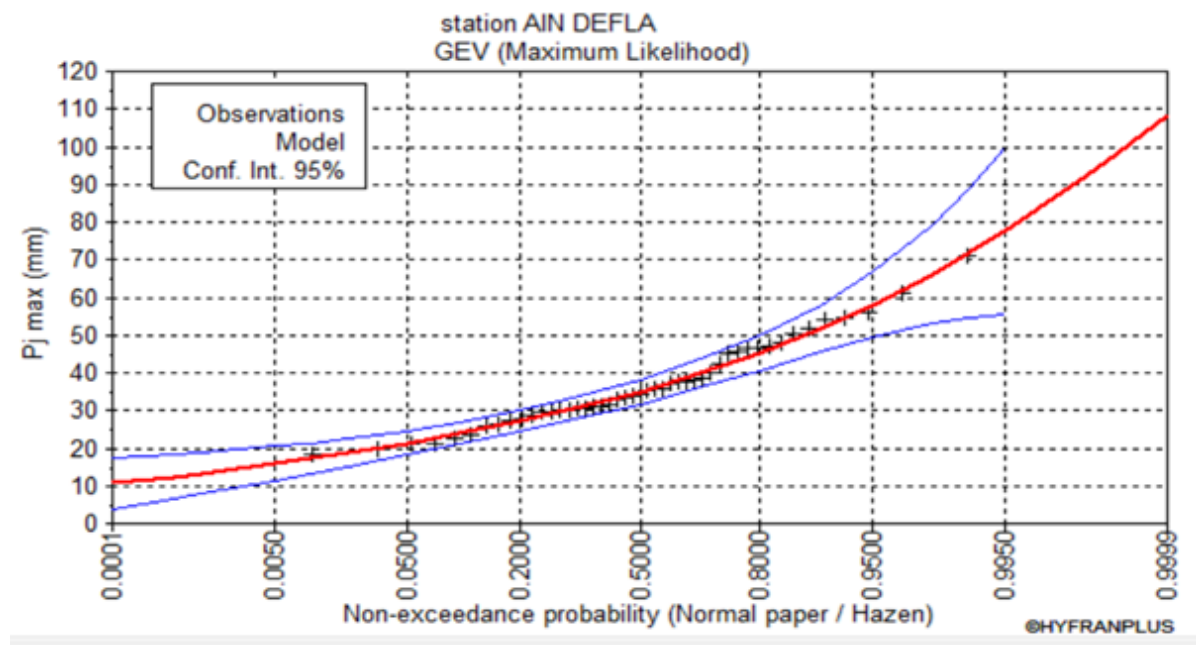


Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi GEV

2.6.4 Le Choix finale:

Une fois qu'une loi de probabilité théorique a été ajustée aux données, il est essentiel de vérifier sa pertinence. Le choix de la loi la plus appropriée repose principalement sur deux critères : l'ajustement graphique et l'analyse de la dispersion. Ces outils permettent d'évaluer si la loi théorique représente fidèlement le comportement statistique des données observées.

2.6.4.1 Test graphique

Le test graphique repose sur une analyse visuelle des courbes d'ajustement. Il consiste à examiner la répartition des points sur le papier de probabilité, afin de vérifier s'ils forment un alignement correct, sans irrégularités, cassures ou courbures anormales.

2.6.4.2 Interprétation graphique

À partir des Figures II.1, II.2 et II.3, on observe que l'ajustement graphique à la loi GEV offre la meilleure correspondance avec la série des pluies journalières maximales. En comparaison avec les lois de Gumbel et Galton (log-normale), les points sont nettement plus proches de la droite théorique, traduisant une meilleure convergence et un ajustement plus satisfaisant.

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

Ce test permet de statuer sur la validité de l'ajustement d'une loi de probabilité. Il repose sur la comparaison entre les valeurs observées et les valeurs théoriques du χ^2 calculé. Le test est effectué pour un seuil de signification $\alpha=5\%$, et sa valeur critique dépend du nombre de degrés de liberté associé à la loi étudiée.

Tableau II.9 : les résultats générés par le logiciel Hyfran

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	$\chi^2_{calculé}$	$\chi^2_{théorique}$	Observation
Gumbel	2	6	4.13	12.592	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$
Log-normale	2	6	3.74	12.592	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$
GEV	3	5	3.74	11.07	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

2.6.4.4 Interprétation des résultats du test :

Selon le tableau précédent, la condition du test du Khi-deux est satisfaite pour les trois lois étudiées, ce qui indique un bon ajustement dans chaque cas.

Étant donné que les trois lois présentent une adéquation satisfaisante et que les valeurs théoriques X_t sont très proches les unes des autres, le choix se porte sur la **loi GEV**, qui offre la meilleure représentation globale de la série analysée.

2.7 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = I_{24, p} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (2.18)$$

$I_{t \text{ 15min, p}\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une durée de 15 min d' une averse de fréquence (p%).

$I_{24, p}\%$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

T : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b: exposant climatique de la région ($b=0.33$)

D'après la loi de Gev :

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = \frac{Xt}{24} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (2.19)$$

Alors :

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = \frac{51.8}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.33-1} = 45.94 \text{ mm/h}$$

$$I = \frac{45.94 \times 10000}{3600} = 127.61 \text{ L/s.ha}$$

Avec : $(10000/3600)$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

2.8 Conclusion:

L'étude des précipitations journalières extrêmes a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale, en combinant les résultats issus de l'ajustement à la loi GEV avec les estimations des intensités de pluies de courte durée.

$$I = 127.61 \text{ L/s.ha}$$

ChapitreIII :

Calculs de base

3 Calcul de base :

3.1 Introduction :

L'assainissement vise à évacuer les eaux usées de diverses origines en dehors des agglomérations. Pour parvenir à cet objectif, plusieurs étapes préliminaires sont nécessaires, et le calcul de base en fait partie. Ce calcul est crucial pour estimer de manière précise les débits à évacuer dans la phase suivante.

Ainsi, cette étape comprend trois actions principales :

- L'estimation du nombre d'habitants à desservir,
- Le découpage du site en surfaces élémentaires et la détermination du coefficient de ruissellement,
- Le choix du système d'assainissement et la conception du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

3.2 Situation démographique:

La population totale de la zone d'étude est estimée à environ 6826 habitants en 2008, selon les données du RGPH. Lors de la phase de conception, l'ingénieur doit anticiper la population à desservir tout au long de la durée de vie du projet. Selon les besoins, il existe deux types de prévisions de la population :

- À court terme, de 5 à 10 ans.
- À long terme, de 10 à 50 ans.

Dans notre cas, une estimation à long terme est nécessaire. Pour cela, nous utilisons la formule de la croissance géométrique basée sur l'équation de l'intérêt composé, exprimée par :

$$P_t = P_0 (1+T)^N \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec :

P_t : nombre d'habitants à horizon futur.

P₀ : nombre d'habitants à horizon actuel.

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération (qui est égale à 2%) avec source : APC de Commune de ARIB.

N : l'écart d'années entre l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Tableau III 1: Estimation de la population à l'horizon d'étude

	Population 2008	Population 2025	Population 2055
Zone d'étude	6826	9558	17313

3.3 Découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires

Le découpage d'un site en surfaces ou sous-bassins élémentaires est une étape essentielle pour une bonne planification du réseau d'assainissement. Ce découpage s'appuie sur plusieurs critères techniques et topographiques, à savoir :

- La nature et la perméabilité du sol,
- La densité de la population dans les différentes zones,
- La configuration du terrain : courbes de niveau, pentes et contre-pentes,
- Les limites naturelles telles que les thalwegs, oueds, etc.,
- La trame viaire (routes, rues et voiries existantes),
- L'état du réseau d'assainissement existant, s'il y en a un.

Dans le cadre du présent projet, la zone d'étude sera divisée en **11 surfaces élémentaires**, afin de permettre une gestion optimale des écoulements et un dimensionnement précis du futur réseau d'assainissement.

3.4 Système d'évacuation des eaux:

3.4.1 *Les différents systèmes d'assainissement;*

Le réseau d'assainissement, qu'il soit implanté en zone rurale, urbaine ou industrielle, a pour vocation d'assurer l'évacuation des eaux suivantes :

- Les eaux pluviales, souvent abondantes, résultant principalement du ruissellement des précipitations ;
- Les eaux usées domestiques, incluant les eaux-vannes, les eaux ménagères, ainsi que les eaux usées issues des activités industrielles et des services publics ;
- Éventuellement, les eaux parasites, telles que les eaux claires d'infiltration ou de drainage.
- Divers systèmes peuvent être mis en œuvre pour l'évacuation conjointe ou séparée des eaux usées et pluviales. Les principaux sont les suivants :

3.4.1.1 Le système unitaire :

Dans ce système, l'ensemble des eaux usées et pluviales est collecté et évacué au moyen d'un seul et unique réseau. Celui-ci est généralement équipé de déversoirs d'orage, permettant, en cas de fortes précipitations, le déversement direct d'un excès d'eau vers le milieu naturel. Le principal avantage de ce système réside dans sa simplicité : une seule canalisation est nécessaire par voie publique, et un unique branchement suffit pour chaque bâtiment.

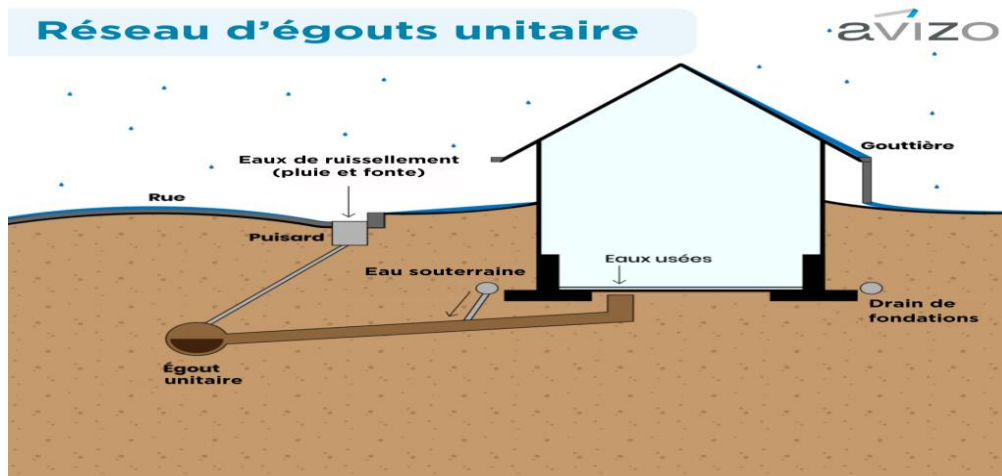


Figure III 1 : Schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

Source : www.avizo.ca

3.4.1.2 Le système séparatif

Ce système repose sur la mise en place de deux réseaux distincts :

Le réseau des eaux pluviales : destiné à l'évacuation exclusive des eaux de pluie, notamment les fortes pointes de ruissellement. Il est généralement implanté suivant la ligne de plus grande pente afin de faciliter l'écoulement rapide vers le cours d'eau le plus proche. Son tracé est déterminé en fonction des zones génératrices de ruissellement.

Le réseau des eaux usées : conçu pour collecter et acheminer les eaux domestiques, industrielles et publiques vers la station d'épuration. Ce réseau est dimensionné selon une pente appropriée pour garantir un écoulement gravitaire efficace, et son tracé tient compte de la répartition des entités à desservir.

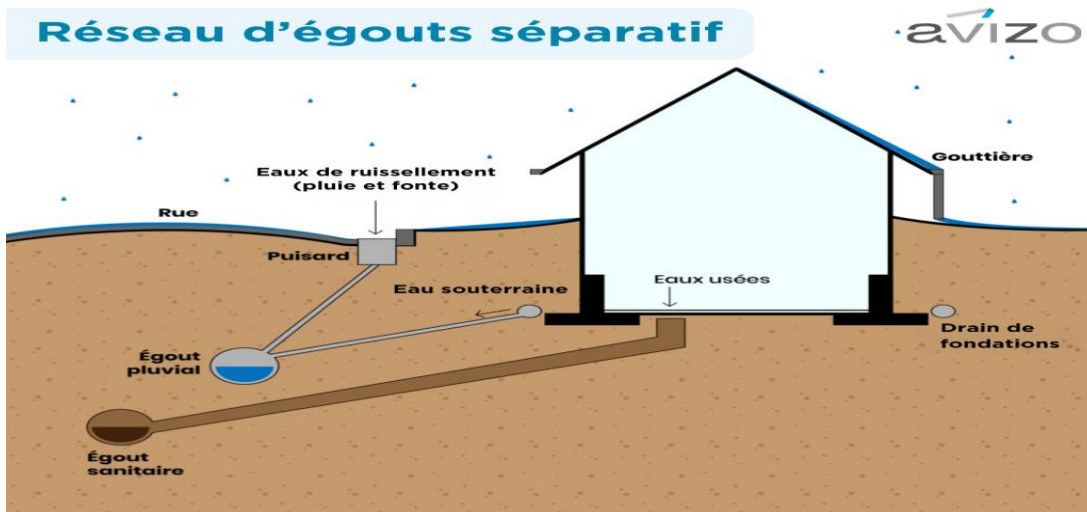


Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

Source : www.avizo.ca

3.4.1.3 Le système pseudo-séparatif:

Ce système combine partiellement les principes du séparatif. Il prévoit l'acheminement des eaux usées ainsi qu'une partie des eaux pluviales notamment celles issues des toitures et des espaces privés dans un même réseau. Le reste des eaux pluviales est évacué séparément via des caniveaux et ouvrages spécifiques dédiés aux eaux pluviales. Bien que similaire au système séparatif, ce dispositif présente un inconvénient majeur : le risque de dysfonctionnement de la station d'épuration, dû à l'arrivée d'un volume important d'eaux pluviales, notamment en période de fortes précipitations

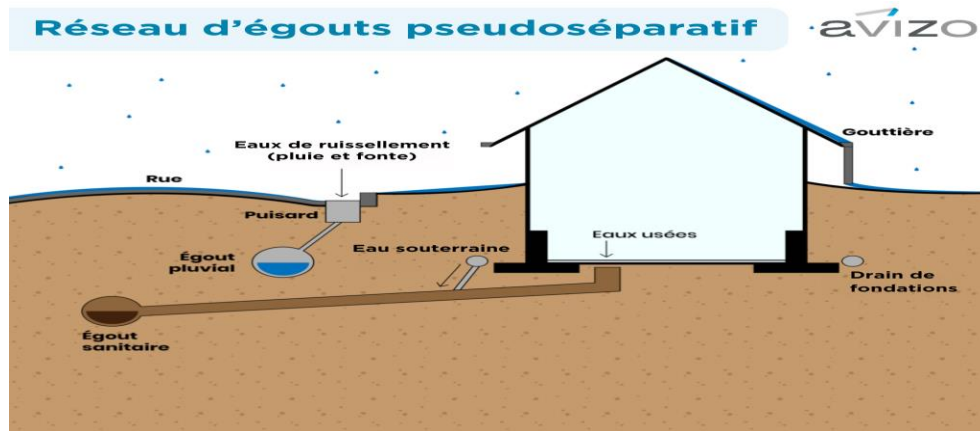


Figure III 2 : Schéma représentatif des branchements dans le système pseudo séparatif

Source : www.avizo.ca

Tableau III 2 : Les particularités des différents systèmes

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	milieu récepteur éloigné des points de collecte topographie à faible relief débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	conception simple encombrement réduit du sous-sol à priori économique pas de risque d'inversion de branchement.	débit à la STEP très variable la dilution des eaux usées est variable apport de sable important à la station d'épuration rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	-entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Séparatif	petites et moyennes agglomérations ; extension des villes ; faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	diminution des sections des collecteurs exploitation plus facile de la STEP meilleure naturel préservé	encombrement important du sous-sol coût d'investissement élevé risque important d'erreur de branchement.	Surveillance accrue des branchements entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	petits et moyennes agglomération. présence d'un milieu récepteur proche.	Le problème des faux branchements est éliminé. Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; Surveillance accrue des branchements.

(Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000)

3.4.1.4 système mixte

Ce système combine deux types de réseaux : une partie de la zone est desservie par un réseau unitaire, tandis que l'autre l'est par un réseau séparatif. Il est généralement mis en œuvre dans les agglomérations dotées d'un ancien réseau unitaire, lorsque ce dernier ne peut plus supporter les débits générés par les extensions urbaines.

3.4.1.5 Le système autonome

Il s'agit d'un système d'assainissement individuel, non relié à un réseau public, également appelé assainissement non collectif. Ce dispositif est adapté aux zones rurales peu densément peuplées, telles que les hameaux isolés ou les habitations dispersées, où la création d'un réseau public serait techniquement difficile ou économiquement injustifiable.

3.4.1.6 Le système composite

Variante du système séparatif, ce modèle prévoit l'aménagement de dispositifs spécifiques permettant de dériver une partie des eaux les plus polluées issues du réseau pluvial vers le réseau des eaux usées, afin qu'elles puissent être traitées en station d'épuration. Ce système vise à limiter les apports polluants dans le milieu naturel tout en optimisant les infrastructures existantes.

3.4.2 Le choix du système d'assainissement :

Le choix du système d'assainissement dépend de plusieurs critères qu'il convient d'évaluer avec soin :

- **Les aspects techniques et les conditions locales**, telles que la topographie du terrain, le régime des précipitations, les points de rejet disponibles, ainsi que la répartition des zones d'habitation.
- **L'existence éventuelle d'un réseau d'assainissement**, notamment en cas de projet d'extension, auquel cas il est impératif de prendre en compte les caractéristiques du système en place.
- **L'aspect économique**, en considérant à la fois les coûts d'investissement initiaux et les frais liés à l'exploitation, à l'entretien et à la gestion des installations, notamment les équipements de pompage.
- **Les perspectives d'aménagement urbain**, incluant la planification des zones résidentielles, commerciales ou industrielles.
 - Dans le cadre de notre projet, le **système unitaire** a été retenu pour les raisons suivantes :
 - Simplicité de conception et de mise en œuvre
 - Occupation réduite du sous-sol
 - Réduction du risque de mauvais branchements (faux branchements)

3.5 Schéma d'évacuation des eaux:

3.5.1 Les différents schémas d'évacuation

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq schémas différents :

3.5.1.1 Le schéma perpendiculaire

Dans ce schéma, les eaux s'écoulent directement vers le cours d'eau le plus proche, sans transiter par un point de collecte unique. Ce mode d'évacuation ne permet donc pas la concentration des eaux usées en un point unique pour traitement.

Il est adapté dans les cas où :

- Le traitement des eaux usées n'est pas jugé nécessaire.
- Le système séparatif est utilisé, notamment pour l'évacuation des eaux pluviales.

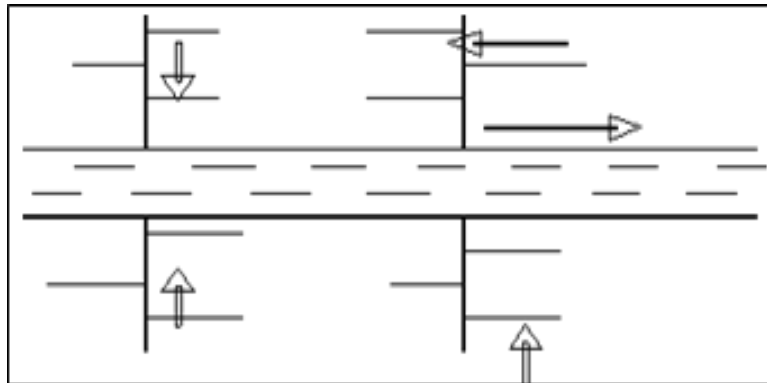


Figure III 4 : Schéma perpendiculaire

3.5.1.2 Le schéma par déplacement latéral

Ce schéma, simple et efficace, permet d'acheminer les effluents vers l'aval de l'agglomération en les concentrant en un point unique. Les eaux sont collectées dans un collecteur principal disposé parallèlement au cours d'eau. Ce dispositif implique nécessairement un traitement des eaux avant leur rejet dans le milieu naturel.

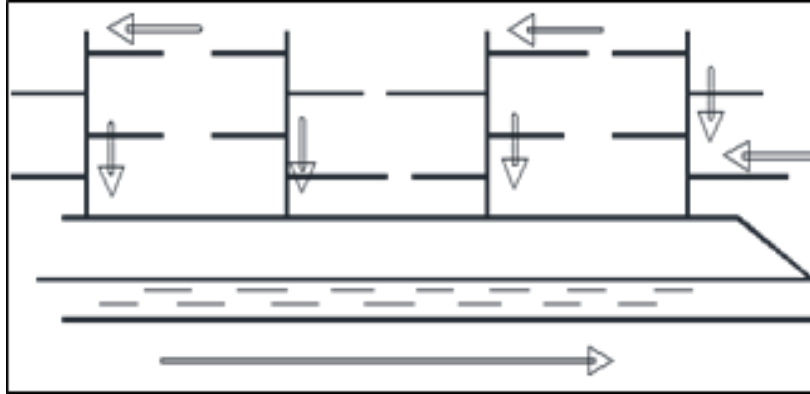


Figure III 5 : Schéma par déplacement latéral

3.5.1.3 Le schéma transversal ou oblique

Ce type de schéma repose sur un ensemble de collecteurs secondaires disposés en ramifications, qui convergent vers un collecteur principal situé à l'aval de l'agglomération. Il est particulièrement adapté aux terrains à faible pente, où un écoulement gravitaire direct vers l'aval est difficile à réaliser.

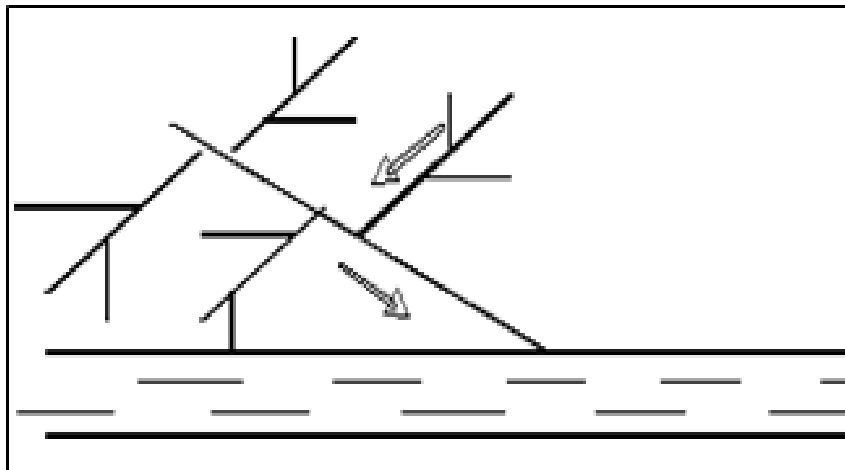


Figure III 6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

3.5.1.4 Le schéma par zones étagées

Ce schéma constitue une variante du schéma par déplacement latéral, caractérisée par la présence de plusieurs collecteurs longitudinaux disposés à différents niveaux. Il permet une évacuation segmentée des effluents, évitant ainsi la surcharge d'un unique collecteur principal. Ce dispositif est particulièrement adapté aux terrains peu pentus, où un écoulement gravitaire continu vers l'aval s'avère difficile à maintenir sur de longues distances.

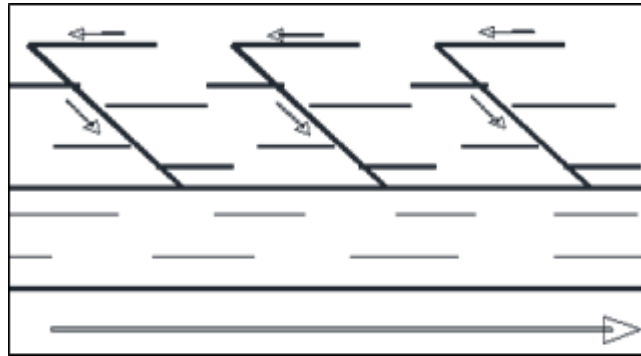


Figure III 7 : Schéma par zones étagées

3.5.1.5 Le schéma radial

Le schéma radial est bien adapté aux terrains plats. Il consiste à recueillir les effluents en un ou plusieurs points centraux, à partir desquels les eaux sont acheminées, généralement par pompage (relevage), vers un exutoire situé en dehors de l'agglomération, tel qu'un cours d'eau ou une station d'épuration.

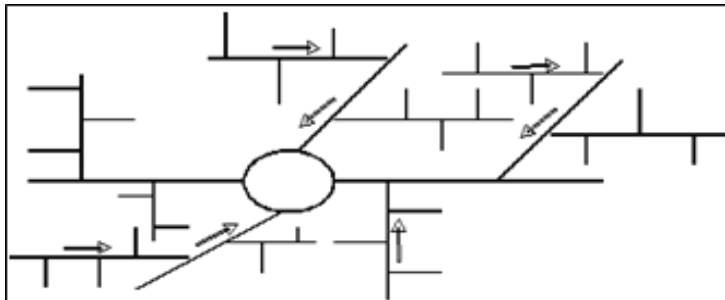


Figure III 8 : Schéma radial

3.6 Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma d'évacuation des eaux dépend de plusieurs facteurs essentiels, parmi lesquels:

- **Les conditions techniques et locales** : telles que l'existence éventuelle d'un réseau en place, la topographie du terrain, ainsi que la distribution spatiale des zones à desservir.
- **Les contraintes environnementales** : incluant la nature des rejets, les caractéristiques du milieu récepteur, ainsi que la localisation d'une éventuelle station d'épuration.
- **Les aspects économiques** : englobant les coûts d'investissement, d'exploitation et d'entretien.

→ **Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu le schéma par déplacement latéral**, en raison de sa simplicité et de sa capacité à concentrer les effluents vers un unique point et bien adapté aux terrains avec pente modérée à marquée.

3.7 Le coefficient de ruissellement:

3.7.1 Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement, noté « Cr », représente le rapport entre le volume d'eau ayant ruisselé et le volume total de précipitations reçu par un bassin versant donné . Il joue un rôle essentiel dans l'estimation des débits de pointe en période de pluie, données fondamentales pour le dimensionnement des réseaux d'évacuation. La valeur de ce coefficient dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- La nature et la perméabilité du sol,
- Le type d'occupation et l'aménagement du sol,
- La pente du terrain,
- Les caractéristiques de la pluie (durée, intensité),
- La densité de la population et l'urbanisation,
- Le niveau de saturation du sol en eau,
- Le taux d'humidité de l'air.

En raison de l'hétérogénéité des surfaces, l'estimation du coefficient de ruissellement est généralement effectuée de manière empirique, selon une approche approximative.

Coefficient de ruissellement pondéré :

Lorsque le bassin versant est constitué de plusieurs surfaces élémentaires « Ai », chacune caractérisée par un coefficient de ruissellement spécifique « Cri », le coefficient de ruissellement global du bassin est déterminé à l'aide d'une moyenne pondérée, calculée selon la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum Cri \times Ai}{A} \dots\dots\dots (3.2)$$

Avec :

Ai : surface partielle (ha).

A : surface totale (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

Coefficient de ruissellement en fonction de la nature de la surface :

Tableau III 3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9 – 0.75
Toiture en métal	0.85 – 0.95

Chapitre 3 : calcul de base

Cour en béton	0.70 – 0.95
Bitume	0.40 – 0.90
Verre	0.95
Pelouse	0.05 – 0.35
Sols sablonneux	0.10 – 0.20
Forêt	0.02 – 0.05
Zones résidentielles	0.30 – 0.50
Champs cultivés	0.20
Sable tassé, bois	0.10
Terre	0.02

Source : www.ecovegetal.com

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

Catégorie d'urbanisme	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0,9
Habitations denses	0,60.....0,70
Habitations moins denses	0,40.....0,50
Quartiers résidentiels	0,20.....0,30
Square, jardins, prairies	0,05.....0, 20

Source : ASTEE(Assainissement pluvial – Dimensionnement des réseaux, guide technique)2001.

3.7.2 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

Tableau III 5 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	Cri
1	9.91	0.47
2	7.67	0.81
3	9.96	0.77
4	6.42	0.81
5	6.87	0.88
6	9.12	0.85
7	7.08	0.68
8	8.4	0.85
9	8	0.85
10	7.97	0.86
11	3.5	0.20

3.8 Calcul de la population pour chaque surface élémentaire

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, on estime le coefficient de ruissellement pondéré totale.

Coefficient de ruissellement pondéré total

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{A} = 0.75$$

Ensuite, nous calculerons le nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire. Cela nécessitera de déterminer la densité partielle, puis d'en déduire le nombre d'habitants.

Formule de la densité partielle :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_T}{C_{rp} * A} \dots\dots\dots (3.3)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque surface élémentaire (hab/ha).

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.

P_T : population à l'horizon 2055.

C_{rpT} : coefficient de ruissellement pondéré total.

A : surface totale (ha).

Calcul du nombre d'habitant correspondant à chaque surface élémentaire :

$$P_i = D_i * A_i \dots\dots\dots (3.4)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque surface élémentaire

A_i : Aire élémentaire.

Remarque : le sous-bassin n°8 et 9 sont des zone industrielle et le sous bassin 11 est un terrain agricole alors il n'y a donc pas d'habitants.

Tableau III 6 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

Sous bassin	Cri	Surface (ha)	Di (hab/ha)	Hab
1	0.47	9.91	165	1635
2	0.81	7.67	285	2186
3	0.77	9.96	273	2719
4	0.81	6.42	287	1843
5	0.88	6.87	308	2116
6	0.85	9.12	301	2745
7	0.68	7.08	241	1706
8	0.85	8.4	0	0
9	0.85	8	0	0
10	0.86	7.97	298	2375
11	0.2	3.5	0	0
Total		81.4		17325

3.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons établi les éléments clés pour évaluer correctement les débits d'évacuation, en vue de réaliser un calcul hydraulique précis pour notre zone urbaine. Les étapes principales sont les suivantes :

- Nous avons opté pour un système unitaire, intégrant un schéma d'évacuation par déplacement latéral.
- Nous avons également déterminé le coefficient de ruissellement ainsi que le nombre d'habitants associés à chaque sous-bassin, afin de mieux adapter notre approche.

Chapitre IV :

Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

4 Estimation des débits d'eau usées et pluviales.

4.1 Introduction:

Un système d'évacuation est conçu pour assurer efficacement la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement ainsi que des eaux usées. Le dimensionnement des collecteurs revêt une importance majeure, car il conditionne la capacité du réseau à acheminer ces eaux vers l'exutoire. Les volumes à évacuer varient selon les agglomérations, en fonction du type de régime adopté, de la localisation géographique et des caractéristiques topographiques du site.

4.2 Origine et nature des eaux à évacuer :

4.2.1 Les eaux usées :

Selon la nature des matières polluantes contenues dans les effluents, on distingue quatre (04) principales sources d'eaux usées :

1. Eaux usées domestiques
2. Eaux usées issues des services publics
3. Eaux usées industrielles
4. Eaux claires parasites

4.2.1.1 Eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques proviennent des habitations situées au sein des agglomérations. Elles se composent principalement de:

- Eaux ménagères : eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches, évacuées par les éviers, lavabos et baignoires.
- Eaux vannes : eaux issues des sanitaires (toilettes).

La quantité à évacuer dépend de la consommation en eau potable, elle-même influencée par :

- Le type d'habitat et son niveau de confort.
- Les conditions climatiques locales.

4.2.1.2 Eaux usées des services publics

Ces eaux proviennent des établissements et équipements publics tels que les bâtiments administratifs, écoles, hôpitaux, complexes touristiques et autres infrastructures de service.

Leur estimation repose sur la dotation en eau potable nécessaire à chaque activité, généralement calculée en équivalents-habitants, unité de référence permettant d'homogénéiser les besoins entre différents types d'usagers.

4.2.1.3 Eaux usées industrielles

Issues des différentes unités de production ou de transformation, les eaux usées industrielles varient en quantité selon plusieurs facteurs :

Chapitre 4 : Estimation des débits d'eau usées et pluviales

- La nature de l'industrie (production ou transformation).
- Le procédé de fabrication utilisé.
- Le taux de recyclage mis en œuvre dans l'unité.

L'estimation peut se faire selon deux approches :

- Industrie de production : en fonction du nombre de produits finis et de la quantité d'eau nécessaire à leur fabrication.
- Industrie de transformation : en fonction du nombre de travailleurs et de la dotation en eau par employé.

Outre le volume à évacuer, certains paramètres doivent être pris en compte :

- Température : les eaux chaudes ne doivent pas dépasser 35°C pour éviter toute dégradation des canalisations.
- Agressivité chimique : un prétraitement est indispensable en amont pour neutraliser les substances corrosives (acides/bases), les toxiques difficiles à traiter et les métaux lourds qui peuvent endommager les conduites.

4.2.1.4 Eaux claires parasites

Les eaux parasites désignent principalement les eaux claires d'origine extérieure, telles que :

- Les eaux de drainage,
- Les infiltrations après pluie,
- Les remontées de nappe phréatique.

Ces eaux pénètrent dans le réseau d'assainissement à travers :

- Des joints défectueux ou mal posés.
- Des fissures dues aux tassements du sol ou à l'intrusion de racines (phénomène d'hydrotropisme).

Bien qu'elles ne soient pas polluées, ces eaux perturbent le bon fonctionnement des stations d'épuration. Leur quantification est difficile et ne peut se faire que par observation sur le terrain ou par modélisation hydraulique.

En l'absence de mesures précises, on recommande généralement une valeur indicative comprise entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

4.2.2 Eaux pluviales:

Les eaux pluviales désignent les eaux de ruissellement de surface résultant principalement des précipitations atmosphériques. Elles doivent être collectées et évacuées de manière appropriée afin de prévenir les risques d'inondation. Sont également considérées comme eaux pluviales les eaux issues de l'arrosage, du lavage des voiries (marchés, rues, places...), ainsi que celles provenant des espaces publics, jardins et cours d'immeubles. Ces eaux sont généralement recueillies par les ouvrages de collecte spécifiques aux eaux pluviales, sauf dans le cas de l'adoption d'un système unitaire, où elles sont dirigées vers le même réseau que les eaux usées. Au début d'un épisode pluvieux, les premières eaux ruisselées contiennent une charge importante en matières organiques, en particulier dans les zones à vocation industrielle, en raison du lessivage des surfaces polluées. Ces eaux peuvent également transporter des matériaux solides tels que du sable, qui risquent de se déposer dans les canalisations en cas de baisse de la vitesse d'écoulement.

4.3 Estimation des débits des eaux usées

L'estimation des débits journaliers des eaux usées repose principalement sur l'analyse de la consommation en eau potable. La quantité d'eaux usées à évacuer dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature et la taille de l'agglomération, ainsi que la typologie de l'urbanisation (zones résidentielles, établissements publics ou privés, installations industrielles, etc.). En règle générale, plus une agglomération est densément urbanisée, plus les volumes d'eaux usées générés sont importants.

4.3.1 Débit des eaux usées domestiques

Toute l'eau potable consommée par les usagers n'est pas nécessairement rejetée dans le réseau d'assainissement. En pratique, on considère que le volume d'eau usée évacué représente environ **70 % à 80 %** de la consommation en eau potable.

4.3.1.1 Débit moyen journalier

Le calcul du débit moyen des eaux usées domestiques s'appuie sur la **dotation en eau potable** attribuée à chaque habitant ou équivalent-habitant. Le **débit moyen journalier** des eaux usées est estimé à partir de la relation suivante :

$$Q_{\text{dom moy j}} = \frac{\text{Dot} * k_r * N_{\text{hab}}}{3600 * 24} \left(\frac{l}{s} \right) \dots\dots\dots (4.1)$$

$Q_{\text{dom moy j}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).

Dot : dotation journalière estimée à 150 l/j/hab. (source : APC Arib).

Nhab : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

Kr : coefficient de rejet pris égal à 80%.

4.3.1.2 Débit de pointe

À l'instar de la consommation d'eau potable, le rejet des eaux usées varie au cours de la journée. Il est donc nécessaire de déterminer le débit de pointe, représentant le débit maximal susceptible d'être atteint pendant les périodes de forte activité. Ce débit est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_p = Q_{\text{dom moy j}} * K_p \dots \dots \dots (4.2)$$

Avec :

Q_p : débit de point (l/s).

$Q_{\text{dom moy j}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques (l/s).

K_p : coefficient de point calculé en fonction du débit moyen de rejet :

$$k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{dom moy j}}}} \dots \dots \dots (4.3)$$

Si: $Q_{\text{dom moy j}} \geq 2.8$ l/s

Si non: $k_p = 3$

Tableau IV 1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

N° SB	N _{hab}	K _r	Dotation (l/j/hab)	Q _{dom moy,j} (l/s)	K _p	Q _{dom pte} (l/s)	Q _{dom pte} (m ³ /s)
1	1635	0,8	150	2.27	3	6.81	0.00681
2	2186	0,8	150	3.03	2.93	8.8779	0.00888
3	2719	0,8	150	3.77	2.78	10.4806	0.01048
4	1843	0,8	150	2.55	3	7.65	0.00765
5	2116	0,8	150	2.93	2.96	8.6728	0.00867
6	2745	0,8	150	3.81	2.78	10.5918	0.01059
7	1706	0,8	150	2.36	3	7.08	0.00708
8	0	0,8	150	0	3	0	0
9	0	0,8	150	0	3	0	0
10	2375	0,8	150	3.29	2.87	9.4423	0.00944
11	0	0.8	150	0	3	0	0

4.3.2 Débit des eaux usées des établissements publics

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'usager.

4.3.2.1 Débit moyen journalier des eaux usées

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{Pub moy j}} = \frac{\text{Dot} * k_r * N_u}{3600 * 24} \left(\frac{l}{s} \right) \dots\dots\dots (4.4)$$

$Q_{\text{pub moy j}}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques (l/s).

Dot : dotation de consommation journalière (l/j/unité) diffère d'un type d'usager à un autre

Nhab : nombre d'usagers (des unités).

Kr : coefficient de rejet pris égal à 80%.

4.3.2.2 Débit de pointe

Il est nécessaire d'estimer le **débit de pointe** des eaux usées générées par les équipements publics, afin de dimensionner correctement les ouvrages de collecte. Ce débit est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_p = Q_{\text{pub moy j}} * K_p \dots\dots\dots (4.5)$$

Avec :

Q_p : debit de point (l/s).

$Q_{\text{pub moy j}}$: débit moyen journalier publique (l/s).

K_p : coefficient de point.

Tableau IV 2 : Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité	N u	Dot _{éq} (l/j/unite)	Q ^{éq} moy,j (l/s)	K _p	Q ^{éq} (l/s) pte	Q ^{éq} (m³/s) pte	
02	CFPA	élève	200	30	0.06944444	3	0.20833333	0.00020833	5.55E-04
	mosque	fidèle	500	20	0.11574074	3	0.34722222	0.00034722	
03	Ecole primair	élève	835	30	0.28993056	3	0.86979167	0.00086979	2.55 E-03
	CEM	élève	794	30	0.27569444	3	0.82708333	0.00082708	
	Lycée	élève	820	30	0.28472222	3	0.85416667	0.00085417	
	Garde communal	personnes	40	50	0.02314815	3	0.06944444	6.9444E-05	

Chapitre 4 : Estimation des débits d'eau usées et pluviales

04	Salle de sport	personnes	50	50	0.02893519	3	0.08680556	8.6806E-05	2.60 E-04
	Creche	élève	100	30	0.03472222	3	0.10416667	0.00010417	
05	Ptt	personnes	06	15	0.00104167	3	0.003125	3.125E-06	2.39 E-05
	Siege APC	personnes	40	15	0.00694444	3	0.02083333	2.0833E-05	
06	Ecole primair	élève	720	30	0.25	3	0.75	0.00075	2.16 E-03
	CEM	élève	982	30	0.34097222	3	1.02291667	0.00102292	
	Gendarmerie	personnes	25	50	0.01446759	3	0.04340278	4.3403E-05	
	Mosque	fidèle	500	20	0.11574074	3	0.34722222	0.00034722	
07	Stade communal	personnes	50	80	0.0462963	3	0.13888889	0.00013889	0.00014
10	Mosque	fidèle	500	20	0.11574074	3	0.34722222	0.00034722	3.99 E-04
	Centre de santé	Personnes	10	150	0.01736111	3	0.05208333	5.2083E-05	

4.3.3 Débit industrielle :

Tableau IV 3 : Débits des Equipements industrielles

N° SB	Equipement Industrielle	Unité	N u	Dot (m³/j/unite)	Q ^{indus} moy,j (l/s)	K _p	Q ^{indus} (l/s) pte	Q ^{indus} (m³/s) pte
08	Partie 1 du laiterie	(m³/j)	350	10m³ d'eau par 1 m³ du lait	40.51	3	121.52	0.121
09	Partie 2 du laiterie	(m³/j)	350	10m³ d'eau par 1 m³ du lait	40.51	3	121.52	0.121

4.3.4 Débits totaux des eaux usées à évacuer

En l'absence de données précises concernant la répartition temporelle des apports, le calcul du débit total des eaux usées à évacuer repose sur l'hypothèse de la superposition des débits de pointe pour l'ensemble des catégories d'eaux usées.

Les valeurs des débits totaux à évacuer sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV 3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

N° SB	Aire (ha)	Q^{dom}_{pte} (l/s)	$Q^{ég\ pub}_{pte}$ (l/s)	Q^{para} (l/s)	Q^{indus}_{pte} (l/s)	Q^{tot} (l/s)	Q^{tot} (m3/s)
1	9.91	6.81	0	0.991	0	7.81	7.81 E-03
2	7.67	8.8779	0.555	0.767	0	10.20	10.20 E-03
3	9.96	10.4806	2.33	0.996	0	13.80	13.80 E-03
4	6.42	7.65	0.26	0.642	0	8.55	8.55 E-03
5	6.87	8.6728	0.0239	0.687	0	9.388	9.388 E-03
6	9.12	10.5918	2.16	0.912	0	13.66	13.66 E-03
7	7.08	7.08	0.00014	0.708	0	7.76	7.76 E-03
8	8.4	0	0	0.84	121.52	122.36	122.36 E-03
9	8	0	0	0.80	121.52	121.32	121.32 E-03
10	7.97	9.4423	0.399	0.797	0	10.63	10.63 E-03
11	5	0	0	0.5	0	0.5	0.5 E-03

4.4 Estimation des débits des eaux pluviales :

Dimensionnement d'un réseau pluvial repose généralement sur l'estimation du débit généré par la pluie la plus intense susceptible de survenir sur une période de 10 ans, appelée débit décennal.

Lors d'un épisode pluvieux, seule la fraction des eaux de pluie qui ruisselle est prise en compte pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation, ces derniers devant être capables d'évacuer ce débit dans des conditions satisfaisantes. Cette fraction dépend principalement des caractéristiques du bassin versant, telles que son étendue et son niveau d'urbanisation.

Pour évaluer le débit pluvial, plusieurs méthodes peuvent être utilisées selon la nature du site. Les plus courantes sont:

- La méthode rationnelle, souvent utilisée pour les petits bassins versants urbanisés.
- La méthode superficielle, plus adaptée aux grands bassins ou aux zones peu urbanisées.

Dans le cadre de notre étude, la méthode rationnelle a été retenue. Ce choix est justifié par la petite taille des bassins considérés, tous inférieurs à 10 hectares, et par leur nature de surfaces remarquables, c'est-à-dire bien définies et homogènes.

4.4.1 La méthode rationnelle:

La méthode rationnelle est largement reconnue pour son efficacité, notamment dans le cas des bassins urbains de faible superficie. Lorsqu'il s'agit de bassins plus étendus, elle nécessite un découpage du bassin versant en secteurs limités par des lignes isochrones, c'est-à-dire des zones ayant des temps de concentration similaires.

Elle permet d'estimer les débits pluviaux générés par une averse d'intensité moyenne supposée constante pendant toute la durée de la pluie. Le calcul s'effectue sur des surfaces d'influence bien définies, chacune caractérisée par un coefficient de ruissellement, selon leur nature (sol nu, surface imperméable, végétation, etc.).

Cependant, il est important de noter que l'intensité de la pluie n'est généralement pas uniforme sur l'ensemble du bassin. En pratique, une averse a souvent un épicentre à partir duquel l'intensité diminue progressivement. Pour prendre en compte cette variabilité spatiale, on applique un coefficient de répartition de la pluie, noté α .

La méthode rationnelle se résume donc par la formule suivante :

$$Q_P = \alpha \times C_r \times i \times A \dots \dots \dots (4.6)$$

Avec :

Q_P : débit d'eau de ruissellement (l/s).

A : surface d'apport (ha).

C_r : coefficient de ruissellement

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

α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

4.4.1.1 Coefficient réducteur de l'intensité:

En pratique, la répartition spatiale d'une pluie sur un bassin versant est rarement uniforme, notamment lors des averses de courte durée et de forte intensité. Pour tenir compte de cette irrégularité, on introduit un coefficient de correction appelé coefficient réducteur de l'intensité, noté α . Ce coefficient est toujours inférieur ou égal à 1 ($\alpha \leq 1$).

4.4.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode donne de bons résultats pour des surfaces relativement réduites, en général inférieures à 10 hectares. Son efficacité est d'autant plus grande lorsque les aires étudiées sont encore plus petites, car le coefficient de ruissellement peut alors être estimé avec davantage de précision.

Elle est particulièrement adaptée aux situations où le temps de concentration du bassin versant ne dépasse pas 30 minutes.

En revanche, son application devient moins pertinente pour des zones de grande étendue, car les calculs se complexifient et deviennent rapidement fastidieux à mettre en œuvre.

4.4.1.3 Hypothèse de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle repose sur trois hypothèses fondamentales :

- Le débit de pointe, noté Q_p , ne peut être atteint à l'exutoire du bassin versant que si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration t_c . Autrement dit, l'ensemble du bassin doit avoir contribué au ruissellement au moment où le débit maximal est observé.
- Le débit de pointe Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de la pluie, notée i , calculée sur une durée égale au temps de concentration t_c du bassin versant.
- Le débit de pointe Q_p est associé à la même période de retour que l'intensité de pluie i qui l'a généré. Cette hypothèse implique que le coefficient de ruissellement C_r est supposé constant durant l'événement pluvieux.

4.4.1.4 Temps de concentration:

Le temps de concentration, noté t_c , est une caractéristique propre au bassin versant. Il correspond au temps nécessaire à une goutte de pluie tombée au point le plus éloigné du bassin, en durée d'écoulement, pour atteindre l'exutoire, c'est-à-dire l'entrée du collecteur chargé d'évacuer l'eau issue de la surface considérée.

Ce temps se décompose généralement en plusieurs parties, dont :

- t_1 (en minutes) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$t_1 = \frac{L}{60 \cdot v} \dots \dots \dots (4.9)$$

Avec :

L : longueur de la canalisation (m).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En

Chapitre 4 : Estimation des débits d'eau usées et pluviales

général, il varie de 2 à 20 min.

- $t_3(\text{min})$: temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \cdot \sqrt{I}} \dots \dots \dots (4.10)$$

Avec :

L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).

I : pente moyenne du parcours (%)

Ainsi, trois cas de figure peuvent être rencontrés selon la configuration du bassin versant :

- Si le bassin ne comporte aucune canalisation, le temps de concentration est uniquement lié à l'écoulement de surface :
 $t_c = t_3$
- Si le bassin présente un écoulement superficiel suivi d'un écoulement en canalisation, le temps de concentration est la somme des deux :
 $t_c = t_1 + t_3$
- Si le bassin est entièrement urbanisé et doté d'un réseau de canalisations, le temps de concentration comprend l'écoulement en surface aménagée puis dans le réseau :
 $t_c = t_1 + t_2$

4.5 Calcul des débits pluviaux:

Étant donné que les surfaces des sous-bassins considérés sont relativement réduites, les valeurs du coefficient de répartition de la pluie α sont très proches de 1. Par simplification, ce coefficient sera donc pris égal à 1 dans nos calculs.

Chapitre 4 : Estimation des débits d'eau usées et pluviales

Les débits pluviaux calculés pour chaque surface élémentaire, en tenant compte de cette hypothèse, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV 4 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

N °Sb	Surface (ha)	Cr	α	I(l/s/ha)	Qp (l/s)	Qp (m ³ /s)
1	9.91	0.47	1	127.61	594.36	0.5943
2	7.67	0.81	1	127.61	792.80	0.792
3	9.96	0.77	1	127.61	978.66	0.978
4	6.42	0.81	1	127.61	663.5	0.663
5	6.87	0.88	1	127.61	771.4	0.771
6	9.12	0.85	1	127.61	989.23	0.989
7	7.08	0.68	1	127.61	614.36	0.614
8	8.4	0.85	1	127.61	911.13	0.911
9	8	0.85	1	127.61	867.74	0.867
10	7.97	0.86	1	127.61	874.66	0.874
11	5	0.2	1	127.61	127.61	0.127

Tableau IV 5 : calcul du débit total de chaque sous bassin

N° de SB	Surface (ha)	Q pluvial (m³/s)	Q pte (m³/s)	Q total (m³/s)
1	9.91	0.5943	7.81 E-03	0.602
2	7.67	0.792	10.20 E-03	0.802
3	9.96	0.978	13.80 E-03	0.991
4	6.42	0.663	8.55 E-03	0.671
5	6.87	0.771	9.388 E-03	0.780
6	9.12	0.989	13.66 E-03	1.002
7	7.08	0.614	7.76 E-03	0.621
8	8.4	0.911	122.36 E-03	1.033
9	8	0.867	121.32 E-03	0.988
10	7.97	0.874	10.63 E-03	0.884
11	5	0.127	0.5 E-03	0.128

4.6 Conclusion:

Dans ce chapitre, les quantités d'eaux à évacuer ont été estimées et évaluées. Les débits pris en compte regroupent à la fois les eaux usées et les eaux pluviales.

L'analyse des résultats montre que les débits des eaux usées représentent une part relativement faible par rapport aux débits pluviaux, qui constituent la composante dominante du système à concevoir.

Cette étape constitue une base essentielle pour aborder le chapitre suivant, qui portera sur le calcul hydraulique et le dimensionnement des conduites.

Chapitre V :
**Dimensionnement du réseau
d'assainissement**

5 Dimensionnement du réseau d'assainissement

5.1 Introduction:

Après avoir établi l'ensemble des débits à prendre en compte, on peut passer à l'étape du dimensionnement des éléments du réseau, en veillant à respecter les normes techniques en matière d'écoulement. Du point de vue sanitaire, un réseau d'assainissement efficace doit répondre à plusieurs critères essentiels :

- Maintenir une vitesse d'écoulement suffisante pour assurer l'auto-curage des canalisations.
- Éviter les phénomènes de surcharge et de débordement, tout en protégeant les milieux naturels sensibles contre les risques de pollution.

Ce chapitre est dédié à l'étude des calculs nécessaires pour déterminer les dimensions des conduites et pour concevoir les ouvrages complémentaires du réseau.

5.2 Conception du réseau d'assainissement:

La conception d'un réseau d'assainissement consiste à définir l'ensemble des composants des différentes branches du réseau à partir d'un schéma d'ensemble, en prenant en compte la configuration du tissu urbain, la localisation de l'exutoire, ainsi que la position éventuelle des stations de relevage ou d'épuration. Les collecteurs sont décrits selon plusieurs caractéristiques :

- Leur implantation en plan
- Leur profondeur d'enfouissement
- Leurs diamètres (intérieur et extérieur)
- Leur pente longitudinale
- La nature et la mise en œuvre des joints

Les ouvrages spécifiques (regards, stations, déversoirs, etc.) sont également définis en fonction de :

- Leur emplacement sur le plan du réseau
- Leur profondeur
- Leur fonction au sein du système d'assainissement

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Qps » ; malgré qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

5.3 Mode de calcul :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q=V.S..... (5.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

5.3.1 Formule de CHEZY:

Le dimensionnement des ouvrages s'appuie sur une formule d'écoulement dérivée de celle de Chezy, permettant de déterminer la vitesse d'écoulement selon l'expression suivante :

$$V=C*\sqrt{Rh * I}..... (5.2)$$

Avec :

v : vitesse d'écoulement (m/s).

C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydraulique et géométrique de l'écoulement.

I : pente motrice de l'écoulement (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m) donné par :

$$R_h=\frac{S_m}{P_m}..... (5.3)$$

Ou :

S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²).

P_m : le périmètre mouillé (m).

5.3.2 Formule de MANNING-STRICKLER:

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$V=K_s* R_h^{\frac{2}{3}}*\sqrt{I}..... (5.4)$$

Et le débit se calcule par l'expression suivante :

$$Q = K_s * S * R h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \dots \dots \dots (5.5)$$

Tableau V.1 : coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux

types de matériaux	coefficient de rugosité Ks
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton(très vieilles)	80
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrés	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibro-ciment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	100 à 150

Source : Chocat, B. et al., Hydraulique urbaine 1997.

Les matériaux choisis de la conduite, sont du béton armé lisse avec $K_s = 80$

5.3.3 Procédé de calcul :

- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots \dots \dots (5.6)$$

Avec :

$D_{cal}(m)$; $Q (m^3/s)$; $I (m/m)$

- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».
- Calculer la vitesse à pleine section Pour un rayon hydraulique

$R_h = D_N/4$; on a :

$$V_{ps} = K_s * \left(\frac{D}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \dots \dots \dots (5.7)$$

Avec :

$v_{ps}(m/s)$; $D_N(m)$; $I(m/m)$

Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = K_s * S * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}$$

Q_{ps} (m³/s) ; v_{ps} (m/s) ; DN (m) ; I (m/m)

Les différents rapports :

- Les rapports des débits : $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$ (5.8)
- Les rapports des vitesses : $R_v = \frac{v_t}{v_{ps}}$ (5.9)
- Les rapports des hauteurs : $R_h = \frac{H}{D}$ (5.10)

5.4 Conditions d'auto-curage

Dans un système unitaire, les conditions d'auto-curage doivent être garanties même en période de faible débit, notamment en temps sec. Pour cela, il convient de respecter les vitesses d'écoulement minimales suivantes :

- Une vitesse d'au moins **0,6 m/s** pour **1/10 du débit à pleine section** ;
- Une vitesse d'au moins **0,3 m/s** pour **1/100 de ce même débit**.

Par ailleurs, afin de préserver l'intégrité des joints et du revêtement intérieur des conduites, des vitesses trop élevées doivent être évitées. On fixe ainsi une **vitesse maximale de l'ordre de 5 m/s**.

5.5 Dimensionnement du réseau

Pour la réalisation du réseau, le choix s'est porté sur des **buses en béton**, en raison de leur robustesse, de leur durabilité et de leur bon comportement hydraulique. Les diamètres retenus pour ces conduites varient entre **300 mm et 2000 mm**, en fonction des débits à évacuer et des contraintes propres à chaque tronçon du réseau.

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Réseau :

Tableau V.2: dimensionnement du collecteur unitaire1

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Auto curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (m)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R1- R2	0.602	454.443276	500	3.9	0.78	1.09	0.66	0.332	4.284	2.156	3.92	0.77	verifier
R2 – R3	0.602	501.74185	600	2.3	0.63	1.05	0.58	0.346	3.564	1.87	3.40	0.96	verifier
R3 – R4	0.602	454.443276	500	3.9	0.78	1.09	0.66	0.332	4.284	2.156	3.92	0.77	verifier
R4 – R5	0.602	448.172345	500	4.2	0.75	1.09	0.65	0.324	4.417	2.2385	4.07	0.80	verifier
R5 - R6	0.602	435.404117	500	4.9	0.70	1.07	0.62	0.309	4.706	2.42	4.40	0.86	verifier
R6 - R7	0.602	461.315001	500	3.6	0.81	1.10	0.68	0.341	4.143	2.0735	3.77	0.74	verifier
R7 - R8	0.602	452.748506	500	4	0.77	1.09	0.66	0.330	4.319	2.178	3.96	0.78	verifier
R8 - R9	0.602	449.306547	500	4	0.76	1.09	0.65	0.326	4.393	2.222	4.04	0.79	verifier
R9 - R10	1.4	607.122431	800	3	0.59	1.03	0.56	0.445	4.874	2.5905	4.71	2.37	verifier
R10 - R11	1.4	694.303529	800	2.2	0.69	1.07	0.61	0.491	4.312	2.222	4.04	2.03	verifier
R11 - R12	1.4	820.981091	1000	0.9	0.59	1.04	0.56	0.558	3.104	1.65	3.00	2.35	verifier
R12 - R13	1.4	860.5928	1000	0.7	0.67	1.06	0.60	0.605	2.812	1.452	2.64	2.08	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R13 - R14	1.4	766.28309 8	800	1.3	0.90	1.12	0.74	0.590	3.465	1.705	3.10	1.56	verifier
R14 - R15	1.4	659.25586 3	800	2.9	0.60	1.04	0.56	0.450	4.810	2.5465	4.63	2.33	verifier
R15 - R16	2.07	1061.4208 5	1200	0.5	0.73	1.08	0.63	0.759	2.722	1.386	2.52	2.85	verifier
R16 - R17	2.07	932.06133 3	1000	1	0.83	1.10	0.70	0.695	3.488	1.738	3.16	2.48	verifier
R17 - R18	2.07	834.79703 3	1000	1.8	0.62	1.05	0.57	0.574	4.434	2.332	4.24	3.33	verifier
R18 - R19	2.07	712.17258 1	800	2.7	0.92	1.12	0.75	0.604	5.014	2.4585	4.47	2.25	verifier
R19 - R20	2.07	1106.7722	1200	0.4	0.81	1.10	0.68	0.817	2.481	1.243	2.26	2.55	verifier
R20 - R21	2.07	811.01404 2	1000	2.1	0.58	1.03	0.55	0.546	4.706	2.519	4.58	3.59	verifier
R21 - R22	2.07	915.55273 2	1000	1.1	0.80	1.10	0.67	0.672	3.630	1.8205	3.31	2.60	verifier
R22 - R23	3.07	909.95256	1000	2	0.88	1.11	0.72	0.721	4.970	2.4585	4.47	3.51	verifier
R23 - R24	3.07	1155.2517 1	1200	0.7	0.91	1.12	0.75	0.894	3.342	1.6445	2.99	3.38	verifier
R25 - R26	3.07	1001.418	1200	1.5	0.62	1.05	0.57	0.689	4.572	2.4035	4.37	4.94	verifier
R26 - R27	3.07	1084.62	1200	0.98	0.77	1.09	0.66	0.788	3.849	1.9415	3.53	4.00	verifier
R27 - R28	3.07	967.76276 4	1200	1.8	0.57	1.02	0.54	0.649	4.905	2.6345	4.79	5.42	verifier
R28 - R29	3.198	1097.1980 7	1200	1	0.79	1.09	0.67	0.804	3.908	1.9635	3.57	4.04	verifier
R29 - R30	3.198	972.78918 5	1000	1.9	0.94	1.12	0.77	0.765	4.896	2.398	4.36	3.42	verifier
R30 - R31	3.198	972.78918 5	1000	1.9	0.94	1.12	0.77	0.765	4.896	2.398	4.36	3.42	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R31 - R32	3.198	972.78918 5	1000	1.9	0.94	1.12	0.77	0.765	4.896	2.398	4.36	3.42	verifier
R32 - R33	3.198	1077.7645 8	1200	1.1	0.76	1.09	0.65	0.779	4.066	2.0625	3.75	4.23	verifier
R33 - R34	3.198	972.78918 5	1000	1.9	0.94	1.12	0.77	0.765	4.896	2.398	4.36	3.42	verifier
R34 - R35	3.198	1016.8758 3	1200	1.5	0.65	1.05	0.59	0.707	4.612	2.4035	4.37	4.94	verifier
R35 - R36	3.198	993.28953 8	1000	1.7	0.99	1.13	0.81	0.813	4.675	2.266	4.12	3.23	verifier
R36 - R37	3.198	982.70109 4	1000	1.8	0.96	1.13	0.79	0.787	4.787	2.332	4.24	3.33	verifier
R37 - R38	3.198	972.78918 5	1000	1.9	0.94	1.12	0.77	0.765	4.896	2.398	4.36	3.42	verifier
R38 - R39	3.198	1119.0888 4	1200	0.9	0.84	1.10	0.70	0.835	3.739	1.8645	3.39	3.83	verifier
R39 - R40	3.198	1302.8631	1500	0.4	0.69	1.07	0.61	0.920	2.801	1.441	2.62	4.63	verifier
R40 - R41	3.198	1004.64	1200	1.6	0.63	1.05	0.58	0.692	4.731	2.486	4.52	5.11	verifier
R41 - R42	8.5	1417.8298	2000	1.8	0.4	0.99	0.42	0.845	4.93	2.739	4.98	21.18	verifier
R42- R43	8.5	1598.3229 4	2000	1	0.55	1.02	0.53	1.063	4.185	2.25	4.10	15.39	verifier
R43 - R44	8.5	1598.3229 4	2000	0.8	0.60	1.04	0.56	1.125	4.06	2.475	4.50	14.12	verifier
R44- R45	8.5	1598.3229 4	2000	1	0.55	1.02	0.53	1.063	4.185	2.06	3.75	15.39	verifier
R45 - R46	8.5	1650.6626 9	2000	1	0.55	1.02	0.53	1.063	4.185	2.25	4.10	15.39	verifier
R46- R47	8.5	1486.239	2000	1.4	0.46	1.02	0.53	1.063	4.41	2.695	4.90	18.68	verifier
R47 - R48	8.5	1467.136	2000	1.5	0.44	0.95	0.45	0.904	4.54	2.62	4.77	19.34	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R48 - R49	8.5	1507.0349	2000	1.3	0.47	0.97	0.48	0.952	4.32	2.44	4.95	18.00	verifier
R49 – R50	8.5	1589.0326 5	2000	0.73	0.63	1.05	0.58	1.156	3.517	1.84	3.34	13.54	verifier
R50 – R51	8.5	1589.0326 5	2000	0.73	0.63	1.05	0.58	1.156	3.517	1.84	3.34	13.54	verifier
R51 – R52	8.5	1689.1528 6	2000	0.7	0.64	1.05	0.58	1.170	3.450	1.80	3.28	13.28	verifier
R52 – R53	8.5	1677.0812 3	2000	0.73	0.63	1.05	0.58	1.156	3.517	1.84	3.34	13.54	verifier
R53 – R54	8.5	1679.5206 9	2000	0.72	0.63	1.05	0.58	1.159	3.504	1.83	3.33	13.48	verifier
R54 – R55	8.5	1676.7634 7	2000	0.73	0.63	1.05	0.58	1.155	3.517	1.84	3.34	13.54	verifier
R55 – R56	8.5	1703.0710 5	2000	0.73	0.63	1.05	0.58	1.155	3.517	1.84	3.34	13.54	verifier
R56 – R57	8.5	1756.0233 4	2000	0.57	0.71	1.07	0.62	1.249	3.095	1.59	2.89	11.97	verifier
R57 – R58	8.5	1742.1452	2000	0.6	0.70	1.07	0.62	1.232	3.166	1.62	2.95	12.23	verifier

Tableau V.3: dimensionnement du collecteur unitaire 2

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Auto curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (m)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R62 – R63	0.991	683.339851	800	1.2	0.66	1.06	0.60	0.478	3.158	1.639	2.98	1.50	verifier
R63- R65	0.991	545.251644	600	4	0.78	1.09	0.66	0.398	4.901	2.4695	4.49	1.27	verifier
R65 - R66	0.991	556.130243	600	3.6	0.82	1.10	0.69	0.413	4.690	2.343	4.26	1.20	verifier
R66 - R67	0.991	673.160855	800	1.3	0.64	1.05	0.58	0.466	3.260	1.705	3.10	1.56	verifier
R67 - R68	0.991	673.160855	800	1.3	0.64	1.05	0.58	0.466	3.260	1.705	3.10	1.56	verifier
R68 - R69	0.991	615.271947	800	2.1	0.50	0.99	0.50	0.397	3.908	2.167	3.94	1.98	verifier
R69 – R70	0.991	591.120103	600	2.6	0.97	1.13	0.79	0.477	4.091	1.991	3.62	1.02	verifier
R70- R71	0.991	595.483155	600	2.5	0.98	1.13	0.81	0.487	4.026	1.9525	3.55	1.00	verifier
R71- R72	0.991	545.251644	600	4	0.78	1.09	0.66	0.398	4.901	2.4695	4.49	1.27	verifier
R72 - R73	0.991	545.251644	600	4	0.78	1.09	0.66	0.398	4.901	2.4695	4.49	1.27	verifier
R73 - R74	0.991	839.6474	1000	0.4	0.63	1.05	0.58	0.580	2.097	1.1	2.00	1.57	verifier
R74 - R75	1.771	724.762044	800	2.8	0.77	1.09	0.66	0.528	4.964	2.5025	4.55	2.29	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R75- R76	1.771	751.99266 2	800	2.3	0.85	1.11	0.71	0.566	4.572	2.2715	4.13	2.07	verifier
R76 - R77	1.771	740.32739 6	800	2.5	0.82	1.10	0.69	0.549	4.735	2.365	4.30	2.16	verifier
R77 - R78	1.771	787.36114 2	800	1.8	0.97	1.13	0.79	0.633	4.125	2.0075	3.65	1.83	verifier
R78 - R79	1.771	939.90008 7	1000	0.7	0.85	1.11	0.71	0.707	2.928	1.452	2.64	2.08	verifier
R79 – R80	1.771	804.94290 3	1000	1.6	0.56	1.02	0.54	0.539	4.088	2.2	4.00	3.14	verifier
R80 – R81	1.771	814.74266 8	1000	1.5	0.58	1.03	0.55	0.551	3.989	2.1285	3.87	3.04	verifier
R81 - R82	1.771	1043.8818	1200	0.4	0.69	1.07	0.62	0.738	2.415	1.243	2.26	2.55	verifier
R82- R83	1.771	967.46266 2	1000	0.6	0.92	1.12	0.75	0.755	2.745	1.3475	2.45	1.92	verifier
R83 - R84	3.425	998.12981 3	1000	1.9	0.98	1.14	0.83	0.826	4.954	2.398	4.36	3.42	verifier
R84- R85	3.425	998.12981 3	1000	1.9	0.98	1.14	0.83	0.826	4.954	2.398	4.36	3.42	verifier
R85 - R86	3.425	1410.8898	1500	0.3	0.85	1.11	0.71	1.061	2.516	1.2485	2.27	4.01	verifier
R86- R87	3.425	1307.6032 2	1500	0.45	0.70	1.07	0.62	0.926	2.977	1.529	2.78	4.91	verifier
R87- R60	3.425	1210.2021 1	1500	0.68	0.57	1.02	0.54	0.811	3.501	1.881	3.42	6.04	verifier
R60 – R90	3.425	1268.0944 5	1500	0.53	0.64	1.05	0.59	0.879	3.179	1.661	3.02	5.33	verifier
R90 – R91	3.425	1238.9391 3	1500	0.6	0.60	1.04	0.56	0.845	3.337	1.7655	3.21	5.67	verifier
R91– R92	5.297	1454.5126 7	1500	0.61	0.93	1.12	0.76	1.137	3.634	1.782	3.24	5.72	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R92- R93	5.297	1325.7659 2	1500	1	0.72	1.08	0.63	0.947	4.468	2.2825	4.15	7.32	verifier
R93 - R94	5.297	1325.7659 2	1500	1	0.72	1.08	0.63	0.947	4.468	2.2825	4.15	7.32	verifier
R94 - R95	5.297	1325.7659 2	1500	1	0.72	1.08	0.63	0.947	4.468	2.2825	4.15	7.32	verifier
R95 - R96	5.297	1302.2840 5	1500	1.1	0.69	1.07	0.61	0.920	4.645	2.3925	4.35	7.68	verifier
R96 - R97	5.297	1302.2840 5	1500	1.1	0.69	1.07	0.61	0.920	4.645	2.3925	4.35	7.68	verifier
R97 - R98	5.297	1281.2101 4	1500	1.2	0.66	1.06	0.60	0.895	4.810	2.497	4.54	8.02	verifier
R98 - R99	5.297	1417.4605 1	1500	0.7	0.86	1.11	0.71	1.071	3.850	1.9085	3.47	6.13	verifier
R99 – R100	5.297	1574.2750 2	1800	0.4	0.70	1.07	0.62	1.117	3.176	1.628	2.96	7.54	verifier
R100 – R101	5.297	1417.4605 1	2000	0.7	0.40	0.93	0.42	0.845	3.897	2.3155	4.21	13.21	verifier
R101 – R102	5.297	1509.7671 6	1800	0.5	0.63	1.05	0.58	1.041	3.473	1.8205	3.31	8.43	verifier
R102 – R41	5.297	1281.2101 4	1500	1.2	0.66	1.06	0.60	0.895	4.8	2.497	4.54	8.02	verifier

Tableau V.4: dimensionnement des conduites secondaires

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Diam. Normalisé (mm)	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Plaine section		Auto curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (m)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R108- R109	0.02	121.45911	300	4.9	0.09	0.48	0.15	0.044	1.486	1.716	3.12	0.22	verifier
R109 – R110	0.02	122.411864	300	4.7	0.09	0.48	0.15	0.045	1.471	1.683	3.06	0.22	verifier
R110 – R2	0.02	121.45911	300	4.9	0.09	0.48	0.15	0.044	1.486	1.716	3.12	0.22	verifier
R112 – R113	0.015	110.337399	300	4.6	0.07	0.42	0.12	0.036	1.261	1.6665	3.03	0.21	verifier
R113 – R114	0.015	109.038048	300	4.9	0.07	0.41	0.12	0.035	1.280	1.716	3.12	0.22	verifier
R114 – R3	0.015	121.929594	300	2.7	0.09	0.48	0.15	0.044	1.109	1.276	2.32	0.16	verifier
R115 – R116	0.015	121.929594	300	2.7	0.09	0.48	0.15	0.044	1.109	1.276	2.32	0.16	verifier
R116 – R117	0.015	112.74385	300	4.1	0.07	0.43	0.13	0.038	1.227	1.573	2.86	0.20	verifier
R117 - R118	0.015	111.7415	300	4.3	0.07	0.42	0.12	0.037	1.241	1.606	2.92	0.21	verifier
R118 – R9	0.015	113.267049	300	4	0.08	0.43	0.13	0.038	1.220	1.551	2.82	0.20	verifier
R119 - R120	0.03	143.089903	300	4.6	0.14	0.59	0.20	0.060	1.793	1.6665	3.03	0.21	verifier
R120 - R121	0.015	108.625793	300	5	0.07	0.41	0.12	0.035	1.286	1.7325	3.15	0.22	verifier
R121 - R122	0.02	125.587058	300	4.1	0.10	0.50	0.16	0.047	1.423	1.573	2.86	0.20	verifier
R11 - R124	0.02	126.1698	300	4	0.10	0.50	0.16	0.048	1.414	1.551	2.82	0.20	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R124 - R125	0.015	121.92959 4	300	2.7	0.09	0.48	0.15	0.044	1.109	1.276	2.32	0.16	verifier
R125 - R122	0.015	121.10099 3	300	2.8	0.09	0.47	0.15	0.044	1.119	1.298	2.36	0.17	verifier
R122 - R123	0.035	222.11493 9	300	0.6	0.45	0.96	0.46	0.139	1.052	0.6	1.09	0.08	verifier
R12 - R96	0.035	222.11493 9	300	0.6	0.45	0.96	0.46	0.139	1.052	0.6	1.09	0.08	verifier
R96 – R164	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R164 – R165	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R165 – R166	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R166 – R167	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R167 – R168	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R168 – R169	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R169 – R170	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R170- R209	0.035	210.45136 9	300	0.8	0.39	0.92	0.42	0.125	1.160	0.693	1.26	0.09	verifier
R131 – R132	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier
R132 – R133	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier
R133 – R134	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R134 – R135	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier
R135 – R136	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier
R136 – R137	0.02	135.81919 6	300	2.7	0.12	0.55	0.18	0.055	1.283	1.276	2.32	0.16	verifier
R137 – R23	0.02	143.6808	300	2	0.14	0.60	0.20	0.060	1.189	1.0945	1.99	0.14	verifier
R144 – R145	0.03	149.81985 2	300	3.6	0.16	0.63	0.22	0.065	1.683	1.474	2.68	0.19	verifier
R145 – R146	0.03	143.6808	300	4.5	0.14	0.60	0.20	0.060	1.783	1.6445	2.99	0.21	verifier
R146 – R147	0.03	148.30871	300	3.8	0.15	0.62	0.21	0.064	1.707	1.5125	2.75	0.19	verifier
R147 – R148	0.03	160.42141 1	300	2.5	0.19	0.68	0.25	0.074	1.528	1.2265	2.23	0.16	verifier
R148 – R149	0.03	161.65400 7	300	2.4	0.19	0.69	0.25	0.075	1.511	1.2045	2.19	0.15	verifier
R149 – R150	0.03	150.6133	300	3.5	0.16	0.63	0.22	0.066	1.670	1.452	2.64	0.19	verifier
R150 – R151	0.03	154.07982 1	300	3.1	0.17	0.65	0.23	0.069	1.618	1.364	2.48	0.18	verifier
R151 – R152	0.03	162.94915 5	300	2.3	0.20	0.70	0.25	0.076	1.494	1.177	2.14	0.15	verifier
R152 – R153	0.03	141.9526	300	4.8	0.14	0.59	0.20	0.059	1.813	1.6995	3.09	0.22	verifier
R153 – R154	0.03	190.49171 1	300	1	0.30	0.83	0.34	0.102	1.177	0.7755	1.41	0.10	verifier
R154 – R30	0.03	162.94915 5	300	2.3	0.20	0.70	0.25	0.076	1.494	1.177	2.14	0.15	verifier
R162 – R163	0.02	136.78370 3	300	2.6	0.12	0.56	0.18	0.055	1.271	1.2485	2.27	0.16	verifier
R163 – R160	0.02	124.47052 6	300	4.3	0.10	0.49	0.15	0.046	1.440	1.606	2.92	0.21	verifier
R154 – R159	0.02	139.9644	300	2.3	0.13	0.58	0.19	0.058	1.232	1.177	2.14	0.15	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R159 – R160	0.02	133.16240 3	300	3	0.12	0.54	0.18	0.053	1.317	1.342	2.44	0.17	verifier
R180 – R181	0.02	145.06931 5	300	1.9	0.15	0.60	0.20	0.061	1.173	1.067	1.94	0.14	verifier
R181 – R182	0.02	151.64383 2	300	1.5	0.16	0.64	0.22	0.067	1.103	0.9515	1.73	0.12	verifier
R182 – R183	0.02	143.6808	300	2	0.14	0.60	0.20	0.060	1.189	1.0945	1.99	0.14	verifier
R183 – R184	0.02	158.12312 1	300	1.2	0.18	0.67	0.24	0.072	1.040	0.8525	1.55	0.11	verifier
R184 – R185	0.02	143.6808	300	2	0.14	0.60	0.20	0.060	1.189	1.0945	1.99	0.14	verifier
R185 – R186	0.02	155.76772 7	300	1.3	0.18	0.66	0.23	0.070	1.062	0.8855	1.61	0.11	verifier
R186 – R187	0.02	160.724	300	1.1	0.19	0.69	0.25	0.074	1.016	0.814	1.48	0.10	verifier
R187 – R188	0.035	158.73562 6	300	3.6	0.19	0.68	0.24	0.072	1.809	1.474	2.68	0.19	verifier
R188 – R100	0.035	175.61637 6	300	2.1	0.24	0.76	0.29	0.087	1.559	1.122	2.04	0.14	verifier
R196 – R197	0.03	176.54644 3	300	1.5	0.25	0.77	0.29	0.088	1.326	0.9515	1.73	0.12	verifier
R197 – R198	0.03	178.84511 2	300	1.4	0.25	0.78	0.30	0.090	1.300	0.9185	1.67	0.12	verifier
R198 – R199	0.03	174.42293 3	300	1.6	0.24	0.76	0.29	0.086	1.350	0.979	1.78	0.13	verifier
R199 – R200	0.03	184.08974 6	300	1.2	0.27	0.80	0.32	0.096	1.242	0.8525	1.55	0.11	verifier
R200 – R189	0.03	181.34755 5	300	1.3	0.26	0.79	0.31	0.093	1.272	0.8855	1.61	0.11	verifier
R189 – R190	0.03	181.34755 5	300	1.3	0.26	0.79	0.31	0.093	1.272	0.8855	1.61	0.11	verifier
R190 – R191	0.03	153.1653	300	3.2	0.17	0.65	0.23	0.068	1.632	1.386	2.52	0.18	verifier

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'assainissement

R191 – R192	0.03	174.42293 3	300	1.6	0.24	0.76	0.29	0.086	1.350	0.979	1.78	0.13	verifier
R192 – R187	0.03	181.34755 5	300	1.3	0.26	0.79	0.31	0.093	1.272	0.8855	1.61	0.11	verifier
R201 – R202	0.03	158.12312 1	300	2.7	0.18	0.67	0.24	0.072	1.560	1.276	2.32	0.16	verifier
R202 – R203	0.03	178.84511 2	300	1.4	0.25	0.78	0.30	0.090	1.300	0.9185	1.67	0.12	verifier
R203 – R204	0.03	165.75245 3	300	2.1	0.21	0.71	0.26	0.078	1.457	1.122	2.04	0.14	verifier
R204 – R205	0.03	172.451	300	1.7	0.23	0.75	0.28	0.084	1.374	1.012	1.84	0.13	verifier
R205 – R206	0.03	181.347	300	1.3	0.26	0.79	0.31	0.093	1.272	0.8855	1.61	0.11	verifier
R206 – R207	0.035	198.25	300	1.1	0.33	0.87	0.37	0.111	1.286	0.814	1.48	0.10	verifier
R207 – R208	0.035	201.827	300	1	0.35	0.88	0.38	0.115	1.247	0.7755	1.41	0.10	verifier
R208 – R193	0.035	178.943	300	1.9	0.25	0.78	0.30	0.091	1.515	1.067	1.94	0.14	verifier
R193 – R194	0.035	167.533	300	2.7	0.21	0.72	0.27	0.080	1.673	1.276	2.32	0.16	verifier
R194 – R195	0.035	201.82	300	1	0.35	0.88	0.38	0.115	1.247	0.7755	1.41	0.10	verifier
R195 – R201	0.035	157.92	300	3.7	0.18	0.67	0.24	0.072	1.823	1.4905	2.71	0.19	verifier

5.6 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à l'aspect hydraulique du projet, notamment au dimensionnement de l'ensemble des collecteurs et à la détermination de leurs paramètres hydrauliques. Il en ressort que les vitesses d'auto curage obtenues sont conformes aux exigences et restent dans les limites admissibles.

Chapitre VI :

Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

6 Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

6.1 Introduction:

Le réseau d'assainissement a pour vocation de collecter les eaux usées et pluviales, contribuant ainsi à la protection du milieu naturel.

Pour atteindre efficacement cet objectif, il est constitué de plusieurs types d'ouvrages, répartis comme suit :

- Les ouvrages principaux : ils forment l'ossature du réseau, assurant le transport des effluents depuis leur point d'entrée jusqu'à leur arrivée à la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : ils regroupent les équipements destinés à optimiser l'exploitation du réseau, tels que les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orage, etc.

6.2 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux représentent tous les éléments nécessaires à l'évacuation de l'effluent hors du réseau d'assainissement, entre autres les canalisations et les joints.

6.3 Les canalisations

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

6.4 Formes et sections des conduites

- Conduites circulaires : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

6.5 Critère du choix de conduite

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

6.6 Types de matériaux

6.6.1 Conduite en fonte

La particularité de ce type de conduite réside dans sa composition en fonte, un matériau à la fois inoxydable et robuste. Ces caractéristiques en font une solution fiable et sécurisée. Ce type de conduite est généralement utilisé dans les raffineries de pétrole pour l'évacuation des eaux usées industrielles.

6.6.2 Conduite en amiante ciment

Il s'agit de conduites équipées d'un revêtement intérieur en enduit antiacide, destiné à protéger les parois contre les agressions chimiques. Les diamètres couramment utilisés varient entre 80 et 500 mm, tandis que les longueurs utiles vont de 0,5 à 5 mètres.

6.6.3 Conduite en gré

Les conduites en grès se distinguent par leur grande dureté et leur excellente résistance aux agressions chimiques et climatiques. Cette performance est obtenue grâce à une cuisson à haute température, dépassant les 1 200 °C. Elles sont généralement disponibles en longueurs utiles de 1,0 m, 1,5 m et 2,0 m.

6.6.4 Conduite en matière plastique

Les conduites en plastique offrent une bonne résistance à la corrosion et présentent une inertie ainsi qu'une stabilité face à de nombreux agents chimiques. On distingue principalement deux types :

- Les conduites en matériaux thermodurcissables
- Les conduites en matériaux thermoplastiques

6.6.5 Conduite en béton

6.6.5.1 Conduite en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués par des procédés mécaniques garantissant une haute compacité du béton. Leur longueur utile ne dépasse généralement pas 2,50 m. Bien que robustes, ces tuyaux présentent une rupture brutale en cas de sollicitation excessive, notamment si la hauteur de recouvrement est insuffisante, et ce, dès les premiers temps de mise en service. En raison de leur fragilité, ils sont déconseillés pour les canalisations visitables.

6.6.5.2 Conduite en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement selon des procédés assurant une forte compacité du béton, tels que la compression radiale, la vibration ou la centrifugation. Leur longueur utile ne dépasse généralement pas 2 mètres. Ces tuyaux sont renforcés par deux types d'armatures :

- Les génératrices : barres droites disposées parallèlement à l'axe de la canalisation.

Chapitre 6 : Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement

- Les spires hélicoïdales : enroulées de manière continue avec un pas régulier n'excédant pas 1,5 mètre.
- Nature du matériau

L'armature du béton armé est constituée de :

- Génératrices, disposées longitudinalement le long de la conduite.
- Cercles transversaux, agencés pour former un treillis avec les génératrices, assurant la cohésion et la résistance mécanique de la structure
- Procédés de fabrication

Trois procédés principaux sont utilisés pour la fabrication de ces conduites :

- Vibration : réalisée à l'aide de dispositifs tels que :
 - Vibrateurs fixes ou mobiles,
 - Table vibrante,
 - Noyau vibrant.
- Centrifugation : le béton est coulé autour des armatures dans un moule en rotation, ce qui permet d'obtenir une densité élevée et un bon enrobage des armatures.
- Compactage : ce procédé est principalement utilisé pour des conduites non armées de diamètres allant de 100 à 1200 mm, visant à obtenir une structure homogène du béton.

6.7 Les essais des conduites préfabriqués

Pour garantir le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, plusieurs essais sont indispensables, notamment les tests à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion

6.7.1 Essai à l'écrasement

L'essai à l'écrasement est réalisé à l'aide d'une presse automatique qui enregistre les efforts appliqués. Ces efforts doivent être uniformément répartis sur la génératrice supérieure de la conduite.

6.7.2 Essai à l'étanchéité:

Essai à l'étanchéité est obligatoire aussi bien en usine que sur chantier.

- En usine : La conduite, généralement en béton, est maintenue en position verticale et remplie d'eau. La baisse du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm sur une période de 24 heures.
- Sur chantier : L'un des trois types d'essais suivants peut être utilisé :
 - Essai à l'eau
 - Essai à la fumée

- Essai à l'air sous pression

6.7.3 Essai à la corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante-ciment sont particulièrement vulnérables à la corrosion provoquée par l'hydrogène sulfuré (H_2S), produit par des fermentations anaérobies. Ce phénomène favorise le développement de bactéries qui initient la formation d'acide sulfurique, entraînant une baisse du pH à la surface du béton due au lessivage de la chaux excédentaire et à la carbonatation provoquée par le dioxyde de carbone. Cette acidification favorise la prolifération rapide de bactéries acidophiles, aggravant la corrosion progressive vers l'intérieur du béton.

L'épreuve de corrosion consiste à exposer les échantillons à différents acides (chlorhydrique, nitrique, sulfurique, etc.). Après un rinçage à l'eau douce et un séchage en étuve, l'échantillon est pesé. Il est impératif que les surfaces internes de la conduite ne présentent aucune altération.

6.8 Pose de canalisation

6.8.1 Les conditions de pose

Les principales conditions à respecter lors de la pose des canalisations sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture minimale de 80 cm dès le départ.
- Il est essentiel d'éviter toute déformation de la conduite, que ce soit sous l'effet de la surcharge du remblai ou du passage de charges en surface.

6.8.2 Les modes de pose

Le mode de pose des canalisations varie en fonction de la nature du terrain.

- **En terrain ordinaire :**

La canalisation doit être installée sur un lit de sable soigneusement nivelé, posé sur un fond stable et exempt de tout élément dur ou rocheux. Les joints doivent être réalisés avec soin, en respectant scrupuleusement les recommandations des fabricants de conduites.

- **Mauvais terrain :**

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

- **Terrain très mauvais :**

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

6.9 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérer selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.

- Les ouvrages spéciaux.

6.9.1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages dits *normaux* sont des installations courantes, indispensables en amont ou le long des réseaux. Ils remplissent principalement une fonction de collecte et de réception des effluents. Ces ouvrages se répartissent en trois catégories principales :

6.9.1.1 Les branchements

Ces ouvrages ont pour rôle de collecter les eaux usées et les eaux pluviales provenant des immeubles. Un branchement se compose généralement des éléments suivants :

- Un regard de façade : situé en bordure de la voie publique, il doit être placé aussi près que possible de la façade de la propriété à raccorder. Il permet un accès facile pour les interventions d'exploitation et de contrôle.
- Des canalisations de branchement : elles doivent, de préférence, être raccordées au réseau principal selon une oblique inclinée à 60° par rapport à l'axe général de ce dernier, afin de ne pas perturber l'écoulement.
- Le tracé de la conduite de branchement : il doit présenter une pente d'environ 3 %, ce qui favorise un bon écoulement et permet un rinçage naturel de la conduite.
- Les dispositifs de raccordement : leur conception dépend de la nature et des dimensions du réseau public auquel le branchement est relié.

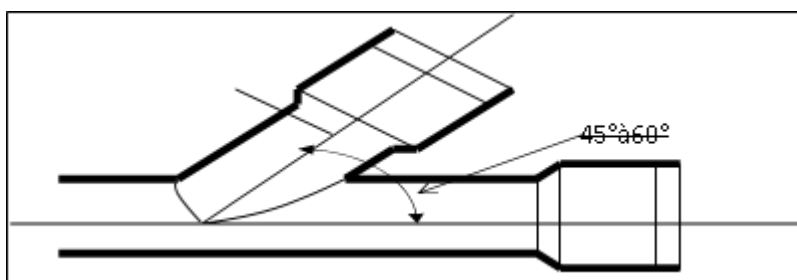


Figure VI 1 : Exemple d'un branchement simple

6.9.1.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont des ouvrages à vocation principalement utilitaire et sécuritaire. Leur rôle est de capter les eaux de surface, telles que les eaux pluviales ou les eaux de lavage. Elles sont généralement implantées aux points bas des caniveaux, soit sur le trottoir, soit sur la chaussée. La distance moyenne entre deux bouches d'égout est d'environ 50 mètres.

En fonction du mode de collecte des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égout :

- **Bouches d'égout avec grille et couronnement métallique**
Ces dispositifs permettent l'entrée des eaux dans le réseau, soit par un siphon, soit par surverse directe au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique**
Dans ce cas, l'eau est évacuée via un entonnoir prolongé par une jupe, dont la base doit s'enfoncer d'au moins 5 cm sous le niveau permanent du puisard de décantation.

- **Bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton**
Il s'agit d'une variante des deux types précédents, utilisant des matériaux similaires pour l'ensemble de la structure.
- **Bouches d'égout à avaloir métallique, grille et couronnement combiné**
Similaires aux modèles précédents, elles se distinguent par le fait que l'ensemble métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase de la cheminée.
- **Bouches d'égout à grille seule**
Ce type est constitué uniquement d'une grille, s'emboîtant directement sur l'arase supérieure de la cheminée, sans bavette ni entonnoir.

6.9.1.3 Les regards

Les regards ont pour fonction de permettre l'accès aux ouvrages visitables. Ils facilitent les opérations de débouage, de nettoyage des canalisations, ainsi que l'aération des conduites.

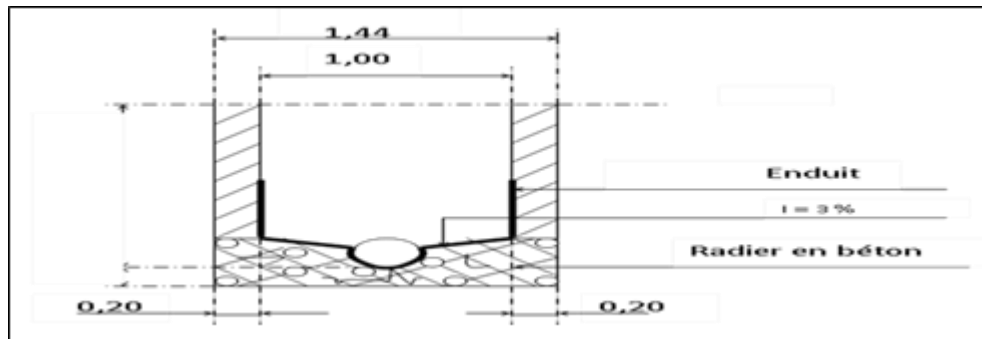


Figure VI 2 : Exemple d'un regard simple

- **Fonctions**

Dans un système d'assainissement, le regard remplit quatre fonctions essentielles :

- Permettre l'établissement de coudes à 90° au niveau des canalisations.
- Offrir la possibilité d'introduire des dispositifs de nettoyage à tout moment.
- Contrôler les différentes parties du réseau d'assainissement.
- Assurer la surveillance et l'entretien du système dans son ensemble.

- **Emplacement**

Les regards doivent être implantés aux endroits suivants :

- Aux points de jonction de canalisations.
- Lors de changements de direction.
- En cas de modification de pente.
- Aux points de chute.
- Sur des canalisations de faible diamètre et non visitables.

- **Types de regards**

Le choix du type de regard dépend de l'encombrement, de la pente du terrain et du système

d'évacuation. On distingue les principaux types suivants :

- **Regard de visite**
Utilisé pour l'entretien courant et le curage des canalisations, il assure également une bonne ventilation du réseau. L'espacement entre deux regards de visite est généralement compris entre 30 et 80 mètres.
- **Regard de ventilation**
Permet une aération efficace du réseau, évitant ainsi la fermentation des effluents et la production d'hydrogène sulfuré (H_2S).
- **Regard de jonction**
Constitue un point de raccordement entre deux collecteurs (de même diamètre ou non). Il est conçu pour :
 - Garantir une bonne aération à l'intersection.
 - Assurer une dénivellation correcte entre les radiers.
 - Éviter les reflux en période de faible débit.
 - Maintenir des hauteurs d'eau équivalentes dans les canalisations raccordées.
- **Regard de chute**
Fréquemment utilisé en terrain accidenté, il permet de dissiper localement l'énergie due à la dénivellation. Il est particulièrement adapté aux chutes verticales.
- **Regard toboggan**
Conçu pour gérer les remontées de remous en limitant les effets de turbulence dans le réseau.
- **Regard double**
Utilisé dans les systèmes séparatifs où les eaux usées et pluviales suivent un tracé commun. Un seul regard est alors prévu pour les deux conduites, avec la condition que la canalisation d'eaux pluviales soit toujours située au-dessus de celle des eaux usées.

6.9.2 Les ouvrages spéciaux

6.9.2.1 Les déversoirs d'orage

Le déversoir d'orage est un ouvrage hydraulique destiné à réguler les débits dans les réseaux d'assainissement unitaires. Il permet de rejeter directement dans le milieu naturel les excédents d'eaux dus aux précipitations, tout en assurant l'orientation des eaux usées vers la station d'épuration (STEP) en période sèche.

Il doit remplir trois fonctions essentielles :

- Évacuer, sans débordement ni remous, le débit des eaux usées en temps sec.
- Évacuer, sans débordement, un débit critique défini en fonction des caractéristiques hydrauliques du réseau.

- Permettre le déversement du surplus d'eau de pluie et d'orage, sans provoquer de remous préjudiciables dans le réseau amont ni entraîner une surcharge excessive dans le réseau aval.

➤ **Dimensionnement du déversoir d'orage projeté :**

Étant donné que le projet prévoit un réseau unitaire unique, le dimensionnement portera sur un déversoir d'orage de type frontal à seuil haut .

• **Justification du choix du type de déversoir :**

Parmi les différents types de déversoirs d'orage (à seuil bas , à orifice, à déversement libre, etc.), le **déversoir frontal à seuil haut** a été retenu pour ce projet en raison de ses caractéristiques les mieux adaptées aux objectifs techniques, environnementaux et économiques du système.

- Le choix de ce type repose sur les considérations suivantes :
 1. Contrairement au seuil bas, qui commence à déverser même en faible charge, le seuil haut garantit qu'aucun déversement ne se produit en temps sec ou pour de faibles pluies, ce qui est conforme aux exigences de limitation des rejets polluants vers le milieu naturel.
 2. Le déversoir à orifice ou les dispositifs à régulation dynamique (type vortex ou régulateur à flotteur) sont plus complexes à entretenir et à exploiter. À l'inverse, le seuil haut est un dispositif passif, simple, robuste et peu sensible à l'encrassement.
 3. D'un point de vue économique, le seuil haut est moins coûteux à construire et à entretenir que d'autres systèmes plus sophistiqués.

✓ Détermination du débit total :

$$Q_t = Q_{\text{plu}} + Q_{\text{eu dom}} + Q_{\text{eu pub}} + Q_{\text{eau paras}} \dots \dots \dots (6.1)$$

Avec :

Q_{plu} : débit d'eau pluvial (m^3/s)

$Q_{\text{eu dom}}$: débit d'eau usée domestique (m^3/s)

$Q_{\text{eu pub}}$: débit d'eau usée publique (m^3/s)

$Q_{\text{eau paras}}$: débit d'eau parasite (m^3/s)

$$Q_t \text{ (m}^3/\text{s)} = 8.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du débit critique :
 - Temps de concentration

$$T_c = t_1 + t_2 \dots\dots\dots (6.2)$$

- t_1 : temps en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans le collecteur le plus long.

$$t_1 = \frac{L}{60 v} \dots\dots\dots (6.3)$$

L : longueur du collecteur le plus long

v : vitesse moyenne tout le long du collecteur

- t_2 : temps mis par l'eau pour attendre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

$$Q_{cr} = Q_t * (1 - \frac{t_c}{100}) \dots\dots\dots (6.4)$$

	Réseau
L (m)	3080
v (m/s)	4.46
t_1 (min)	11.51
t_2 (min)	3
t_c (min)	14.51
Q_{cr} (m ³ /s)	7.27

Détermination du débit allant vers la STEP :

$$Q_{STEP} = Q_{pte} \times 3 \dots\dots\dots (6.5)$$

Et on a $Q_{pte} = 0.312$ m³/s alors :

$$Q_{STEP} = 0.965 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{STEP} \dots\dots\dots (6.6)$$

$$Q_{dév} = 6.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondantes aux débits à l'amont du déversoir :

- Hauteur du seuil du déversoir H_{STEP} :

$$R_{QSTEP} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe} \rightarrow R_{hSTEP} = \frac{H_{STEP}}{D} \rightarrow H_{QSTEP} = R_{hSTEP} \times D \dots\dots\dots (6.7)$$

Avec :

R_{QSTEP} : rapport des débits

R_h : rapport des hauteurs

- Hauteur d'eau déversée ou lame déversée :

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe} \rightarrow R_{h_{cr}} = \frac{H_{cr}}{D} \rightarrow H_{CR} = R_{h_{cr}} \times D \dots \dots \dots (6.8)$$

$$H_{dév} = H_{CR} - H_{STEP} \dots \dots \dots (6.9)$$

	Réseau
Qps (m ³ /s)	10.3
RQ STEP	0.09
Rh STEP	0.21
D (mm)	2000
HSTEP (mm)	420
RQ cr	0.705
Rh cr	0.62
Hcr (mm)	1240
Hdév (mm)	820

- A partir de la formule de Bazin, on détermine la largeur du seuil :

$$Q_{dév} = m \times L \times H_{dév} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dév}} \dots \dots \dots (6.10)$$

$$L = \frac{Q_{dév}}{m \times H_{dév} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dév}}} \dots \dots \dots (6.10)$$

Avec :

m : coefficient de débit (m=0.44 déversoir type frontal)

H_{dév} : hauteur d'eau déversée

	Réseau
L (m)	4.35

6.10 Conclusion

Pour garantir le bon fonctionnement du système d'évacuation, il est essentiel de sélectionner avec soin les matériaux constituant les canalisations.

Dans le cadre de notre projet, nous avons retenu des déversoirs d'orage de type frontal.

Par ailleurs, afin d'assurer une exploitation optimale du réseau d'assainissement et de faciliter les opérations de curage, il est nécessaire de prévoir des ouvrages annexes, dimensionnés de manière adéquate.

Chapitre VII :
**Organisation de chantier et sécurité de
travail**

7 Organisation de chantier et sécurité de travail

7.1 Introduction :

Afin d'optimiser la rapidité, la qualité et le coût de réalisation de notre projet, nous avons mis l'accent sur une organisation de chantier rigoureuse. Celle-ci assure une coordination efficace des travaux et oriente leur exécution en définissant un rythme approprié, en précisant les délais d'exécution, les besoins en main-d'œuvre ainsi que les ressources matérielles nécessaires (matériaux de construction, engins, etc.). Parallèlement, une attention particulière est accordée à la sécurité de travail, afin de prévenir les accidents et de garantir la protection des ouvriers. L'intégration de mesures de prévention dès la phase préparatoire permet de créer un environnement de travail sûr et maîtrisé tout au long du chantier.

7.2 Organisation de chantier

7.2.1 Les étapes de réalisation du projet :

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

➤ Manutention et stockage des conduits :

- **Manutention:**

Pour garantir l'intégrité des conduites lors du transport, il est essentiel d'éviter tout choc, notamment au niveau des extrémités, ainsi que tout déchargement brutal au sol.

- **Stockage:**

Le stockage du matériel nécessite le strict respect de certaines précautions afin d'assurer sa bonne conservation :

- Installer le matériel sur une surface stable, plane et bien nivelée.
- Maintenir les conduites et leurs accessoires à l'abri des rayons solaires pour éviter toute dégradation.
- Protéger les conduites de toute exposition à des substances nocives telles que les produits chimiques, les solvants ou les huiles.

➤ Décapage de la terre végétale :

Il s'agit d'une étape préliminaire visant à retirer la couche superficielle du sol, généralement constituée de matière organique, sur une épaisseur d'environ dix (10) centimètres.

➤ Exécution des tranchées et des fouilles des regards :

Le fond de fouille doit être ajusté selon la pente prévue par le projet, tout en évitant tout remaniement inutile, et en respectant les largeurs minimales des tranchées afin de garantir la sécurité sur le chantier.

➤ Aménagement du lit de sable:

Les conduites doivent être installées sur un lit de sable soigneusement nivelé, conformément aux altimétries indiquées sur le profil en long.

➤ **Emplacement des piquets:**

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

➤ **Pose des canalisations:**

Lors de la pose des canalisations, il est essentiel de s'assurer que :

- La descente des tuyaux s'effectue dans une fouille correctement blindée.
- Les extrémités des conduites sont propres et dégagées de toute impureté.
- Les joints sont soigneusement contrôlés et nettoyés avant l'assemblage.

➤ **Assemblage des canalisations:**

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

➤ **Essai d'étanchéité:**

Après la pose des conduites au fond des tranchées, un test d'étanchéité est réalisé à l'aide d'eau, d'air ou de fumée.

➤ **Réalisation des regards:**

Pour la construction d'un regard, il convient de suivre les étapes suivantes :

- Préparer et régler le fond du regard.
- Réaliser la couche de béton de propreté.
- Installer le ferrailage du radier.
- Couler le béton du radier.
- Mettre en place le ferrailage des parois.
- Procéder au coffrage des parois.
- Réaliser le bétonnage des parois.
- Décoffrer les parois.
- Poser le ferrailage de la dalle.
- Effectuer le coffrage de la dalle.
- Couler le béton de la dalle.
- Décoffrer la dalle.

Les regards sont généralement de forme cubique, avec des dimensions adaptées à la profondeur des tranchées. Leur réalisation se fait habituellement sur site en béton armé, bien qu'il soit également possible d'utiliser des regards préfabriqués.

➤ **Réalisation des branchements:**

Les branchements s'organisent de l'aval vers l'amont et comprennent :

- Le raccordement de la canalisation de branchement à la canalisation principale, souvent réalisé via un regard ;
- La canalisation de branchement elle-même, qui doit présenter une pente minimale de 3 %
- Le cas échéant, un regard collecteur de branchement ;
- Pour chaque branchement individuel, une boîte de branchement située à la limite du domaine public.

➤ **Remblayage et compactage:**

Pour garantir la protection de la canalisation et la transmission des charges, le remblayage doit être réalisé avec un matériau identique à celui utilisé pour le remblai latéral.

7.2.2 Choix des engins:

Pour la réalisation de ces travaux, différents types d'engins sont nécessaires, chaque opération requérant un équipement spécifique. Ces engins se répartissent en trois grandes catégories :

➤ Engins de chargement :

- Chargeuses
- Pelles hydrauliques
- Pelles mécaniques

➤ Engins de transport :

- Brouettes
- Camions bennes
- Dumpers
- Motos basculeurs
- Véhicules utilitaires

➤ *Engins de mise en place des matériaux :*

- Niveleuses
- Compacteurs
- Finisseurs

➤ Pour notre projet, les engins suivants ont été utilisés :

Pour le décapage :

Le décapage de la terre végétale a été réalisé à l'aide d'une niveleuse, particulièrement adaptée aux terrains faciles à décapier. Cet engin est constitué d'un tracteur à quatre roues, doté à l'avant d'une lame montée sur un mécanisme pivotant, permettant à la lame de tourner ou de se déplacer dans toutes les directions pour un travail précis.



Figure VII 2 : Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VII 3 : Bulldozer

Pour l'excavation des tranchées :

L'excavation a été réalisée à l'aide d'une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents, adaptés à tous types de terrains. Elles permettent d'effectuer les travaux de déblai ainsi que le chargement des matériaux excavés. Dans le cas de terrains difficiles, l'utilisation d'une pelle à chenilles est recommandée pour garantir une meilleure stabilité et efficacité.



Figure VII 4 : Pelle à chenille

Pour le remblayage des tranchées :

Le remblayage a été effectué à l'aide d'une chargeuse. Cet engin se compose d'un châssis

automoteur articulé et d'une large benne située à l'avant, permettant le transport et la mise en place efficace des matériaux de remblai.



Figure VII 5 : Chargeuse

Pour le compactage :

Le compactage du sol après remblayage a été réalisé à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses. Il s'agit d'un engin lourd qui compacte la terre en exerçant une pression grâce à un ou plusieurs rouleaux en fonte, assurant ainsi une bonne stabilité du remblai.



Figure VII 6 : Compacteur à rouleaux lisses

7.2.3 Détermination des différents volumes des travaux :

- Volume de décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{cv}} \times L \times B_{\text{cv}} \dots\dots\dots (7.1)$$

Avec :

$V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

H_{cv} : hauteur de la couche végétale (m).

L : longueur totale de tranchée (m).

B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

- Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \dots\dots\dots (7.2)$$

Avec :

V_d : volume du déblai des tranchées (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

H : hauteur de la tranchée (m).

➤ Volume occupée par le lit de sable :

$$V_{ls} = B \times L \times e \dots\dots\dots (7.3)$$

Avec :

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de la tranchée (m).

e : épaisseur de la couche de sable (m).

➤ Volume occupée par les conduits :

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext})/4 \times L \dots\dots\dots (7.4)$$

Avec :

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).

L : longueur de la tranchée (m).

➤ Volume occupée par l'enrobage:

$$V_e = H_e \times L \times B \dots\dots\dots (7.5)$$

Avec :

V_e : volume de l'enrobage (m³).

H_e : hauteur de l'enrobage (m).

L : longueur de la tranchée (m).

B : largeur de la tranchée (m).

➤ Volume du remblai:

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{ls} + V_e) \dots\dots\dots (7.6)$$

Avec :

V_{rem} : volume de remblai (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).

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

V_e : volume de l'enrobage (m^3).

➤ Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \dots \dots \dots (7.7)$$

Avec :

V_{exc} : volume du dol excédentaire (m^3).

V_f : volume du sol foisonné (m^3)

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \dots \dots \dots (7.8)$$

Avec :

K_f : coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

7.2.4 Devis quantitatif et estimatif:

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prx unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m3	4580	250	1 145 000
2	Déblai	m3	15240	400	6 096 000
3	Pose du lit de sable	m3	1524	1 500	2 286 000
4	Remblai de a tranchée	m3	6447	200	1 289 400
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m3	13365	400	5 346 000
B	Canalisation (mm)				
		conduite en béton armée			
	DN 300	ml	3948	2 322 DA/ml	9 167 256
	DN 500	ml	609	3 004 DA/ml	1 829 436
	DN 600	ml	590	3 170 DA/ml	1 870 300

Chapitre 7 : Organisation de chantier et sécurité de travail

	DN 800	ml	871	3 800 DA/ml	3 309 800
	DN1000	ml	1120	5 510 DA/ml	6 171 200
	DN1200	ml	670	7 161 DA/ml	4 797 870
	DN1500	ml	851	10 973 DA/ml	9 338 023
	DN1800	ml	52	20 061 DA/ml	1 043 172
	DN2000	ml	1000	24 267 DA/ml	24 267 000
C	Construction				
	construction des regards en béton	U	172	60 000	10 320 000
	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	600 000	600 000
	THT				88 876 457
	TVA 19%				16 886 526.83
	TTC				105 762 983.83

Source des prix (SNC SUPB SADOUDI (Tizi-Ouzou))

7.3 Sécurité de travail :

Le principal objectif de la sécurité au travail est de limiter la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers.

Lors de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, différentes étapes d'exécution sont mises en œuvre, parmi lesquelles :

- Les travaux d'excavation et de terrassement, nécessaires à la pose des conduites, à l'installation des réservoirs de stockage, des stations de pompage, etc.
- Les travaux de construction (génie civil), comprenant notamment le bétonnage, le ferrailage et les diverses opérations associées à l'aménagement des réservoirs et des stations de pompage.

Il est donc impératif que les ingénieurs hydrauliciens prennent en compte, dès la phase d'étude et tout au long du suivi et de l'exécution des travaux, l'ensemble des mesures de sécurité visant à protéger les travailleurs, tant dans les activités hydrauliques que de génie civil.

7.3.1 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Les accidents de travail sur les chantiers d'assainissement résultent généralement de deux grandes catégories de causes :

➤ Les causes humaines :

- Insuffisance de vigilance ou négligence des opérateurs et encadrants.

Chapitre 7 : Organisation de chantier et sécurité de travail

- Fatigue physique ou mentale des ouvriers, des chefs d'équipe et des responsables.
- Désorganisation et encombrement des zones de travail au fil des différentes étapes du chantier.
- Erreurs d'appréciation, de jugement ou de prise de décision.
- Adoption de cadences de travail inadaptées aux contraintes du chantier.

➤ **Les causes matérielles :**

- Utilisation d'équipements, d'engins et de machines inappropriés ou défectueux.
- Caractéristiques particulières des matériaux mis en œuvre (tuyaux, éléments en béton, pièces de raccordement, etc.).
- Difficultés techniques rencontrées lors des différentes opérations de pose et de raccordement des réseaux.
- Présence et manipulation d'installations mécaniques, électriques ou hydrauliques sous pression.

Tout au long des différentes phases d'un projet d'assainissement, les risques d'accidents demeurent omniprésents : qu'il s'agisse des travaux de terrassement et de pose des canalisations, des opérations de bétonnage des ouvrages annexes, des installations électromécaniques des stations de pompage, ou encore des travaux de maintenance et d'entretien des infrastructures après leur mise en service.

7.3.2 *Liste des actions dangereuses :*

- Intervenir sur des machines en fonctionnement sans prendre les précautions nécessaires.
- Manipuler des installations sous pression ou sous tension sans respecter les consignes de sécurité.
- Réaliser une opération sans en informer les responsables ou sans autorisation préalable.
- Neutraliser ou contourner les dispositifs de sécurité prévus.
- Omettre le port des équipements de protection individuelle (EPI).
- Employer un outil ou un engin de manière inappropriée ou non conforme à son usage.
- Adopter des postures de travail risquées.
- Travailler en hauteur sans protection adaptée ou dans des conditions inappropriées.

7.3.3 *Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :*

➤ **Protection individuelle :**

Pour se protéger contre les risques inhérents à certaines activités professionnelles, le port d'équipements de protection individuelle (EPI) est essentiel. Ces équipements comprennent notamment : casques de sécurité, gants de protection, chaussures de sécurité, lunettes de protection, entre autres.

➤ **Autres mesures de protection :**

- Toute tranchée réalisée en zone urbaine ou sous la chaussée doit être correctement balisée et clôturée avec des dispositifs de signalisation visibles de jour comme de nuit, afin de prévenir les chutes de personnes ou d'engins.
- Avant de procéder aux travaux de terrassement, il est obligatoire d'informer les parties concernées et de s'assurer de la stabilité du terrain.
- Lors des travaux manuels (pioche, pelle), les ouvriers doivent respecter une distance de sécurité suffisante les uns par rapport aux autres afin de limiter les risques d'accident.

7.4 Conclusion

L'organisation du chantier dans le cadre de ce projet a permis de définir avec précision les différentes étapes d'exécution, les équipements nécessaires ainsi que les volumes de terrassement propres à chaque réseau. Ces éléments ont servi de base à l'estimation des coûts unitaires, conduisant à l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif. Le coût total du projet s'élève à 105 762 983.83DA.

La sécurité sur le chantier représente un enjeu essentiel qui doit être pris en compte dès la phase de préparation du projet. Une organisation rigoureuse permet d'identifier en amont les risques professionnels, de prévoir les mesures de prévention appropriées et de garantir ainsi la protection de la santé et de l'intégrité physique des travailleurs tout au long de l'exécution des travaux.

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

Ce mémoire a porté sur la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement de la commune d'ARIB Centre, visant principalement la collecte et l'acheminement des rejets domestiques et publics, dans le but de préserver la santé publique et de protéger l'environnement.

La première phase du travail a consisté à réunir l'ensemble des données nécessaires à l'étude, incluant les aspects topographiques, géologiques, démographiques et hydrauliques de la zone concernée. Ces informations ont servi de fondement à l'analyse hydrologique, laquelle a permis de déterminer une intensité pluviométrique maximale moyenne de 127,61 L/s/ha, obtenue par l'ajustement des données de précipitations à la loi de distribution GEV.

Le réseau conçu est de type unitaire, adoptant un schéma d'évacuation par déplacement latéral. Les eaux collectées sont acheminées vers la station d'épuration existante, tandis que les excédents sont évacués vers les cours d'eau par l'intermédiaire de déversoirs d'orage.

Pour l'évaluation des débits d'eaux usées, les contributions domestiques, publiques et industrielles ont été prises en compte. Concernant les eaux pluviales, la zone d'étude a été divisée en 11 sous-bassins versants. Le coefficient de ruissellement a été calculé en fonction des caractéristiques des surfaces drainées et les débits pluviaux ont été estimés en appliquant la méthode rationnelle.

Les conduites choisies pour le réseau sont en béton armé, répondant aux exigences de résistance mécanique et de durabilité. Une étude quantitative et estimative a également été réalisée pour évaluer les volumes de terrassement, ainsi que les ressources matérielles et les équipements nécessaires à l'exécution du projet.

En conclusion, ce travail souligne que la performance d'un système d'assainissement repose non seulement sur un dimensionnement précis, mais également sur une gestion rigoureuse et un entretien permanent. Ces éléments sont essentiels pour assurer la fiabilité, l'efficacité et la pérennité du réseau mis en place.

Référence bibliographique :

1. Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
2. TOUAIBIA.B, 2004, « manuel pratique d'hydrologie », ENSH , Blida.
3. Salah B.,2019. « Guide d'élaboration d'un projet d'assainissement à l'usage des ingénieurs ». ENSH, Blida
4. Dr. KAHLERRAS, 2023, « cours ODC, 4ème », ENSH, Blida.
5. Mémoire de fin d'études MITICHE Abdelatif : Etude du réseau d'assainissement des douars Saadou, Ain El Karma, Oum Zantout de la commune Bourached (W.Ain Defla)
6. Chocat, B. et al., *Hydraulique urbaine* 1997
7. ASTEE(*Assainissement pluvial – Dimensionnement des réseaux*, guide technique)2001
8. (MTPA, 2008) D'après CRRAG, l'an 2019 et 2020

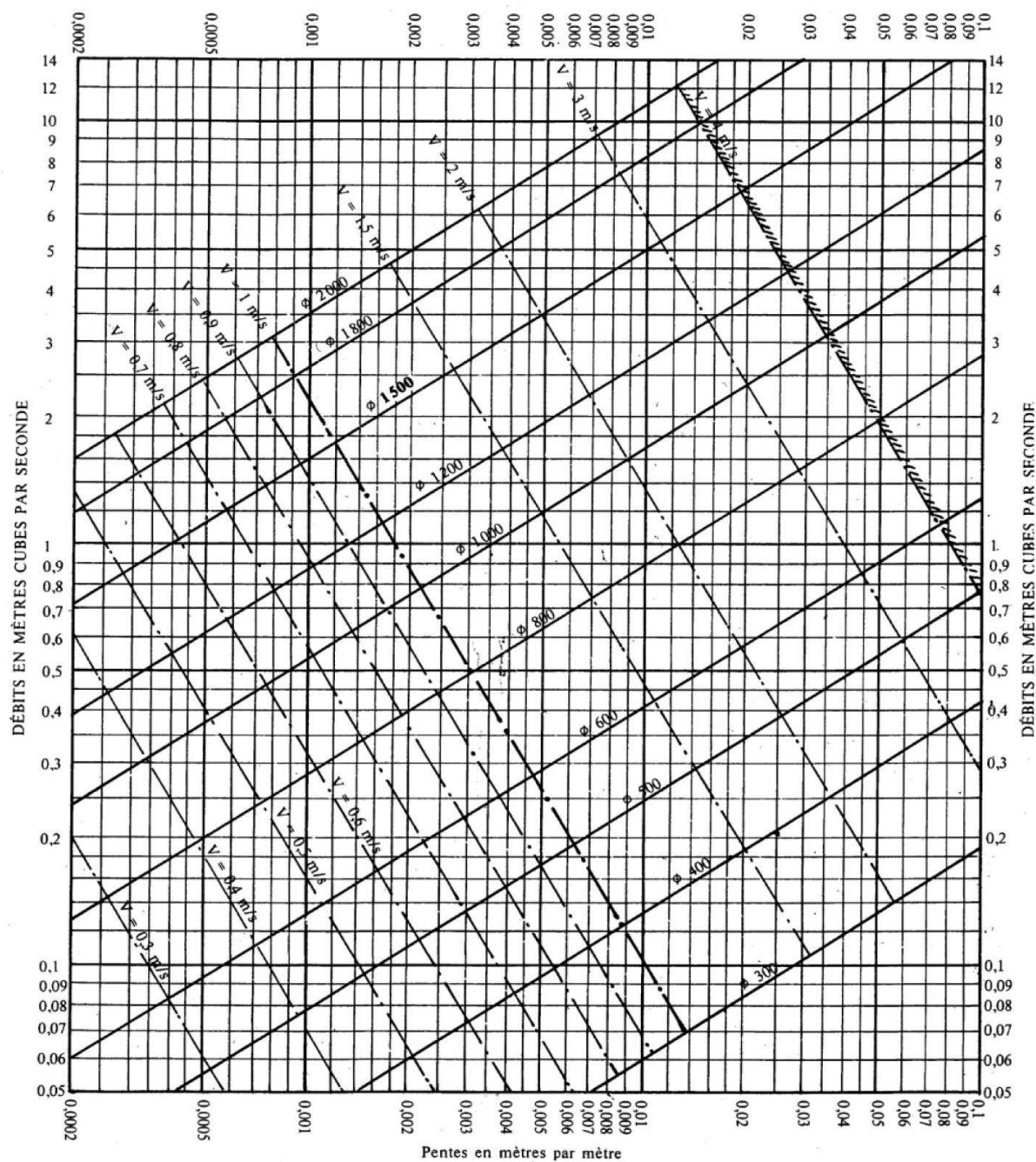
Référence sitographie :

1. Site 01 : Google Earth, 2025
2. Site 02 : UN FAO climate info tool (période de 30 ans)
3. Site 03 : planificateur.acontresens.net
4. Site 05 : www.avizo.ca
5. Site 06 : www.ecovegetal.com
6. Site 07 : SNC SUPB SADOUDI (Tizi-Ouzou)

Annexe

ABaque 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF (Canalisations circulaires)



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.

Annexe1: ABAQUE de dimensionnement en système unitaire

Source : Instruction technique 1977

ANNEXE X

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE (d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires

RAPPORT DES DÉBITS	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1
HAUTEUR DE REMPLISSAGE	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1
RAPPORT DES VITESSES	0	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1.14	1.16	1	1.07	1

b) Ouvrages ovoïdes normalisés

RAPPORT DES DÉBITS	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1
HAUTEUR DE REMPLISSAGE	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1
RAPPORT DES VITESSES	0	0.4	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.07	1.14	1.16	1	1.07	1

Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli
aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à
pleine section et la vitesse de l'eau est
les 78/100 de la vitesse correspondant au
débit à pleine section