الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : **Conception des Systèmes d'Assainissement**

THEME :

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la localité Oualla commune de Tefessour (W. SIDI BELABESS)

Présenté par :

MEZOUED Imane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examinatrice
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examinatrice
ZAIBAK Issam	M.C.B	Promoteur

Session Juillet 2024

Remerciement

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur ZAIBAK Issam pour m'avoir encadrée, orientée, aidée et conseillée.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les membres du jury d'avoir accepté d'examiner ce travail et d'assister à sa présentation.

Je souhaite également exprimer ma gratitude à tous les professeurs qui ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Mes pensées vont également à ma famille, mes proches et à mes amis, pour leur soutien indéfectible et leur encouragement moral tout au long de cette période.

Enfin, je remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail :

À mes merveilleux parents, qui m'ont élevé pour devenir la personne que je suis aujourd'hui, pour avoir été à mes côtés à chaque étape du chemin, et pour toute l'orientation et le soutien qu'ils m'ont toujours donnés.

À mon cher frère Mohamed et mes chères sœurs Karima et Selma.

À mes meilleurs Sara Emy et Louiza pour leur précieux soutien tout au long de cette aventure académique.

À mes ami(e)s Houda, Nour et Ratedj

À tous ceux qui me connaissent et croient en moi.

ملخص

تهدف هذه الدراسة الى معاينة شبكة التطهير منطقة والة الواقعة ببلدية تفسور بولاية سيدي بلعباس، وذلك عن طريق تشخيص صلاحية الشبكة على المدى الطويل وإعادة تأهيل الأجزاء غير الصالحة وإعادة استغلال الأجزاء الصالحة لضمان المتطلبات الصحية للسكان.

تتميز هذه الشبكة بنقطتي تفريغ في الواد دون معالجة لمياه الصرف الصحي لذلك يجب انشاء نظام طبيعي لمعالجتها.

الكلمات المفتاحية: معاينة، تشخيص، شبكة التطهير، معالجة المياه.

Résumé

La zone d'Oualla, dans la commune de Teffessour (wilaya de Sidi Bel Abbès), fait face à des problèmes d'assainissement graves, notamment le rejet direct des eaux usées vers l'oued sans traitement, ce qui pollue les cours d'eau et nuit à l'environnement. Pour remédier à cette situation, une étude a été réalisée pour diagnostiquer le réseau d'assainissement existant, identifiant les collecteurs à conserver et ceux à renouveler. Un système de traitement des eaux usées a également été projeté pour éviter ce rejet direct, accompagné du remplacement des conduites insuffisantes afin d'améliorer le drainage des eaux pluviales.

Mots clés : réseau d’assainissement, rejet direct, diagnostic.

Abstract

The Oualla study area in Teffessour, Sidi Bel Abbes faces significant sanitation challenges, including an aging and inadequate sewer system unable to effectively handle stormwater drainage, leading to frequent overflows, as well as the direct, untreated discharge of domestic wastewater into the nearby wadi, causing severe envirONM-2024ental damage and public health risks. The main objectives of the study are to conduct a comprehensive physical and hydraulic diagnosis of the existing sewer system to identify functional and problematic segments, and to explore the development of a dedicated wastewater treatment system to eliminate the direct discharge into the wadi, thereby mitigating the environmental and public health consequences.

Key words: sewer system, wastewater, treatment system.

Table des matières

Liste des tableaux.
Liste des figures.
Liste des planches.

Chapitre I. Présentation de la zone d'étude

1 Introduction 2
2 Situation géographique 2
3 Situation topographique 3
4 Situation géologique 3
5 Situation hydrogéologique 3
6 Situation hydraulique 4
6.1 AEP 4
6.2 Assainissement 4
7 Situation climatique 4
7.1 Température 5
7.2 L'évaporation 5
7.3 La vitesse de vent 5
8 Situation démographique 6
9 Conclusion 7

Chapitre II**.** Etude hydrologique

1 Introduction 8
2 Notions de l'hydrologie 8
2.1 Les averses 8
2.2 Choix de la période de retour 8
2.3 La fréquence 8
2.4 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation 9
3 Choix de la station pluviométrique 9
4 Analyse statistique de la série pluviométrique 11
4.1 Caractéristiques empiriques 11
5 Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle 12
5.1 Ajustement à la loi de Gumbel 12
5.2 Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV) 14
5.3 Ajustement à la loi de Galton (log normale) 16

5.4 Comparaison entre les lois d'ajustement....18
6 Calcul des pluies et des intensités de courte durée....20
7 Conclusion....23

Chapitre III**.** Calcul de base

1 Introduction....24
2 Délimitation des surfaces élémentaires....24
3 Les systèmes de réseaux....25
3.1 Système unitaire....25
3.2 Système séparatif....25
3.3 Système pseudo-séparatif....26
3.4 Le choix de système de réseau....26
4 Schéma d'évacuation....27
4.1 Schéma perpendiculaire....27
4.2 Schéma par déplacement latéral....27
4.3 Schéma du collecteur par zones étagées....28
4.4 Schéma type radial....28
4.5 Schéma transversal ou oblique....29
4.6 Le choix du schéma d'évacuation....29
5 Coefficient de ruissellement....29
5.1 Estimation de coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire....31
5.2 Estimation de la population de chaque surface élémentaire....31
6 Conclusion....33

Chapitre IV**.** Estimation des débits eaux usées et pluviales

1 Introduction....34
2 Evaluation des débits des eaux usées....34
3 Nature des eaux usées à évacuer....34
3.1 Les eaux usées domestique....34
3.2 Les eaux usées de service public....34
3.3 Les eaux usées industrielle....35
3.4 Les eaux de ruissellement....35
3.5 Les eaux claires parasites....35
4 Estimation des débits des eaux usées....35
4.1 Estimation de débit des eaux usées domestiques....35

4.2 Estimation de débit des équipements publics....37
5 Estimation de débit des eaux pluviales....39
5.1 La méthode rationnelle....39
5.2 Calcul des débits pluviaux....42
6 Estimation de débit parasites....43
7 Estimation des débits totaux....44
8 Conclusion....44

Chapitre V**.** Diagnostic du réseau d'assainissement

1 Introduction....45
2 Description du réseau d'assainissement existant....45
3 Diagnostic du réseau actuel....48
3.1 Diagnostic physique....48
3.2 Diagnostic hydraulique....50
3.3 Principaux problèmes rencontrés dans les réseaux d'assainissement....52
3.4 Recommandations....52
4 Conclusion....52

Chapitre VI**.** Etude du réhabilitation du réseau

1 Introduction....53
2 Dimensionnement du réseau d'assainissement....53
2.1 Les normes d'écoulement....53
2.2 Mode de calculs....53
3 Conditions d'écoulement et de dimensionnement....56
4 Conclusion....56

Chapitre VII**.** Les éléments constittifs du réseau

1 Introduction....57
2 Les ouvrages principaux....57
2.1 Conduites....57
2.2 Types des matériaux des conduites....57
2.3 Choix du type des matériaux des conduites....58
3 Les ouvrages annexes....58
3.1 Les ouvrages normaux :....58
3.2 Les ouvrages spéciaux....60

4 Phyto-épuration 63
4.1 Introduction 60
4.2 Définition 60
4.3 Ses avantages 63
4.4 Ses inconvénients 63
4.5 Principe de Phyto-épuration 64
4.6 Le fonctionnement des filtres plantés 64
4.7 Les types des filtres plantés : 65
4.8 Prétraitement des eaux brutes 65
4.9 Les composants des filtres plantés 66
4.10 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement du 1er ouvrage de rejet 67
4.11 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement du 1er ouvrage de rejet 69
4.12 Dimensionnement du filtre 71
5 Conclusion 71

Chapitre VIII**.** Organisation de chantier

1 Introduction 72
2 Les étapes de réalisation du projet 72
2.1 Manutention et stockage des conduites 72
2.2 Décapage de la terre végétale 73
2.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards 73
2.4 Aménagement du lit de sable 73
2.5 Emplacement des piquets 74
2.6 Pose des canalisations 74
2.7 Assemblage des canalisations 74
2.8 Essai d'étanchéité 74
2.9 Réalisation des regards 75
2.10 Réalisation des branchements 75
2.11 Remblayage et compactage 76
3 Choix des engins 76
4 Détermination des différents volumes des travaux 77
4.1 Volume du décapage de la couche végétale 77
4.2 Volume du déblai des tranchées 78
4.3 Volume occupé par le lit de sable 78
4.4 Volume occupé par les conduites 78
4.5 Volume de l'enrobage 78
4.6 Volume du remblai de protection 78
4.7 Volume excédentaire 79
4.8 Devis quantitatif et estimatif 80

5 Planification du projet 80
5.1 Techniques de la planification 80
5.2 Méthodes basées sur le réseau 80
5.3 Construction d'un Réseau de Projet 81
5.4 La Méthode du Chemin Critique (CPM) 83
Les étapes de la planification 83
5.5 Collection des informations 83
5.6 Décomposition du projet 83
5.7 Relations entre les tâches 83
5.8 Les paramètres de la méthode C.P.M 83
5.9 Chemin critique (C.C) 84
5.10 Attribution des durées de chaque opération 84
6 Définitions des tâches et leurs durées 84
6.1 Symboles des différentes opérations 84
7 Conclusion 87

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Le type des collecteurs principaux de la localité d'Oualla.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la température (°c).

Tableau I.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm).

Tableau I.4 : Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent en (m/s).

Tableau I-5. Le nombre des habitants pour différents horizons.

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Les coordonnées de la station pluviométrique.

Tableau II.2 : Série d'observation des précipitations maximale journalière

Tableau II.3 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Tableau II.4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran

Tableau II.5 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran

Tableau II.6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran

Tableau II.7 : les résultats de test de khi-2.

Tableau II.8 : Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

Chapitre III : Calcul de base

Tableau III-1. Valeurs de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.

Tableau III-3. Valeurs de coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface.

Tableau III-4. Valeurs de coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

Tableau III-5. La population de chaque surface élémentaire.

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Tableau IV.1 : Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques.

Tableau IV.2 : Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants.

Tableau IV.3 : Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération.

Tableau IV.4 : Les débits usés des équipements publics.

Tableau IV.5 : Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

Tableau IV.6 : Les résultats des débits pluviaux.

Tableau IV.7 : Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin

Tableau IV.8 : Les débits totaux dans chaque sous-bassin.

Chapitre V. Diagnostic du réseau d'assainissement

Tableau V-1. La répartition de l'ensemble des matériaux des collecteurs et ses linéaires.

Tableau V-2. La répartition de l'ensemble des diamètres des collecteurs.

Tableau V-3. Récapitulatif de diagnostic physique et hydrauliques des collecteurs du réseau d'assainissement.

CHAPITTRE VII. Les éléments constitutifs du réseau

Tableau VII-1. Les résultats de dimensionnement du 1er déversoir frontal.

Tableau VII-2. Les résultats de dimensionnement du 2ème déversoir frontal.

Tableau VII-3. Caractéristiques recommandées pour les différentes masses filtrantes des filtres verticaux

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Présentation de la zone d'étude Oualla

Figure I.2 : Carte géologique détaillée de la localité d'Oualla

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II.1 : Ajustement par la loi de Gumbel.

Figure II.2 : Ajustement par la loi de GEV.

Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi de Galton.

Figure II.4 : Comparaison des trois lois d'ajustement.

Chapitre III : Calcul de base

Figure III.1 : schéma perpendiculaire

Figure III.2 : schéma par déplacement latéral

Figure III.3 : schéma du collecteur par zones étagées.

Figure III.4 : Schéma type radial

Figure III.5 : Schéma transversal ou oblique

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Figure IV.1 : Principe schématique de détermination du α.

Chapitre V : diagnostic du réseau d’assainissement

Figure V.01. 1er point de rejet des eaux usées et pluviales.

Figure V.02. 2ème point de rejet des eaux usées et pluviales.

Figure V.03. Diagramme à secteurs de nature des matériaux des collecteurs.

Figure V.04. Diagramme à secteurs de diamètre des collecteurs

Figure V.05. Exemple d’une fiche de diagnostic des regards.

CHAPITTRE VII. Les éléments constitutifs du réseau

Figure VII.1. Le filtre planté de roseaux à l’écoulement vertical.

CHAPITTRE VIII. Organisation de chantier

Figure VIII-1 : Pose du lit de sable.

Liste des planches :

- Tracé en plan du réseau d’assainissement existant.
- Tracé en plan du réseau d’assainissement projeté.
- Ouvrages annexes (détail type assainissement (regards+ collecteurs…)
- Profil en long.

Introduction générale

L'assainissement urbain vise à collecter et à acheminer les eaux polluées, qu'elles soient pluviales ou usées, tout en les traitant avant leur rejet dans les milieux naturels. Le choix du mode de rejet, du milieu de réception et des techniques d'évacuation doit être rigoureusement établi.

Parallèlement, la gestion continue et la maintenance des réseaux d'assainissement sont indispensables pour garantir leur bon fonctionnement. En effet, des paramètres d'écoulement non vérifiés à tout moment peuvent entraîner des problèmes d'évacuation. Dans de telles situations, des études d'expertise sont souvent lancées afin de détecter les défaillances et les anomalies du réseau.

a zone d'étude de Oualla, située dans la commune de Teffessour, wilaya de Sidi Bel Abbès, fait face à de sérieux problèmes d'assainissement. L'ancienneté du réseau de canalisations en place en est la principale cause. Cependant, le problème le plus préoccupant concerne le rejet direct des eaux usées vers l'oued, sans aucun traitement préalable. Ce rejet direct a un impact négatif majeur sur l'environnement, polluant gravement les cours d'eau.

De plus, les dimensions des conduites existantes se sont avérées insuffisantes pour assurer un drainage efficace des eaux pluviales. Cette situation entraîne régulièrement des inondations et des problèmes de ruissellement, aggravant les enjeux environnementaux.

Pour ce faire, notre étude est divisée en huit chapitres. Le premier chapitre présente la zone d’étude et ses caractéristiques climatiques, hydrauliques et topographiques...etc. Le deuxième chapitre traite de l’étude hydrologique de notre zone. Le troisième chapitre aborde le choix du système et schéma d’assainissement ainsi que le coefficient de ruissellement. Le quatrième chapitre est consacré à l’estimation des débits des eaux pluviales et usées. Le cinquième chapitre concerne le diagnostic du réseau d’assainissement existant. Le sixième chapitre est dédié à la réhabilitation du réseau existant. Le septième chapitre se concentre sur les éléments constitutifs du réseau. Enfin, le dernier chapitre aborde l'estimation des coûts et la durée du projet.

1 Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception de ce projet, Nous en tant que des ingénieurs en hydraulique on doit tenir compte du climat, du relief et de la topographie de la région afin de garantir que le système soit efficace et durable.

2 Situation géographique

La wilaya de Sidi Bel Abbes est située au nord-ouest de l'Algérie et s'étend sur superficie de 9150,63 km² ; elle occupe environ 15% du territoire de la région nord-ouest du pays.

Le site se situe au Nord du chef-lieu de la commune de Tefessour à environs 12 km. Elle est délimitée :

- Au nord par la commune Youb (W. SAIDA).
- Au sud par la commune de Tefessour (W. SIDI BEL ABBES).
- A l'Est par la commune de Ain El Hadjer (W. SAIDA).
- A l'Ouest par la commune de Merine (W. SIDI BEL ABBES).

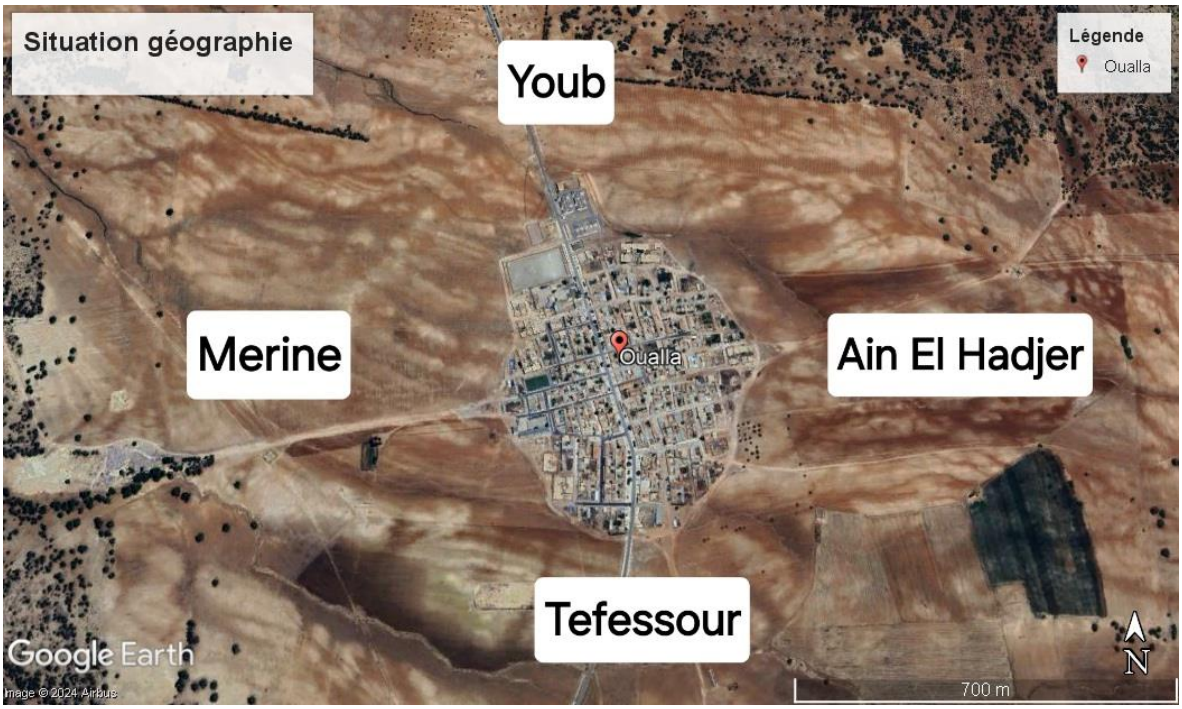


Figure I.1. Présentation de la zone d'étude Oualla -source : Google Earth-2024

3 Situation topographique

La zone de Oualla est une zone plate qui une altitude max de 962 m et une superficie de 27 ha et une pente comprise de 0.02 et 7%.

4 Situation géologique

La majorité de notre zone d'étude présente une formation quaternaire, comprenant des dépôts de limons mal consolidés, des dépôts et des accumulations de sable, ainsi que des sols où les cultures sont implantées. Une partie de cette zone est également constituée d'une formation de grés de Berthelot, qui est constituée de grés bien classés friables, d'argiles gréseuses et de calcaires graveleux. En outre, Oualla possède un ensemble de calcaire de Zigyne appelé Aptien.

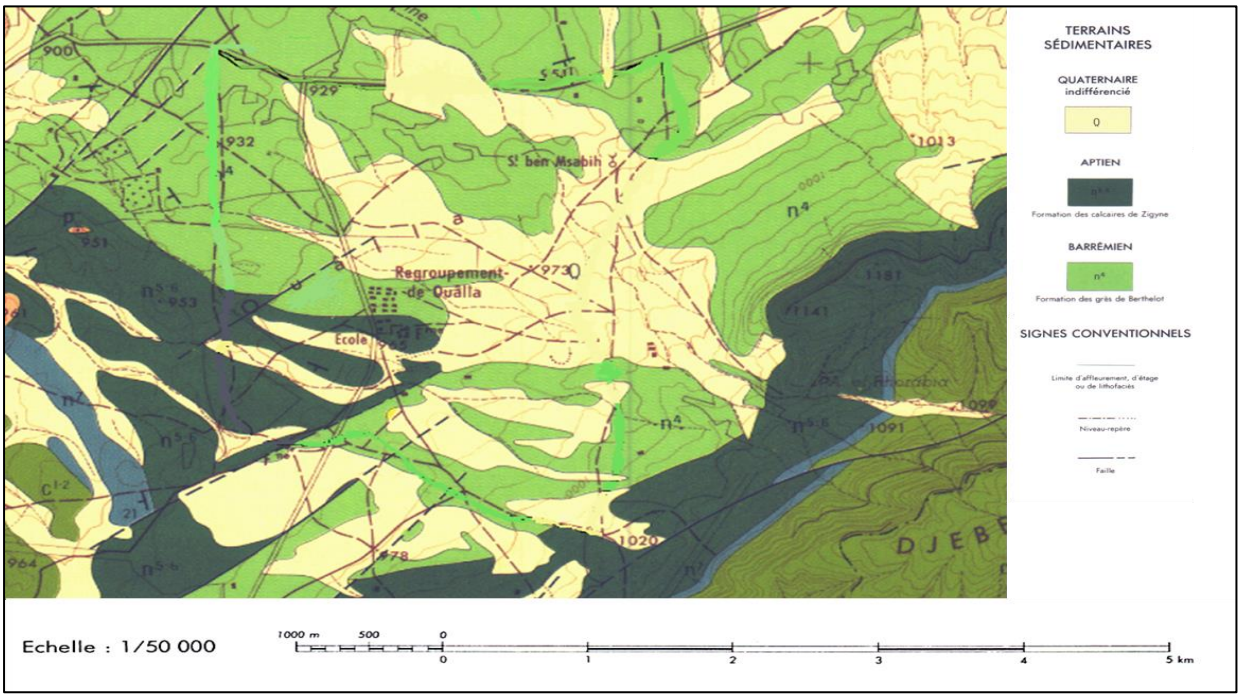


Figure I.2. Carte géologique détaillée de la localité de Oualla. Source : ANRH-Alger 2024

5 Situation hydrogéologique

L'agglomération d'Oualla fait partie du bassin hydrogéologique du Synclinal de Boussuet. Ce bassin est situé entre la plaine de Melrir au Nord et Chott Ech Chergui au Sud.

L'aquifère qui fournit l'alimentation aux multiples sources et dans lequel les forages ont été creusés est une formation aquifère libre et continue, comprenant des alluvions et des conglomérats du Plio-Quaternaire. (source : ANRH-Alger)

6 Situation hydraulique

6.1 AEP

La localité est alimentée par 02 forages existants de capacité de 05 l/s avec une dotation de 150 l/s/hab. il existe un château d'eau qui se situe à l'est de la région, l'eau est refoulée depuis les deux forages existant avec des conduites d'adduction en DN125/PEHD vers le château d'eau et il est distribué par une conduite principale en DN125/PEHD et une longueur L=1279 ml et des conduites secondaires de DN63/PEHD.

6.2 Assainissement

La localité d'OUALLA possède un réseau d'assainissement unitaire composé principalement de plusieurs collecteurs principaux, avec deux points de rejet à savoir la partie nord et la partie sud, qui drainent respectivement leurs surfaces élémentaires.

La répartition de l'ensemble des collecteurs de diamètres, formes et matériaux est présenté comme suit :

Tableau I-1. Le type des collecteurs principaux de la localité d'Oualla.

Réseau d'assainissement oualla	
Diamètre	Matériaux
300	Béton Comprimé
	PVC
	Béton Comprimé
	PVC
400	Béton Comprimé
	PVC
	Béton Comprimé
	PVC
600	Béton Armé

7 Situation climatique

La wilaya appartient à l'étage bioclimatique méditerranéen. Le climat y est humide et froid en hiver, sec et chaud en été. Le printemps et l'automne sont de courte durée. En hiver, les pluies sont bien plus importantes qu'elles ne le sont en été.

7.1 Température

De manière générale le climat de la région est de type méditerranéen se caractérisant par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux.

La température moyenne de la région est de 17°c et la répartition mensuelle obtenue à partir du rapport de synthèse météorologique au niveau de l'O.N.M, est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I-2. Répartition mensuelle de la température (°c).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Année
T(c°)	22.04	18.24	13.17	10.35	9.27	9.96	12.72	14.3	18.64	23.74	26.27	25.83	204.53

Source : ONM-2024

7.2 L'évaporation

L'évaporation totale mesurée sur la lame d'eau libre au niveau de la région peut atteindre 2036,7 mm/an.

La répartition mensuelle de l'évaporation selon l'O.N.M, est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I-3. Répartition mensuelle de l'évaporation en (mm).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Année
EV (mm)	146	98	88	90	88	120	130	204.7	280.7	312.3	292	187	2036.7
EV (%)	9.02	7.12	4.87	4.32	4.53	4.38	6.03	7.14	9.88	13.55	15.07	14.09	100.00

Source : ONM-2024

7.3 La vitesse de vent

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 2.28 et 2.92 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2.52 m/s ou de 9.08 km/h.

Tableau I-4. Répartition mensuelle de la vitesse moyenne du vent en (m/s).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	L'année
Vitesse (m/s)	2.29	2.39	2.38	2.53	2.84	2.28	2.47	2.92	2.74	2.66	2.44	2.32	2.52

Vitesse (km/h)	8.24	8.60	8.57	9.11	10.22	8.21	8.88	10.51	9.88	9.58	8.78	8.35	9.08

Source : ONM-2024

8 Situation démographique

La démarche suivante a été appliquée en vue d'aboutir aux données démographiques nécessaires aux calculs des débits des eaux usées.

La population totale de la localité d'Oualla a été estimée à 1231 personnes avec un taux d'accroissement annuel de 0.95%.

La population à un horizon donné est calculée grâce à la formule suivante :

$$P_n = P_0 \times (1 + \frac{T}{100})^n$$

Avec :

P : la population à l'horizon.

Po : la population de base.

n : nombre d'années, de l'année de base à l'horizon future (2054).

T : taux d'accroissement pris égal à 0.95%.

Les résultats du calcul de nombre d'habitant pour des horizons différents, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau I-5. Le nombre des habitants pour différents horizons.

Horizons	**2022**	**2024**	**2034**	**2044**	**2054**
Nombre des habitants	1231	1255	1379	1516	1666

L'évolution de la population est représentée dans le graphe suivant :

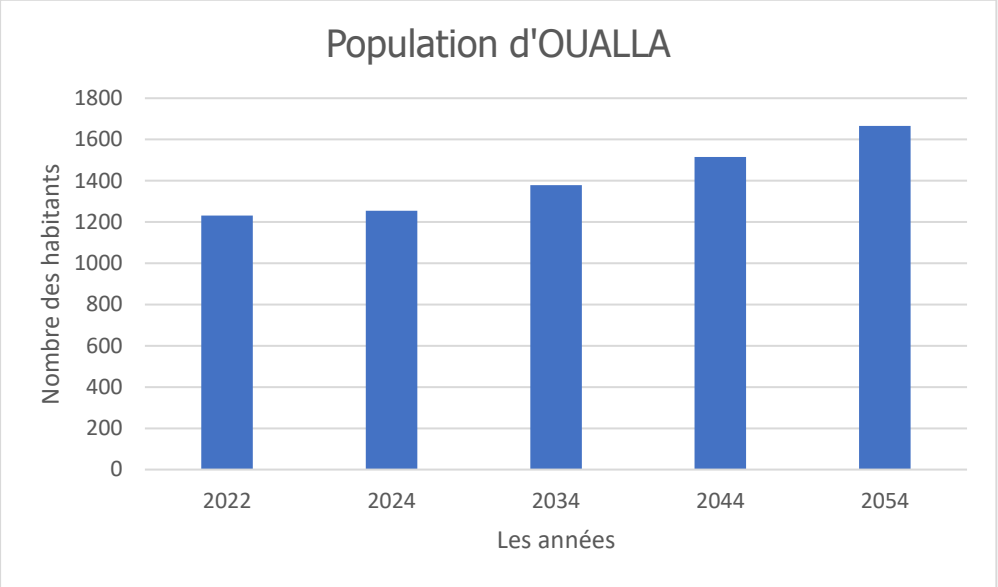


Figure I.3. Évolution de la population de la commune d'OUALLA

9 Conclusion

Dans cette partie nous avons déterminé les différentes données nécessaires concernant notre localité d'Oualla, Sa situation géographique, topographique et climatique, ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

1 Introduction

L'hydrologie est la science de l'eau et de son cycle, qui comprend les précipitations, l'évaporation, l'infiltration, l'écoulement et le stockage.

Étant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer les eaux usées domestiques et les eaux pluviales, il est essentiel de connaître les quantités de manière stricte. Après une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement, les eaux pluviales ne peuvent être connues que si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée.

L'objectif de l'estimation des débits des eaux pluviales est de déterminer la dimension du réseau d'assainissement et des installations connexes (station d'épuration, déversoir d'orage, bassin de retenue, bassin piège...).

2 Notions de l’hydrologie

2.1 Les averses

Ce sont des pluies abondantes et subites qui sont généralement de courte durée, d'une minute à plusieurs heures. Les averses ont un volume et une intensité importants par unité de temps, ce qui nécessite un système de drainage efficace.

2.2 Choix de la période de retour

La période de retour d'une averse est l'intervalle moyen entre deux événements de cette intensité. Une pluie décennale a 10% de chance de se produire chaque année, c’est-à-dire une pluie avec une période de retour de 10 ans peut se produire une fois tous les 10 ans.

Pour les réseaux d'égout, la pluie décennale est souvent utilisée pour le dimensionnement. Cela permet de trouver un équilibre entre le coût et la protection contre les inondations.

2.3 La fréquence

La fréquence F représente le nombre de occurrences d'un phénomène périodique pendant une durée fixée. Elle correspond à l'inverse de la période de répétition. Un phénomène est considéré comme périodique s'il se répète de manière identique à des intervalles de temps réguliers.

2.4 Détermination de l'intensité moyenne maximale de précipitation

L'intensité moyenne (i_m) d'une averse s'exprime par le rapport entre la hauteur de pluie totale observée durant la durée t de l'averse :

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

Avec :

- i_m : intensité moyenne de la pluie [mm/h, mm/min] ou intensité spécifique en prenant en compte la surface [l/s/ha.].
- Δh : hauteur de pluie de l'averse [mm].
- Δt : durée de l'averse [h ou min].

3 Choix de la station pluviométrique

Les stations pluviométriques retenues pour l'estimation des précipitations dans le bassin versant, ont été sélectionnées sur la base de l'emplacement géographique de ces stations, et la période d'observation de ces dernières. Le choix de la station est important, la sélection des stations s'est faite sur la base de :

- Critères topographiques.
- Critères climatiques.
- La station est située à proximité de la zone d'étude.

Selon ces critères la station pluviométrique la plus appropriée est celle de Merine, qui possède les coordonnées suivantes :

Tableau II-1. Les coordonnées de la station pluviométrique.

Source : ANRH Alger-2024-

Station	Code de la station	X (km)	Y (km)	Altitude Z	Période d'observation
MERINE	110501	211,6	169,5	970	1969-2021 (52 ans)

Le tableau suivant présente les précipitations maximales journalières sur une période de 52 ans :

Tableau II-2. Série d'observation des précipitations maximale journalière (source ANRH-Alger 2024)

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Pmax, j
1969	1,4	9,6	12,6	9,5	20,3	1,4	12,1	27,5	8,3	2,6	0	0	**27,5**
1970	5,4	3,9	3	6,2	24,2	14,5	27,9	13,1	21,8	2,6	8,7	2,7	**27,9**
1971	7,6	5	14	13,7	16	8	24	47	16,5	2,3	0	0	**47**
1972	27	22,4	13	8	8	18,5	26	25,4	2,4	14	0	6,5	**27**
1973	6.3	0	7,5	13	0	17	21	16	1,3	12	0	0	**21**
1974	4.1	0	12	0	6,5	32	18	62	8	6,6	0	0	**62**
1975	7	6,3	13,5	3,6	0	12,3	7,9	5	0	10,2	0	0	**13,5**
1976	9	7.8	11,2	10,3	9,7	1,1	0	8,2	0	0	0	0	**11,2**
1977	7.8	2	0	8	0	15,3	6	0	0	0	0	0	**15,3**
1978	0	0	11,3	3,1	15,7	17,2	21,2	26,6	6,9	7,5	0	1,2	**26,6**
1979	6	7,7	35,3	24,8	4,8	22,6	42,8	11,2	7,7	1	0	7,1	**42,8**
1980	5	7,7	9,5	23	4,8	14,3	13,4	12,6	5,5	8	3,4	3,5	**23**
1981	0,5	10,6	0	12,3	17,3	20,3	5,9	17,9	13,5	8,5	1,5	2,5	**20,3**
1982	2,7	38,5	15,4	26,6	0	7,4	8,4	1,3	3,8	2,9	0	0	**38,5**
1983	0,8	1,5	7	8,4	21	17,6	7	6,1	11,7	15,6	0,8	0	**21**
1984	8,2	1,9	38	14,2	12,2	4,7	13,7	9	10,4	0	1	0	**38**
1985	3,6	6	26,1	7,5	12,9	17,1	12,6	6,2	7,5	5,6	0	3	**26,1**
1986	13,5	18,4	18,3	8,8	17,3	35,2	3,7	5,3	6,9	0	40,8	0	**40,8**
1987	0	14,1	0	19	13,5	17,8	9,8	4,3	7,8	4,9	1,6	2,4	**19**
1988	42	8,3	10,4	10,9	13,5	6,8	58,1	8,3	2,7	18	15,1	0	**58,1**
1989	9,3	3	4,2	3	9,8	0	3,2	5,9	6,2	2,7	5	3,2	**9,8**
1990	14,4	8,3	6,7	16,6	0	3,8	66	3,6	7,2	2	0,5	4,1	**66**
1991	33,1	14,7	11,3	10,8	4,7	7	30,5	15,2	30,8	8,9	12,1	4,5	**33,1**
1992	3,1	6,4	16,6	5,9	0	17,5	13	32,1	24,1	0,5	0	2,5	**32,1**
1993	10,3	19	14	9,5	16,5	10,5	11	18	6,5	1,5	2	3,5	**19**
1994	20	11,5	18	10,2	8,1	22,9	31	4,8	0,5	8	0	8,5	**31**
1995	14,2	13,6	3,7	17	11,6	23,1	15,5	14,4	8	59,3	20,4	4,7	**59,3**
1996	7,4	7	4,1	6,5	18,7	0	0,5	9,7	5	0	2	6,5	**18,7**
1997	15	10,5	15	14,5	3	14,5	9,2	6,2	12,6	3,4	0	1,5	**15**
1998	1,5	1	4,3	4,2	14,5	19,5	25,6	0	6	1,5	7	1	**25,6**
1999	28,5	19,7	14,5	10	0	0	4,5	3,5	10,5	2,5	0,5	30,5	**30,5**
2000	4	29,5	13,8	8,5	20,5	29,5	3,5	3,5	4,5	0,1	0	9,6	**29,5**
2001	7,9	14,3	28	7	0	4	16	17	26,2	4	0	41,2	**41,2**
2002	0	12,2	14,5	3,2	22,5	16	6,5	9	12,5	2	3	9,5	**22,5**
2003	16,5	33	19,5	17,6	18,5	9	7,5	9	28,5	0,6	0,3	2,9	**33**
2004	21,3	9,5	0	22,1	7,5	12,5	20	12	0	0,5	1,5	0,1	**22,1**
2005	18	9	20	4,5	23	7	8,5	53,8	24,5	1,5	15,1	1	**53,8**
2006	3,5	12,5	7	15,5	18	6,5	12,5	20,1	9,5	0	1,5	0	**20,1**
2007	15,5	39,1	17,2	16,7	19,1	1,5	3,5	12,4	17,1	6,9	3,9	1,3	**39,1**
2008	20,6	26,5	19,5	27,4	20,4	16,5	19,4	15,3	14	2	0,3	10,2	**27,4**
2009	27,2	0,7	7,8	20,4	11,1	19,8	16,5	16,2	8,2	4,2	3,5	32,7	**32,7**
2010	1,6	22,6	8	6,2	10,8	5,9	5,3	36,8	54,1	19,1	0	9,5	**54,1**
2011	0,7	16,5	27,2	12	22	15,1	19,5	16,2	0	6,6	0,4	2,5	**27,2**
2012	1,5	13,4	77,6	4,9	18,7	21,1	10,2	46,5	13,6	1,5	4,4	2,3	**77,6**
2013	10,7	2,4	8,3	45,7	15,2	8,5	16,2	5,6	20,5	38	0	0	**45,7**
2014	26	28,6	10	21,5	0	0	0	0	0	0	0	0	**28,6**
2015	15	14	0	0	7,9	18,5	19,7	30,4	19	4,5	2,9	0	**30,4**
2016	2,5	1,5	18,4	24,8	24,6	2,6	12,4	12,8	26,2	0,5	1	1	**26,2**
2017	5,8	23,4	7,3	11,1	13,2	2,7	23,2	19	12,8	19,2	0	12,5	**23,4**
2018	13,9	16,6	11,4	5,2	28,6	3	9,6	13	20,9	0	5,1	1,5	**28,6**
2019	7,4	7	24,6	16,6	12,9	0	25	23,7	8,6	9,5	2,5	2,7	**25**
2020	7,5	0	9	23,2	11,2	0	14,6	12,3	9,4	21,7	0,3	2	**23,2**
2021	3	0,3	8,5	10,9	9,8	0	0	17,7	17,8	9	0	0	**17,8**

4 Analyse statistique de la série pluviométrique

4.1 Caractéristiques empiriques

- La moyenne de précipitation maximale journalière $\overline{P}_{max,\,j}$:

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

Avec :

$P_{max,\,j}$: précipitation maximale journalière en (mm).

N : nombre d'années d'observation (N=52 ans).

$\overline{P}_{max,\,j}$: la moyenne de précipitation maximale journalière en (mm).

Donc la moyenne de précipitation maximale journalière est :

$\overline{P}_{max,\,j}$ = 31,3 mm.

- L'écart type $\sigma_{P_{max,j}}$:

  Pour N ≥ 30 ans :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(P_{max,j} - \overline{P}max,j)^2}{N}}\right] \quad \text{(II.3)}$$

  Donc l'écart type est :

  $\sigma_{P_{max,j}}$ = 14,7

- Coefficient de variation C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P}max,j} \quad \text{(II.4)}$$

  Donc le coefficient de variation est :

  C_v = 0,468

  Remarque :

  L'exposant climatique de notre zone d'étude b=0.27 est donnée par ANRH-Oran.

Le tableau suivant regroupe les résultats des caractéristiques de la série :

Tableau II-3. Les caractéristiques de la série pluviométrique

La taille de la série	53
La valeur min	9,8
La valeur max	77,6
La moyenne	31,3
L'écart type	14,7
Coefficient de variation	0,468
Exposant climatique	0,27

5 Lois statistiques pour l'analyse fréquentielle

L'ajustement consiste à trouver la loi de probabilité la plus appropriée pour modéliser les données pluviométriques. L'efficacité de la méthode d'ajustement dépend de plusieurs facteurs, tels que la loi de probabilité, la taille de l'échantillon et certaines caractéristiques de l'échantillon. Les critères de choix de la loi de probabilité la plus efficace sont souvent basés sur la pratique et l'expérience. Par exemple, en Algérie, les lois de Galton, Gumbel et GEV sont souvent utilisées pour modéliser les précipitations maximales journalières.

5.1 Ajustement à la loi de Gumbel

- La fonction de la répartition de la loi du Gumbel :

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

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

Avec :

- y : la variable réduite de Gumbel.
- x_0 : le paramètre de position (en mm).
- x : variable étudiée ($P_{max, j}$) (en mm).
- α : paramètre d'échelle appelée Gradex. ($\alpha > 0$).

La formule de Gumbel est donnée par la formule suivante :

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

- Les paramètres de loi de Gumbel sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

α = 10.7494 $x_0 = 24.8325$

donc, la formule de Gumbel devient :

$$x = 10.749 \times y + 24.83 \quad \text{(II.10)}$$

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

Tableau II-4. Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel par logiciel Hyfran

T	q	X_T	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	**0.9999**	**124**	**11.3**	**102-146**
2000.0	**0.9995**	**107**	**9.47**	**88-125**
1000.0	**0.9990**	**99.1**	**8.67**	**82-116**
200.0	**0.9950**	**81.8**	**6.82**	**68.4-95,1**
100.0	**0.9900**	**74.3**	**6.03**	**62.5-86,1**
50.0	**0.9800**	**66.8**	**5.25**	**56,5-77,1**
20.0	**0.9500**	**56.8**	**4.21**	**48,5-65**
10.0	**0.9000**	**49.0**	**3.44**	**42,3-55,8**
5.0	**0.8000**	**41.0**	**2.67**	**35,7-46,2**
3.0	**0.6667**	**34.5**	**2.12**	**30,4-38,7**
2.0	**0.5000**	**28.8**	**1.73**	**25,4-32,2**

Tels que : T = 1/(1-q)

avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

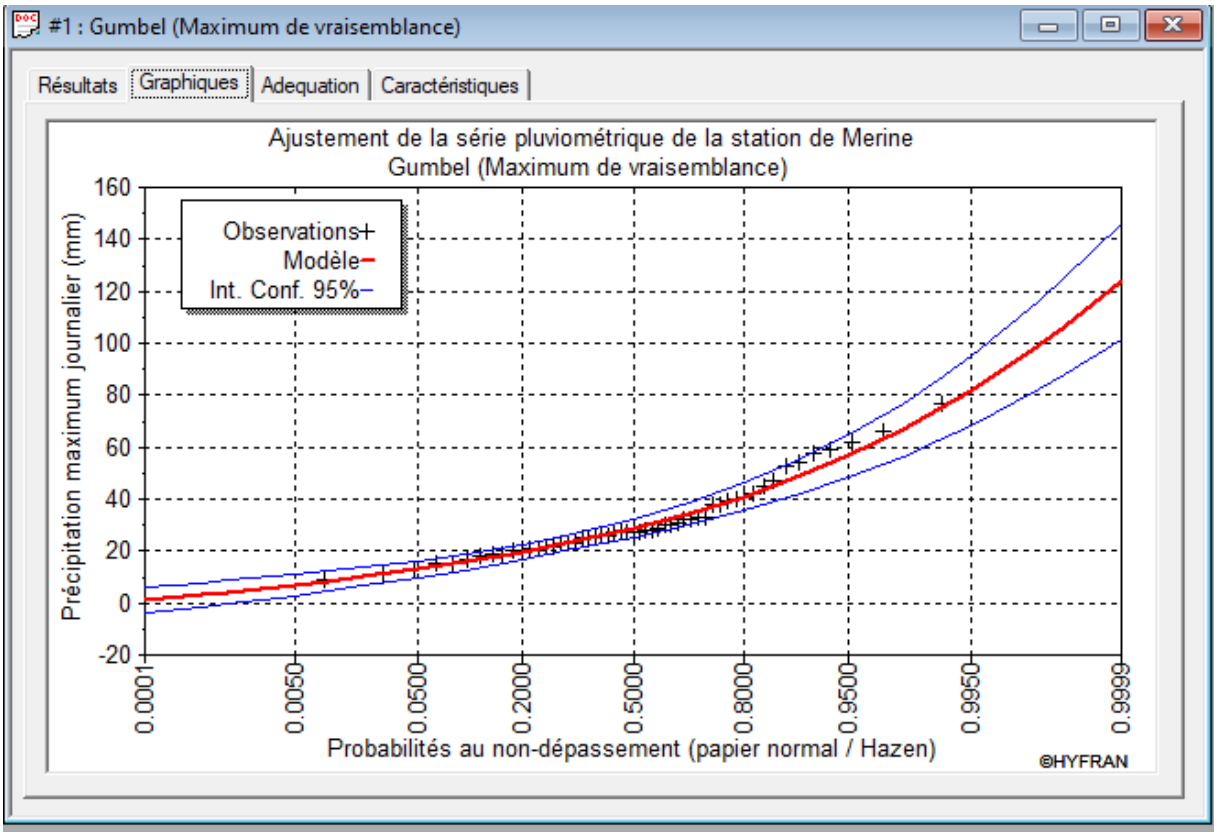


Figure II.1. Ajustement par la loi de Gumbel

5.2 Ajustement à la loi des extrêmes généralisée (loi GEV)

La formule de répartition de la loi d'extrêmes généralisée est :

$$F(x)= e^{-e^{-y}} \quad \text{(II.11)}$$

$$y = -\frac{1}{k}\ln\left(1-\frac{k}{\alpha}(x-u)\right) \quad \text{(II.12)}$$

Avec:

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

La formule de GEV est donnée par la formule suivante :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky}) \quad \text{(II.13)}$$

- Les paramètres de loi de GEV sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

α= 10.25 k= -0.084 u=24.4

donc, la formule de GEV devient :

$$x = 24.4 - \frac{10.25}{0.084}(1 - e^{0.084y}) \quad \text{..... (II.14)}$$

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

Tableau II-5. Résultats de l'ajustement à la loi de GEV par logiciel Hyfran

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	**0.9999**	**167**	**73.7**	**99,5-204**
2000.0	**0.9995**	**134**	**45.7**	**86,3-164**
1000.0	**0.9990**	**121**	**36.4**	**80,7-148**
200.0	**0.9950**	**92.9**	**19.8**	**67,6-114**
100.0	**0.9900**	**82.1**	**14.6**	**61,9-100**
50.0	**0.9800**	**71.8**	**10.4**	**56,2-87,1**
20.0	**0.9500**	**59.1**	**6.38**	**48,4-70,7**
10.0	**0.9000**	**49.9**	**4.27**	**42,2-58,9**
5.0	**0.8000**	**40.8**	**2.89**	**35,5-47,3**
3.0	**0.6667**	**34.1**	**2.22**	**30-38,8**
2.0	**0.5000**	**28.3**	**1.81**	**24,9-31,8**

Tels que : T = 1/(1-q)

avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

X_t : précipitations maximales journalières (mm).

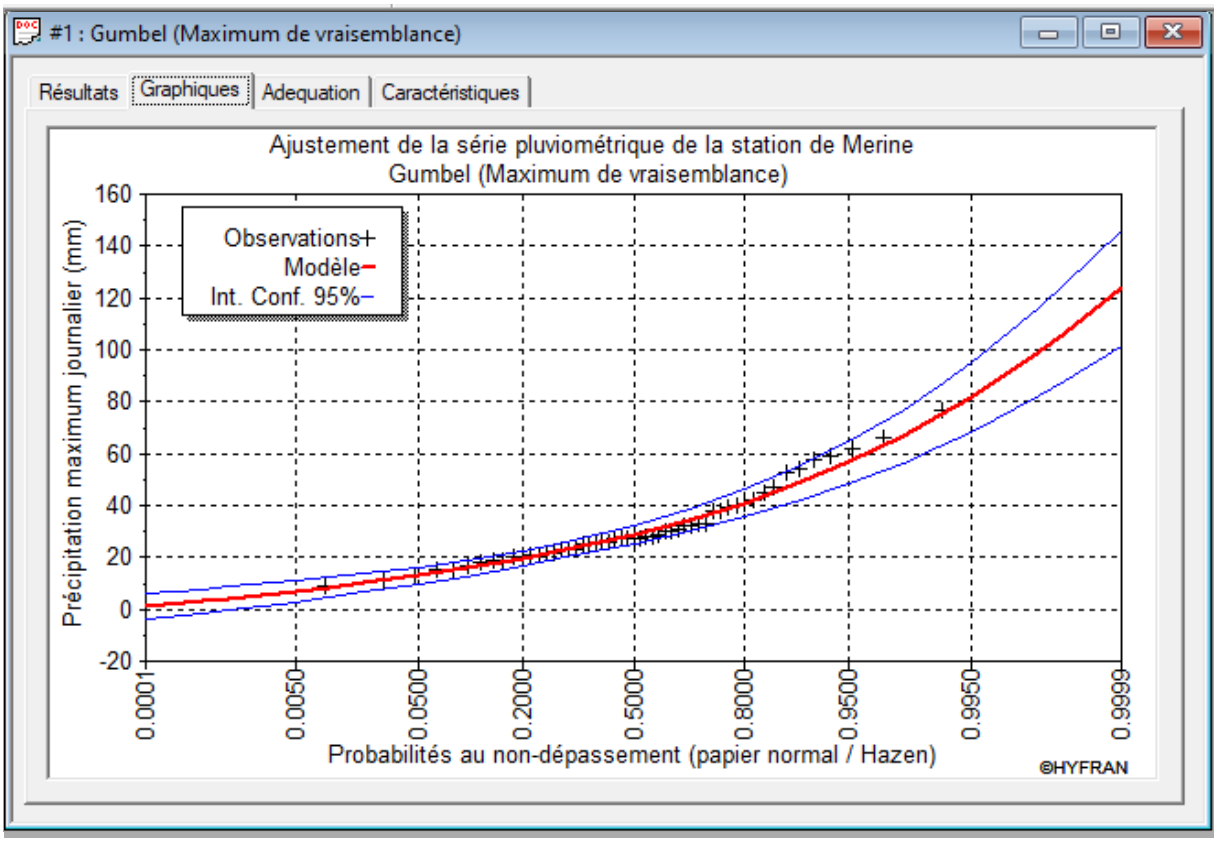


Figure II.2. Ajustement par la loi de GEV

5.3 Ajustement à la loi de Galton (log normale)

La formule de répartition de la loi de Galton est :

$$F(x)= \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \quad \text{..... (II.15)}$$

Dans le cas de la loi log normale la variable u est égal à :

$$u = \frac{\ln(x)-\overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad \text{..... (II.16)}$$

Avec :

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

La formule de Galton est donnée par la formule suivante :

$$\ln(x) = u \times \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad \text{..... (II.17)}$$

- Les paramètres de loi de Galton sont calculés par la méthode de maximum de vraisemblance corrigé :

$\sigma_{\ln(x)}$ = 0.451 $\overline{\ln(x)}$ = 3.34

Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II-6. Résultats de l'ajustement à la loi de Galton en utilisant logiciel Hyfran

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	**0.9999**	**152**	**26.7**	**99,5-204**
2000.0	**0.9995**	**125**	**19.8**	**86,3-164**
1000.0	**0.9990**	**114**	**17.2**	**80,7-148**
200.0	**0.9950**	**90.6**	**11.8**	**67,6-114**
100.0	**0.9900**	**81.0**	**9.73**	**61,9-100**
50.0	**0.9800**	**71.6**	**7.88**	**56,2-87,1**
20.0	**0.9500**	**59.5**	**5.69**	**48,4-70,7**
10.0	**0.9000**	**50.5**	**4.25**	**42,2-58,9**
5.0	**0.8000**	**41.4**	**3.00**	**35,5-47,3**
3.0	**0.6667**	**34.4**	**2.23**	**30-38,8**
2.0	**0.5000**	**28.3**	**1.76**	**24,9-31,8**

Tels que : T = 1/(1-q)

avec :

q : probabilité au non-dépassement

T : période de retour.

Xt : précipitations maximales journalières (mm).

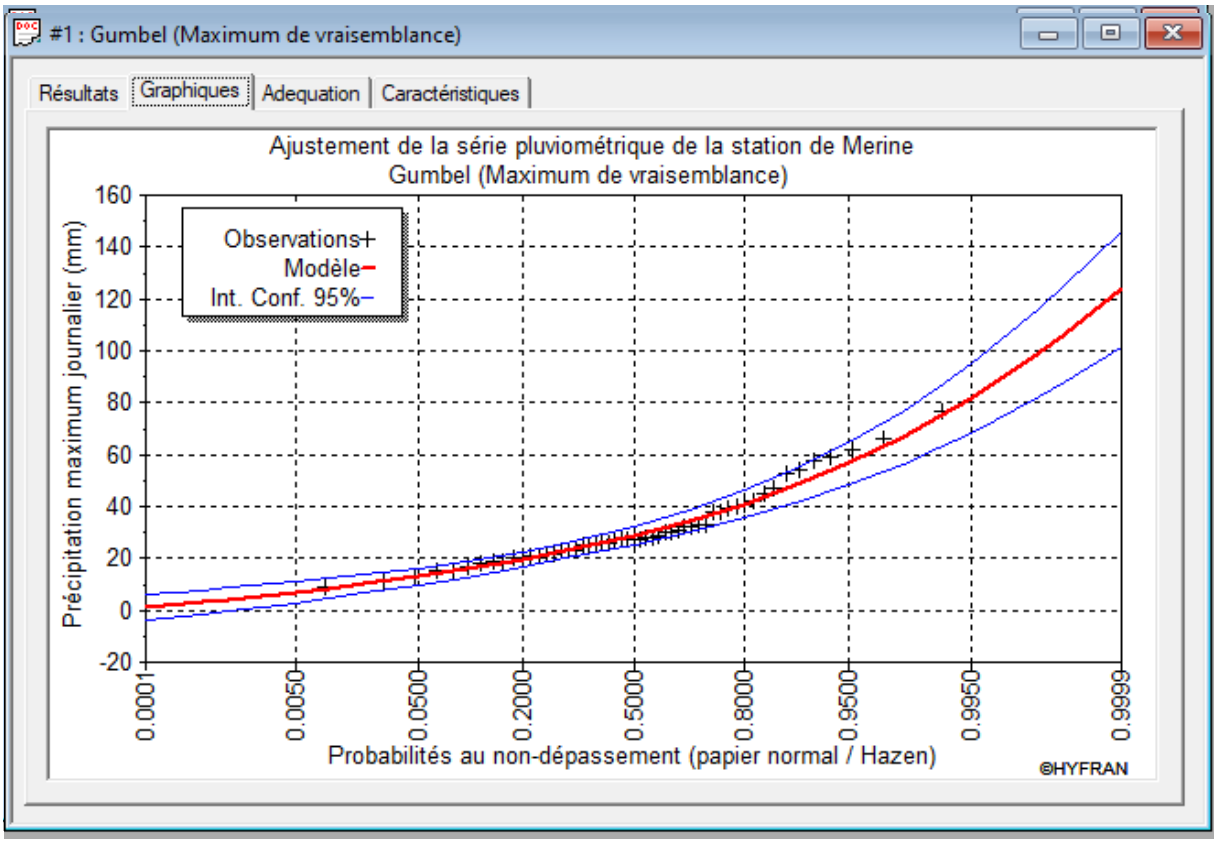


Figure II.3. Ajustement par la loi de Galton (log-normale)

5.4 Comparaison entre les lois d'ajustement

Dans le cadre de notre étude, nous avons procédé à l'ajustement de la série des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel, à la loi de GEV et à la loi de Galton en utilisant le logiciel Hyfran. Chaque loi présente ses avantages et inconvénients, mais notre choix se basera sur les valeurs des paramètres hydrologiques estimés (les précipitations décennales), l'observation visuelle des graphiques, et sur le test du Khi2.

- **Les précipitations décennales :**
- $P_{max,j}$ (Gumbel) = 49 mm.
- $P_{max,j}$ (GEV) = 49,9 mm.
- $P_{max,j}$ (Galton)=50,5 mm.

La précipitation maximale journalière (T=10ans) de la loi de Galton est supérieure à celle de Gumbel et GEV, ce qui signifie que l'adaptation à la loi de Galton nous assure d'avantage l'ajustement.

Observation des graphiques :

Ce test examine visuellement les graphiques de régression pour voir comment les points sont alignés. Il vérifie si la ligne de régression suit bien les points et s'il n'y a pas de courbes ou de tendances étranges. Ce test aide à vérifier la qualité des données et des modèles statistiques. A l'aide de logiciel Hyfran on a fait une comparaison entre les trois lois.

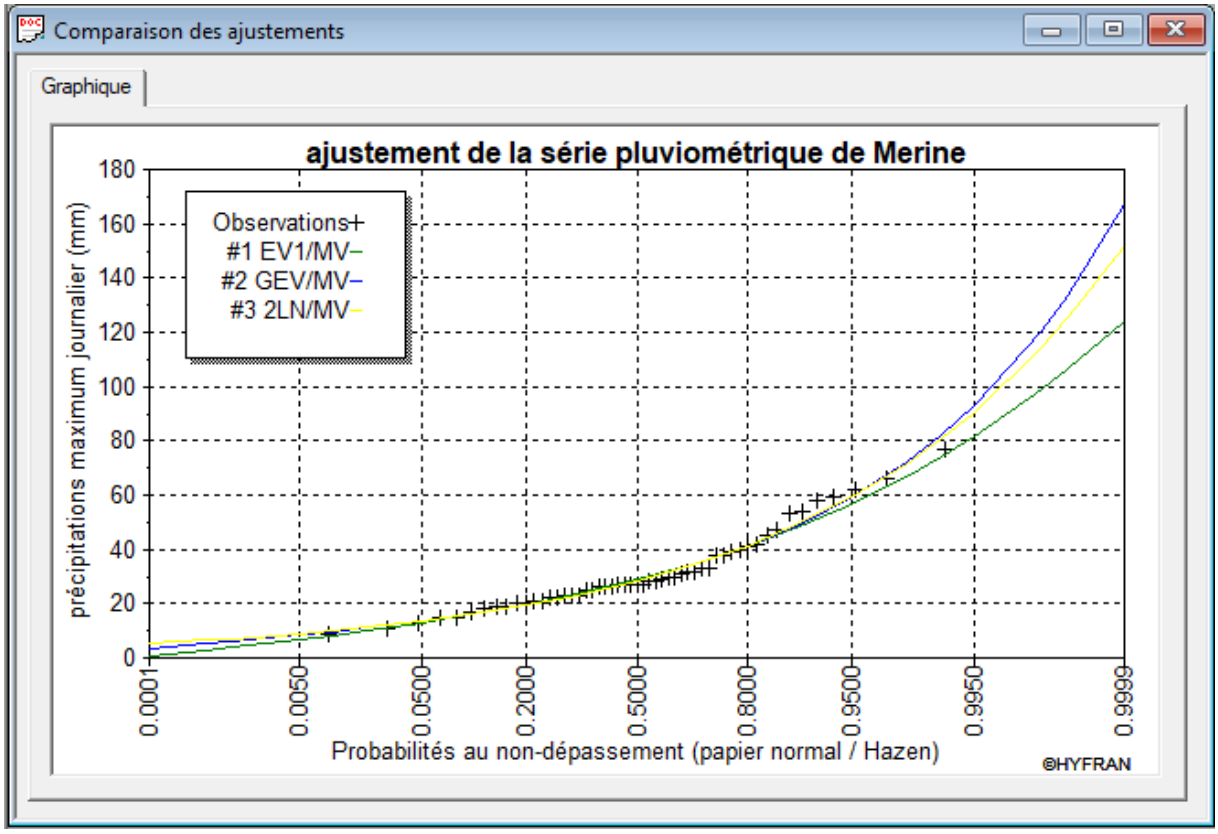


Figure II.4. comparaison des lois d'ajustement (logiciel Hyfran)

Interprétation :

Dans les trois cas les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

- **Test d'adéquation de Khi-deux :**

Le test de Khi-deux, également appelé test de Khi-carré ou test de Pearson, est une méthode statistique utilisée pour évaluer la compatibilité d'une loi statistique avec un échantillon donné de taille N. Le test consiste à comparer les valeurs calculées et théoriques de χ^2 pour prendre une décision concernant l'ajustement.

- On détermine le χ^2 calculé et le nombre de degré de liberté γ (à l'aide du logiciel HYFRAN).
- On détermine le χ^2 théorique sur la table de Khi2 (voir l'annexe I)

- La loi est adéquate pour une erreur α= 0,05.

  Les résultats de test de Khi-deux sont présentés dans le tableau suivant :

  Tableau II-7. Les résultats de test de Khi-deux

Loi d'ajustement	Nombre de classe	P	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique	comparaison	Remarque
Loi de Gumbel	9	0.5128	6	5.25	12.592	5.25<12.592	Vérifié
Loi de GEV	9	0.3867	5	5.25	11.070	5.25<11.070	Vérifié
Loi de Galton	9	0.5560	6	4.91	12.592	4.91<12.592	Vérifié

D'après le test khi-deux, la condition (χ^2 calculé < χ^2 théorique) est vérifiée, donc les trois lois GUMBEL, GEV et Galton sont adéquates.

- **Choix de loi d'ajustement :**

  Après une comparaison des trois distributions les résultats montrent que les trois distributions sont adéquates pour l'ajustement, et les valeurs théoriques Xt sont très similaires. Cependant, il est important de noter que de nombreuses études en hydrologie ont démontré que la loi Log-normale est la plus adaptée au Nord de l'Algérie. Par conséquent, nous avons décidé de choisir la distribution Log-normale, également appelée loi de Galton, pour notre étude.

6 Calcul des pluies et des intensités de courte durée

Dans cette partie, nous allons déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leur intensité en nous basant sur les résultats de l'ajustement à la loi de GEV. La détermination des pluies de courte durée (averses) se fait à partir des pluies maximales journalières, en utilisant la relation suivante :

$$P_{t,p\%}=P_{max,j,p\%}\times\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \text{..... (II.15)}$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- $P_{max,j,p\%}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).
- b : exposant climatique ; selon ANRH-Oran b=0.27.

Pour calculer l'intensité moyenne des précipitations de courte durée à une fréquence de dépassement donnée, la formule de Montanari est utilisée.

La formule de Montanari est la suivante :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad \text{..... (II.16)}$$

Avec :

- $i_{t,p\%}$: l'intensité moyenne de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (mm/h).
- $P_{t,p\%}$: pluie de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%) (en mm).
- t : durée de l'averse (h).

Dans les projets d'assainissement, pour l'estimation des débits pluviaux on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée t= 15 min ou 0,25 heure, et une période de retour T = 10 ans. Cette approche est adoptée pour des raisons technico-économiques et de sécurité. En effet, une courte durée de 15 minutes permet de prendre en compte les précipitations intenses qui peuvent survenir rapidement et causer des dégâts importants.

$I_{15min,10\%}$= 163,66 l/s/ha.

Le tableau suivant regroupe les résultats de calcul de la pluie et l'intensité de courte durée :

Tableau II-8. Pluies et intensités de courte durée de différentes périodes de retour.

T	**5**		**10**		**20**		**50**		**100**	
Xt	**41,4**		**50,5**		**59,5**		**71,6**		**81**	
t(h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)	Pt (mm)	it(mm/h)
0,1	9,43	94,26	11,50	114,98	13,55	135,48	16,30	163,03	18,44	184,43
0,2	11,37	56,83	13,86	69,32	16,34	81,68	19,66	98,29	22,24	111,19
0,25	12,07	48,29	14,73	58,92	17,35	69,40	20,88	83,51	23,62	94,48
0,5	14,56	29,11	17,76	35,51	20,92	41,84	25,18	50,35	28,48	56,96
0,75	16,24	21,65	19,81	26,41	23,34	31,12	28,09	37,45	31,78	42,37
1	17,55	17,55	21,41	21,41	25,23	25,23	30,36	30,36	34,34	34,34
2	21,17	10,58	25,82	12,91	30,42	15,21	36,60	18,30	41,41	20,71
3	23,61	7,87	28,80	9,60	33,94	11,31	40,84	13,61	46,20	15,40
4	25,52	6,38	31,13	7,78	36,68	9,17	44,14	11,03	49,93	12,48
5	27,11	5,42	33,06	6,61	38,96	7,79	46,88	9,38	53,03	10,61
6	28,47	4,75	34,73	5,79	40,92	6,82	49,24	8,21	55,71	9,28
7	29,68	4,24	36,21	5,17	42,66	6,09	51,34	7,33	58,08	8,30
8	30,77	3,85	37,54	4,69	44,23	5,53	53,22	6,65	60,21	7,53
9	31,77	3,53	38,75	4,31	45,66	5,07	54,94	6,10	62,15	6,91
10	32,68	3,27	39,87	3,99	46,97	4,70	56,53	5,65	63,95	6,39
11	33,54	3,05	40,91	3,72	48,20	4,38	58,00	5,27	65,62	5,97
12	34,33	2,86	41,88	3,49	49,34	4,11	59,38	4,95	67,17	5,60
13	35,08	2,70	42,80	3,29	50,42	3,88	60,68	4,67	68,64	5,28
14	35,79	2,56	43,66	3,12	51,44	3,67	61,90	4,42	70,03	5,00
15	36,47	2,43	44,48	2,97	52,41	3,49	63,07	4,20	71,35	4,76
16	37,11	2,32	45,26	2,83	53,33	3,33	64,18	4,01	72,60	4,54
17	37,72	2,22	46,01	2,71	54,21	3,19	65,23	3,84	73,80	4,34
18	38,31	2,13	46,73	2,60	55,05	3,06	66,25	3,68	74,95	4,16
19	38,87	2,05	47,41	2,50	55,86	2,94	67,22	3,54	76,05	4,00
20	39,41	1,97	48,07	2,40	56,64	2,83	68,16	3,41	77,11	3,86
21	39,93	1,90	48,71	2,32	57,39	2,73	69,06	3,29	78,13	3,72
22	40,44	1,84	49,33	2,24	58,12	2,64	69,94	3,18	79,12	3,60
23	40,93	1,78	49,92	2,17	58,82	2,56	70,78	3,08	80,07	3,48
24	41,40	1,73	50,50	2,10	59,50	2,48	71,60	2,98	81,00	3,38

7 Conclusion

Dans cette étude, l'intensité de pluie considérée est celle d'une averse de 15 minutes avec une période de retour de 10 ans. Cette intensité est égale à 58,92 mm/h ou 163,66 L/s/ha. Cette valeur est utilisée pour estimer les débits de pointe des eaux pluviales.

1 Introduction

Le dimensionnement d'un système d'assainissement implique plusieurs étapes clés, dont l'une des plus importantes est la phase de calcul de base. Cette étape cruciale consiste à identifier et définir les sous-bassins de la zone d'étude, à choisir le système d'assainissement approprié et à déterminer le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

2 Délimitation des surfaces élémentaires

Le découpage d'une zone en surfaces élémentaires est une étape importante dans l'étude d'un réseau d'assainissement. Cette opération consiste à diviser la zone d'étude en plusieurs parties plus petites, en se basant sur des paramètres clés spécifiques, à savoir :

- La densité de la population.
- La nature de sol.
- Les routes et les voiries.
- Les courbes de niveau (les pentes et les contre pentes).
- Les limites naturelles.
- le réseau existant.

Pour notre projet le découpage de la zone se fait suivant la nature de la surface et la densité d'habitation.

Nous avons découpé notre zone sur 09 surfaces élémentaires.

3 Les systèmes de réseaux

L'évacuation des eaux domestiques, industrielles, pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo-séparatif.

3.1 Système unitaire

Le système unitaire en assainissement est un type de système d'évacuation des eaux usées qui collecte les eaux usées et les eaux pluviales dans un même réseau. Ce système est conçu pour transporter les eaux usées vers une station d'épuration, même pendant les périodes de fortes pluies.

3.1.1 Ses avantages

- Conception simple (un seul collecteur).
- Encombrement réduit du sous-sol.
- Coût de construction réduit.
- Simplicité de gestion.
- Fiabilité des raccordements (Absence de risque d'inversion de branchement).

3.1.2 Ses inconvénients

- Risque de surcharge et de débordement en cas de fortes pluies.
- Problèmes d'auto-curage en période sèche.
- Perturbation du fonctionnement de la station d'épuration.

3.2 Système séparatif

Le système séparatif est un type de système d'évacuation des eaux qui se compose de deux réseaux distincts : un pour les eaux usées et un autre pour les eaux pluviales, où le réseau d'eaux usées est connecté uniquement à la station d'épuration, tandis que le réseau d'eaux pluviales déverse généralement les eaux directement dans un cours d'eau ou un bassin de rétention.

3.2.1 Ses avantages

- Traitement plus efficace des eaux usées au niveau de la station d'épuration.
- Meilleure gestion des eaux pluviales.
- Les canalisations pour les eaux usées sont de plus petits diamètres.
- Les eaux de pluie sont évacuées séparément vers le milieu naturel ou un bassin de rétention.

3.2.2 Ses inconvénients

- La mise en place de deux réseaux distincts (eaux usées et eaux pluviales) nécessite des investissements plus importants pour la construction des canalisations et des ouvrages.
- Risque d'erreurs de branchement.
- L'entretien de deux réseaux distincts est plus complexe et nécessite une surveillance accrue pour éviter les obstructions et les fuites.
- - Encombrement important du sous-sol.

3.3 Système pseudo-séparatif

Dans un système pseudo-séparatif, une fraction des eaux de ruissellement peut être dirigée vers le réseau d'eaux usées, pour des raisons pratiques ou économiques. Il s'agit d'un système de collecte séparative avec déversement partiel des eaux de ruissellement dans le réseau d'eaux usées. Ce système permet de collecter et de traiter les eaux usées et les eaux de ruissellement de manière distincte, tout en évitant les inondations et les débordements dans les zones urbaines.

3.4 Le choix de système de réseau

Le choix d'un système d'assainissement approprié est crucial pour le traitement et l'élimination efficaces des eaux usées. Le choix du système d'assainissement approprié dépend de plusieurs facteurs, tels que :

- La densité de population.
- La topographie.
- La nature des sols.
- L'espace disponible.
- L'aspect économique.

Remarque : Dans notre cas, le réseau le plus adéquat, approprié et nécessaire à adapter est celui du type unitaire

4 Schéma d'évacuation

Les réseaux d'assainissement sont conçus pour évacuer les eaux usées et pluviales en utilisant la force de gravité. Selon le système choisi et la topographie du terrain, nous distinguons divers schémas :

4.1 Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire en assainissement est un type de réseau d'évacuation des eaux usées qui s'écoule directement dans un cours d'eau. Ce type de schéma est souvent utilisé pour les réseaux des eaux pluviaux dans les systèmes séparatifs. Il permet d'évacuer les eaux d'une manière économique et plus rapide.

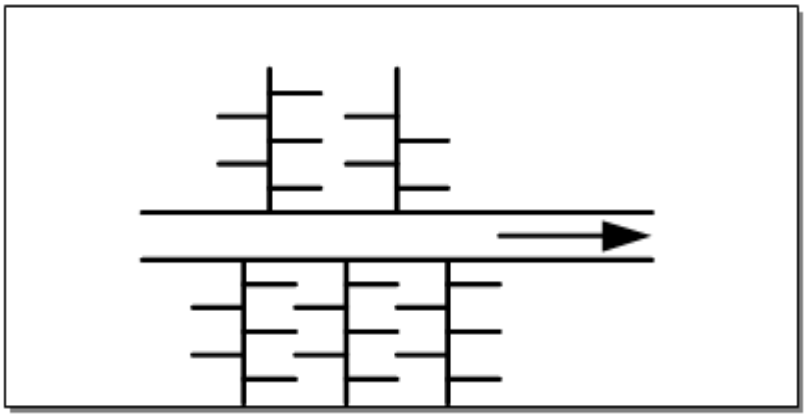


Figure III-1. Schéma perpendiculaire

4.2 Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral est adopté lorsqu'il y a une obligation de traitement des eaux usées, ou lorsque toutes les eaux peuvent être acheminées vers un seul point dans la mesure du possible. Ce type de schéma permet de collecter les eaux dans un collecteur parallèle, ce qui permet de transférer les effluents vers l'extrémité aval du réseau.

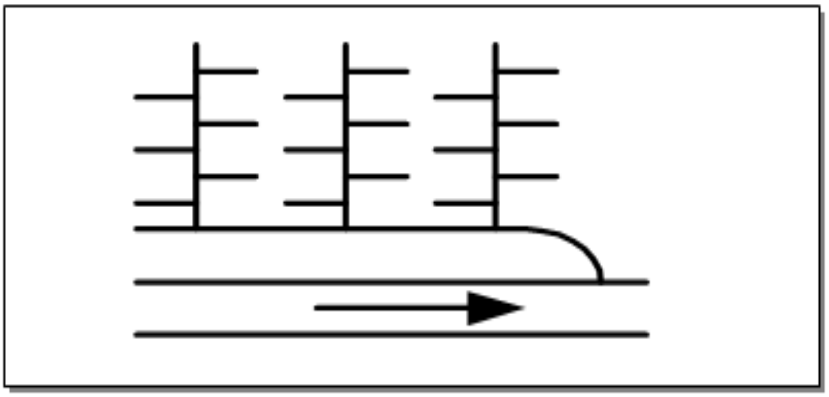


Figure III-2. Schéma par déplacement latéral

4.3 Schéma du collecteur par zones étagées

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Ce système permet la collecte des eaux usées provenant de différents niveaux d'une zone et leur transport vers un niveau inférieur pour le traitement. Ce schéma est particulièrement utile dans les zones avec des élévations variables, où les eaux usées des niveaux supérieurs doivent être collectées et transportées vers un niveau inférieur pour le traitement.

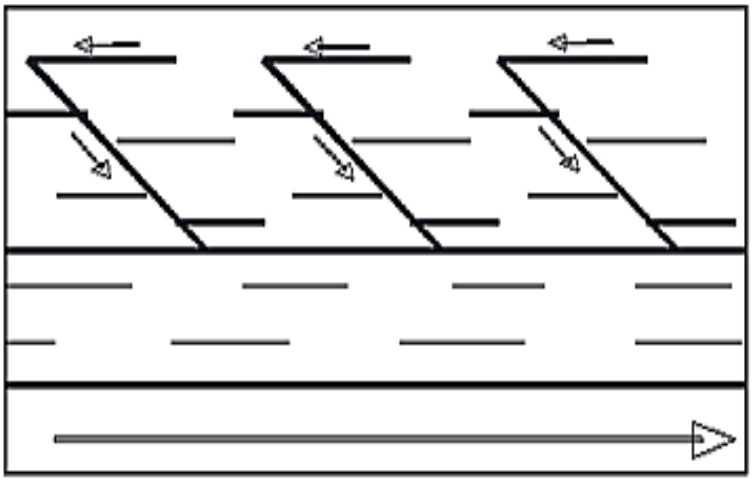


Figure III-3. Schéma du collecteur par zones étagées

4.4 Schéma type radial

Le schéma type radial est un type de système de collecte des eaux usées utilisé lorsque l'agglomération est située sur un terrain plat. Ce type de schéma est particulièrement adapté aux terrains plats où la pente naturelle n'est pas suffisante pour assurer l'écoulement des eaux usées. Le schéma radial permet de collecter les eaux usées à partir de différents points de l'agglomération et de les transporter vers un bassin de collecte central, avant de les relever vers la station d'épuration.

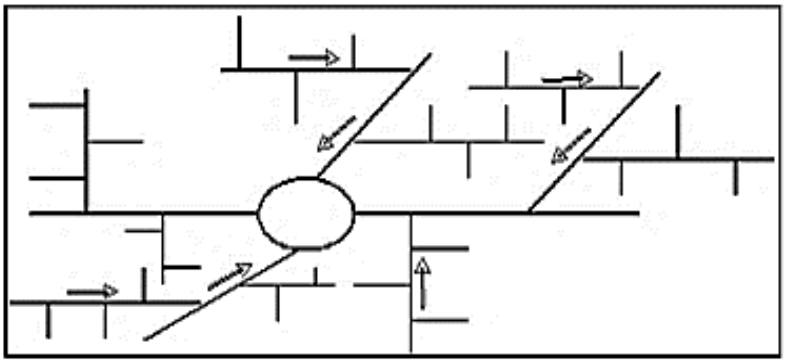


Figure III-4. Schéma type radial

4.5 Schéma transversal ou oblique

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

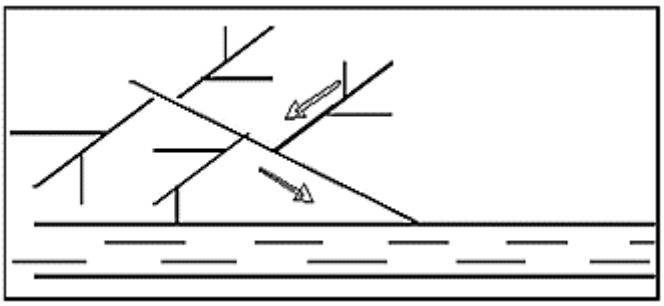


Figure III-5. Schéma transversal ou oblique

4.6 Le choix du schéma d'évacuation

Le schéma du réseau d'évacuation à choisir dépend de plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques techniques et locales du site : le système déjà en place, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitations à desservir.
- Les aspects environnementaux : tels que le type de déversement, l'écosystème récepteur et l'emplacement de la station d'épuration le cas échéant.
- Les considérations économiques : comprenant les coûts initiaux et les frais d'entretien et d'investissement.

Remarque : Dans notre cas, le schéma le plus adéquat à adapter est celui du schéma par déplacement latéral.

5 Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est un rapport qui exprime le volume d'eau qui ruisselle d'une surface pendant un événement pluvial par rapport au volume de pluie qui tombe sur cette surface. cette valeur dépend de :

- Nature de sol.
- La durée de chute de pluie.
- La saturation d'évaporation d'air.
- La pente.
- la présence d'infrastructures imperméables comme les routes ou les bâtiments.

Le coefficient de ruissellement se détermine suivant les cas suivants :

- **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau III-1. Valeurs de coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.

Type d'occupation du sol		Cr
Commercial		0.70-0.95
Résidentiel	Lotissement	0.30-0.50
	Collectifs	0.50-0.75
	Habitats dispersé	0.25-0.40
Industriel		0.50-0.80
Parcs et jardins publics		0.05-0.25
Terrains de sport		0.1-0.3
Terrains vagues		0.05-0.13
Terrains agricoles	Drainées	0.05-0.13
	Non drainées	0.03-0.07

Source : Satin et al. (2006)

- **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau III-3. Valeurs de coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface.

Nature de la surface	Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.90
Chaussées avec peu de joints	0.85-0.90
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75-0.85
Pavage en blocages	0.40-0.50
Surfaces goudronnées	0.25-0.60
Chemin en gravier	0.25-0.30
Gare, terrain de sport	0.10-0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05-0.25
Forets	0.01-0.20

Source : Polycopies d'assainissement de Dr S. BOUALEM 2014

Coefficient de ruissellement pondéré

Le coefficient de ruissellement pondéré permet d'évaluer le ruissellement global d'un projet en tenant compte de la diversité des surfaces.

- Identifier les différentes surfaces élémentaires (Ai) avec leurs coefficients de ruissellement respectifs (Cri)

- Calculer le coefficient de ruissellement moyen pondéré selon la formule :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} \times A_i}{\sum A_i} \quad \text{..... (III.1)}$$

Avec :

- Ai : la surface de chaque surface élémentaire.
- Cri : le coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

5.1 Estimation de coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

Nous allons calculer le coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous-bassin en se référant au plan de masse de la zone d'étude. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III-4. Valeurs de coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

Surface élémentaire	Surface A_i (ha)	C_{rp}
1	4,37	0,60
2	3,19	0,55
3	2,53	0,61
4	3,07	0,56
5	3,72	0,57
6	1,79	0,64
7	2,13	0,46
8	2,54	0,52
9	3,43	0,44
Total	26,78	0,55

5.2 Estimation de la population de chaque surface élémentaire

Pour évaluer la population de chaque surface élémentaire, on utilise une méthode qui tient compte de la relation entre le coefficient de ruissellement et la densité de population. Les étapes suivantes sont suivies :

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque surface drainée.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total.

- On calcule la densité partielle de chaque surface drainée.
- On déduit le nombre d'habitants dans chaque surface drainée.

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire par la formule suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P_t}{C_{rp} \times A} \quad \text{……. (III.2)}$$

Avec :

- D_i : la densité partielle d'habitation (hab/ha).
- C_{ri} : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.
- P_t : population totale à l'horizon (2054).
- A : surface totale de la zone d'étude (ha).

Le nombre d'habitant de chaque surface élémentaire est donné par la relation :

$$P_i = D_i \times A_i \quad \text{……. (III.3)}$$

Avec :

- P_i : nombre d'habitant de chaque surface élémentaire.
- D_i : densité partielle d'habitation (hab/ha).
- A_i : surface partielle du sous-bassin (ha).

Les résultats de calcul du nombre d'habitants des surfaces élémentaires, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-5. Le nombre d'habitants de chaque surface élémentaire.

Surface élémentaire	Surface	C_{rp}	Densité	Nombre de population
1	4,37	0,60	67,9	296
2	3,19	0,55	62,2	198
3	2,53	0,61	69,0	175
4	3,07	0,56	63,3	195
5	3,72	0,57	65,0	242
6	1,79	0,64	73,0	131
7	2,13	0,46	52,0	111
8	2,54	0,52	58,0	148
9	3,43	0,44	49,8	171
Total	26,78	0,55	62,2	1666

6 Conclusion

Ce chapitre nous a fourni les critères essentiels pour évaluer avec précision les débits d'évacuation, ce qui est crucial pour réaliser un calcul hydraulique approprié pour notre agglomération. Les éléments clés à considérer sont les suivants :

- Le découpage de la zone d'étude nous permet d'identifier 09 surfaces élémentaires.
- Le système d'assainissement choisi pour notre zone est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation choisi est le schéma à par déplacement latéral.
- Nous avons déterminé le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

1 Introduction

L'évaluation des débits des eaux usées et pluviales se concentre essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets. Le réseau d'assainissement a pour mission de collecter et d'évacuer les eaux de ruissellement et les eaux usées d'origine diverse. Dans ce chapitre, nous aborderons le calcul des débits à évacuer, qui constitue une étape cruciale dans la conception et la gestion des systèmes d'assainissement.

2 Evaluation des débits des eaux usées

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de déterminer la quantité des rejets à traiter, qui proviennent principalement des habitations. En effet, les eaux usées sont constituées d'effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique, telles que la fièvre typhoïde ou la dysenterie. Pour cette raison, il est essentiel d'évacuer ces eaux hors des limites de l'agglomération, afin de prévenir les risques de contamination de l'environnement et de protéger la santé publique.

3 Nature des eaux usées à évacuer

Selon l'activité qui a conduit à la pollution des eaux, on distingue quatre types des eaux usées :

- Les eaux usées domestiques.
- Les eaux usées de service public.
- Les eaux usées industrielles.
- Les eaux de ruissellements.
- Les eaux claires parasites.

3.1 Les eaux usées domestique

Les eaux usées domestiques sont un type d'eaux usées qui proviennent principalement des ménages. Elles comprennent les eaux provenant des toilettes, des lavabos, des douches, des machines à laver, des éviers de cuisine et les eaux de nettoyage proviennent du lavage de surfaces, de sols et d'articles ménagers.

3.2 Les eaux usées de service public

Les eaux usées de service publics sont des eaux usées provenant de diverses infrastructures publiques telles que les écoles, les hôpitaux, les bâtiments administratifs, les parcs, les centres commerciaux, les hôtels, les restaurants, etc.

3.3 Les eaux usées industrielle

De nombreuses usines de fabrication rejettent des eaux usées contenant des substances chimiques, souvent toxiques en fonction de leur origine. Ces eaux proviennent de divers procédés industriels et peuvent contenir une variété de polluants, notamment des métaux lourds, des composés organiques volatils et des matières en suspension. En raison de la nature nocive de ces eaux, il est crucial de les traiter avant de les introduire dans le réseau d'assainissement collectif. Le prétraitement en usine permet de séparer les solides et les liquides, de neutraliser les substances toxiques et de réduire la charge polluante globale de l'effluent.

3.4 Les eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement sont l'excès d'eau qui ne s'infiltre pas dans le sol après une pluie et qui s'écoule à la surface du sol. Elles sont généralement constituées d'eaux pluviales et des eaux de lavage. Les eaux de ruissellement peuvent contenir des polluants tels que des matières en suspension, des métaux lourds et des composés organiques volatils.

3.5 Les eaux claires parasites

Les eaux claires parasites (ECP) sont des eaux non chargées en pollution qui transitent dans le réseau d'assainissement. Elles proviennent de la surélévation de la nappe et de l’infiltration des eaux de ruissellement.

4 Estimation des débits des eaux usées

Plusieurs paramètres essentiels sont pris en compte pour estimer le débit des eaux usées, tels que la consommation moyenne d'eau potable par consommateur et par jour et le nombre d'habitants. On calcule le débit moyen journalier rejeté (Qmoyj) en se basant sur ces éléments, ce qui permet de déterminer la quantité d'eaux usées produite chaque jour.

4.1 Estimation de débit des eaux usées domestiques

L’estimation se fonde sur plusieurs paramètres essentiels qui sont :

- La consommation moyenne d'eau potable par habitant par jour (la dotation est estimée à 150 l/j/hab à l’horizon 2060 (source PNE).
- Nombre d’habitants ou de consommateurs.
- Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d’eau potable consommée.

L'estimation du débit d'eau usée domestique se fait généralement de la manière suivante :

- Calculer le débit moyen journalier rejeté (Qmoyj) en se basant sur la consommation moyenne d'eau potable par habitant et par jour, à laquelle on applique le coefficient de rejet (K_r).

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

$$Q_{r,\,moy,\,j} = \frac{K_r \times D \times P_i}{24 \times 3600} \quad \text{..... (IV.1)}$$

Avec :

- $Q_{r,\,moy,\,j}$: le débit moyen journalier usée (l/s).
- K_r : coefficient de rejet (pris égale 0,8).
- D : dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab.
- P_i : le nombre de population à l'horizon de chaque surface élémentaire (hab).

- Déterminer le coefficient de pointe (Kp) qui exprime les variations horaires de débit.

Le coefficient de pointe est calculé par les relations :

$$K_p = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Q_{r,moy,j}}} \quad \text{si} \quad Q_{r,\,moy,\,j} \geq 2{,}8 \text{ l/s.} \quad \text{..... (IV.2)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{r,\,moy,\,j} < 2{,}8 \text{ l/s.} \quad \text{..... (IV.3)}$$

- Calculer le débit de pointe (Qp) en multipliant le débit moyen par le coefficient de pointe :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{r,\,moy,\,j} \quad \text{..... (IV.4)}$$

Avec :

- Q_{pte} : débit de pointe (l/s).
- K_p : coefficient de pointe.
- $Q_{r,\,moy,\,j}$: le débit moyen journalier usée (l/s).

Les débits usés domestiques sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-01. Les débits moyens journaliers et les débits usés domestiques.

Surfaces élémentaires	Surface (ha)	Nombre de population	Dotation	Débit journalier (l/j)	Débit journalier (l/s)	K_p	Débit de pointe (l/s)
SB01	4,37	296	150	35548,27	0,41	3	1,234
SB02	3,19	198	150	23793,90	0,28	3	0,826
SB03	2,53	175	150	20962,72	0,24	3	0,728
SB04	3,07	195	150	23358,26	0,27	3	0,811
SB05	3,72	242	150	29017,00	0,34	3	1,008
SB06	1,79	131	150	15690,28	0,18	3	0,545
SB07	2,13	111	150	13321,73	0,15	3	0,463
SB08	2,54	148	150	17707,05	0,20	3	0,615
SB09	3,43	171	150	20483,04	0,24	3	0,711

4.2 Estimation de débit des équipements publics

Le débit des équipements publics est estimé par la formule suivante :

$$Q_{r,\,moy,\,eq} = K \times Q_{r,\,moy,\,j} \quad \text{..... (IV.5)}$$

Avec :

- $Q_{r,\,moy,\,eq}$: débit moyen des équipements publics.
- K : coefficient de majoration selon PNE (plan nationale de l'eau).
- $Q_{r,\,moy,\,j}$: débit moyen journalier usée (l/s).

Le coefficient de majoration K :

- Déterminer le type de l'agglomération selon la classification de PNE qui est présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-02. Classification de type de l'agglomération selon le nombre d'habitants.

Nombre de population	Type de l'agglomération
Alger, Oran, Constantine, Annaba	Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)
Villes de plus de 300.000 hab	Les métropoles
100.000 hab < population ≤ 300.000 hab	L'urbain dit « supérieur »
20.000 hab < population ≤ 100.000 hab	L'urbain
5000 hab < population ≤ 20.000 hab	Semi-urbain
3000 hab < population ≤ 5000 hab	Semi-rural
600 hab < population ≤ 3000 hab	Rural aggloméré
Population inférieure ou égale à 600 hab	Rural éparse

Source : Plan nationale de l'eau

Le type de notre agglomération est rural aggloméré caractérisée par une population de 1666 habitants.

- Déterminer le coefficient de majoration selon le type de l'agglomération ; le tableau suivant présente la valeur de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération :

Tableau IV-03. Les valeurs de coefficient de majoration selon le type de l'agglomération.

Source : Plan nationale de l'eau

Type de l'agglomération	**Taux de majoration autres usages**			
	Taux administrations	**Taux commerce**	**Taux artisanat et petite industrie**	**Taux total**
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Les métropoles	30	15	15	60
L'urbain dit « supérieur »	25	12.5	12.5	50
L'urbain	20	10	10	40
Semi-urbain	15	10	10	35
Semi-rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Rural éparse	0	0	0	0

On prend le coefficient de majoration K égale à 15%.

Les débits des équipements publics :

Les débits usés des équipements publics sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-04. Les débits usés des équipements publics.

Sous bassin	Surface (ha)	Débit des équipements (l/s)	K_p	Débits des eq, publics de pointe (l/s)
SB01	4,37	0,06	3	0,19
SB02	3,19	0,04	3	0,12
SB03	2,53	0,04	3	0,11
SB04	3,07	0,04	3	0,12
SB05	3,72	0,05	3	0,15
SB06	1,79	0,03	3	0,08
SB07	2,13	0,02	3	0,07
SB08	2,54	0,03	3	0,09
SB09	3,43	0,04	3	0,11

5 Estimation de débit des eaux pluviales

Le dimensionnement d'un réseau pluvial repose sur l'estimation des précipitations les plus intenses sur une période de retour donnée, généralement 10 ans (débit décennal). Des méthodes telles que la méthode rationnelle et la méthode de Caquot sont utilisées pour calculer les débits pluviaux afin de déterminer les diamètres des conduites, et garantir la capacité d'auto-curage du réseau dimensionné.

5.1 La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est une approche utilisée pour estimer le débit de pointe des eaux pluviales lors d'événements pluvieux intenses, le résultat est meilleur pour des surfaces plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Elle se base sur la formule qui exprime le débit de pointe comme le produit de la superficie du sous-bassin, de l'intensité de pointe de la pluie, un coefficient de ruissellement, et un coefficient réducteur de l’intensité de pluie.

Cette méthode est utilisée pour les surfaces inférieure à 150ha. Le débit pluvial est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{pluv} = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{..... (IV.6)}$$

Avec :

- Q_{pluv} : débit d'eau de ruissellement (l/s).
- α : coefficient réducteur de l'intensité de pluie.
- C_r : coefficient de ruissellement.
- I : intensité moyenne de précipitations (l/s/ha).
- A : la surface du sous-bassin (ha).

5.1.1 coefficient réducteur de l'intensité de pluie

c'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité.si la surface est inférieure ou égale à 10 ha on prend α est égale à 1. Sinon, on considère une surface assimilée à un rectangle de longueur « x » et une largeur moyenne « y » drainée par un collecteur.

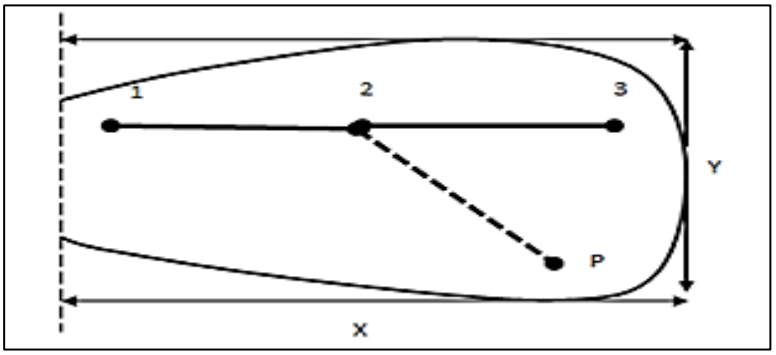


Figure IV.01. Principe schématique de détermination du α

Avec :

- P : point se trouve en amont du collecteur (1-2)
- (p-2) : la distance du point 2 située à l'amont du tronçon étudié au point P.

Le tableau suivant présente les valeurs du coefficient « α » en fonction de la distance.

Tableau IV-05. Valeur du coefficient réducteur « α », en fonction de la distance.

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y< X/2	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
Y> X/2	0.9	0.86	0.83	0.8	0.78	0.76	0.75
(P-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y< X/2	0.76	0.75	0.73	0.72	0.7	0.69	0.68
Y> X/2	0.72	0.7	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

5.1.2 Les hypothèses de la méthode rationnelle

- Supposer l'écoulement est uniforme.
- Supposer des surfaces élémentaires de forme remarquable ayant la même nature du sol.
- Le débit de pointe est observé à l'exutoire si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration de la superficie.
- Supposer le coefficient de ruissellement est constante pendant toute la durée de pluie.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale.

5.1.3 Les limites de la méthode rationnelle

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la méthode rationnelle pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont :

- Coefficient de ruissellement : $0.2 \leq C_r \leq 1$.
- Surface totale : $A < 150$ ha.
- La pente : $0.2\% \leq I \leq 5\%$.
- Longueur de collecteur principale : $200\ m \leq L \leq 2800\ m$.
- le temps de concentration ne dépasse pas 30 min. $t_c = t1 + t2$.

5.1.4 Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition de la surface totale en surfaces élémentaires est toujours assez grossièrement approchée.
- On suppose que le coefficient de ruissellement est constant sur toute la surface pendant la durée de l'averse ce qui est souvent loin de la réalité.
- Cette méthode ne tient pas compte de stockage de l'eau sur la surface.

5.1.5 Les inconvénients de la méthode rationnelle

- L'estimation du temps de concentration est souvent difficile.
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies (variation de l'intensité).
- Cette méthode sous-estime les débits de pointe observés.

5.1.6 temps de concentration

c'est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné à la durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport drainée de la surface considéré. Le temps de concentration se compose :

- du temps t_1 en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ».

$$t_1 = \frac{L}{60v} \quad \text{..... (IV.7)}$$

- du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 min.
- du temps t_3 de ruissellement dans une surface de pente I en % ne comportant pas de canalisation autrement dit du parcours superficiel de la surface de longueur L_s en km.

$$t_3 = \frac{L_S}{11 \times \sqrt{I}} \quad \text{..... (IV.8)}$$

5.2 Calcul des débits pluviaux

La méthode rationnelle est la plus adaptée à notre situation en considérant les caractéristiques de notre localité, telles que la surface, la pente et le coefficient de ruissellement.

Les débits pluviaux sont calculés dans le tableau suivant :

Tableau IV-06. Les résultats des débits pluviaux.

Sous bassin	Surface (ha)	C_{pr}	α	Intensité (l/s/ha)	Débit pluviale (l/s)
SB01	4,37	0,60	0.79	163,66	339
SB02	3,19	0,55	0.84	163,66	241.19
SB03	2,53	0,61	0.82	163,66	207.11
SB04	3,07	0,56	0.81	163,66	227.90
SB05	3,72	0,57	0.8	163,66	277.61
SB06	1,79	0,64	0.84	163,66	157.49
SB07	2,13	0,46	0.85	163,66	136.30
SB08	2,54	0,52	0.83	163,66	179.41
SB09	3,43	0,44	0.82	163,66	202.53

6 Estimation de débit parasites

Le débit des eaux claires parasites est difficile à déterminer, en pratique, nous estimons ce débit à environ 0.15 l/s/ha. Le tableau suivant présente les valeurs de débit des eaux parasites dans chaque sous-bassin :

Tableau IV-07. Les débits des eaux claires parasites dans chaque sous-bassin.

Sous bassin	Surface (ha)	Q parasites (l/s/ha)	Q parasite (l/s)
SB01	4,37	0,150	0,65
SB02	3,19	0,150	0,48
SB03	2,53	0,150	0,38
SB04	3,07	0,150	0,46
SB05	3,72	0,150	0,56
SB06	1,79	0,150	0,27
SB07	2,13	0,150	0,32
SB08	2,54	0,150	0,38
SB09	3,43	0,150	0,51

7 Estimation des débits totaux

Tant que le réseau choisi est de type unitaire, il reste juste à calculer le débit total de chaque sous-bassin, qui correspond à la somme des débits pluviaux et usées. Le tableau suivant résume le débit total dans chaque sous bassin :

Tableau IV-08. Les débits totaux dans chaque sous-bassin.

Sous bassin	Surface (ha)	Débit pointe domestique (l/s)	Débit pluviale (l/s)	Q parasite (l/s)	Débit total (l/s)
SB01	4,37	1,419	339	0,65	341.06
SB02	3,19	0,950	241.19	0,48	242.62
SB03	2,53	0,837	207.11	0,38	208.32
SB04	3,07	0,933	227.90	0,46	229.29
SB05	3,72	1,159	277.61	0,56	279.32
SB06	1,79	0,627	157.49	0,27	158.38
SB07	2,13	0,532	136.30	0,32	137.15
SB08	2,54	0,707	179.41	0,38	180.49
SB09	3,43	0,818	202.53	0,51	203.85

8 Conclusion

Dans ce chapitre, les différents débits à prendre en compte pour le dimensionnement du réseau d'assainissement ont été estimés et évalués. Ces débits comprennent à la fois les eaux usées et les eaux pluviales. L'importance de ce chapitre réside dans sa capacité à évaluer les divers paramètres qui constituent la base pour élaborer un calcul hydraulique approprié, ce qui permet ensuite de dimensionner le système d'évacuation.

1 Introduction

Le diagnostic de l'état du réseau existant et de ses ouvrages annexes a été établi sur la base des visites et investigations quotidiennes sur la totalité de la zone d'étude. Suite aux visites sur site et aux diagnostics du système existant, des anomalies ont été identifiées afin d'améliorer l'état du réseau existant tel que : l'état physique et hydraulique des collecteurs, l'état des regards... Ces améliorations peuvent englober le renouvèlement des ouvrages ou le redimensionnement du réseau, si cela s'avère nécessaire pour garantir un fonctionnement optimal et répondre aux besoins actuels et futurs en matière d'assainissement.

2 Description du réseau d'assainissement existant

Le réseau d'assainissement existant de la mocalité d'OUALLA se compose principalement de plusieurs collecteurs principaux avec deux points de rejet à savoir partie nord et partie sud vers les oueds existant en drainant leurs bassins versants respectifs.

Le diagnostic a démontré que le réseau de la localité d'Oualla est constitué de deux points de rejets, qui intercepte les eaux usées et pluviales de la zone :

- **Rejet n°01 :** est localisé au sud-ouest de la ville de Oualla sans aucun traitement, rejet vers l'oued en DN600BA.

Figure V.01. Figure V.01. 1er point de rejet des eaux usées et pluviales (source BET-AH2E)

- **Rejet n°02 :** est localisé au nord-ouest de la ville de Oualla sans aucun traitement, rejet

vers l'oued en DN300/BA.

Figure V.02. 2ème point de rejet des eaux usées et pluviales (source BET-AH2E)

La répartition de l'ensemble des collecteurs composé 6476m de diamètres, formes et matériaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau V-1. La répartition de l'ensemble des matériaux des collecteurs et ses linéaires.

Réseau d'assainissement Oualla		
Matériaux	**linéaire**	**Pourcentage (%)**
Béton Comprimé	500	7.72
PVC	2800	43.24
Béton Comprimé	112	1.73
PVC	560	8.65
Béton Comprimé	880	13.59
PVC	330	5.10
Béton Comprimé	75	1.16
PVC	762	11.77
Béton Armé	457	7.06
/	6476	100

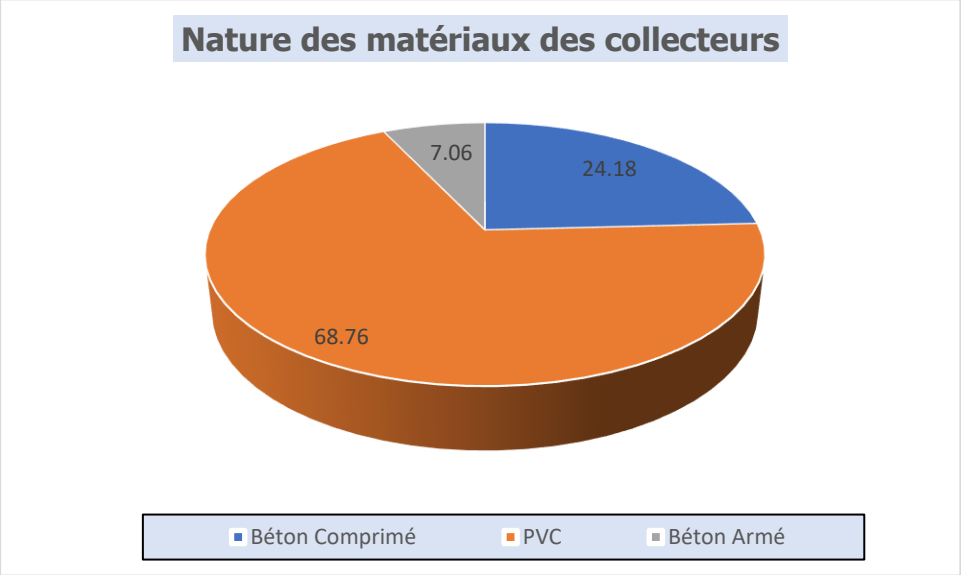


Figure V.03. Diagramme à secteurs de nature des matériaux des collecteurs

La répartition de l'ensemble des diamètres des collecteurs est présentée dans le tableau suivant :

Tableau V-2. La répartition de l'ensemble des diamètres des collecteurs

Réseau d'assainissement Oualla		
Diamètre	**linéaire**	**Pourcentage (%)**
300 mm	3972	61.34
400 mm	2047	31.62
600 mm	457	7.06

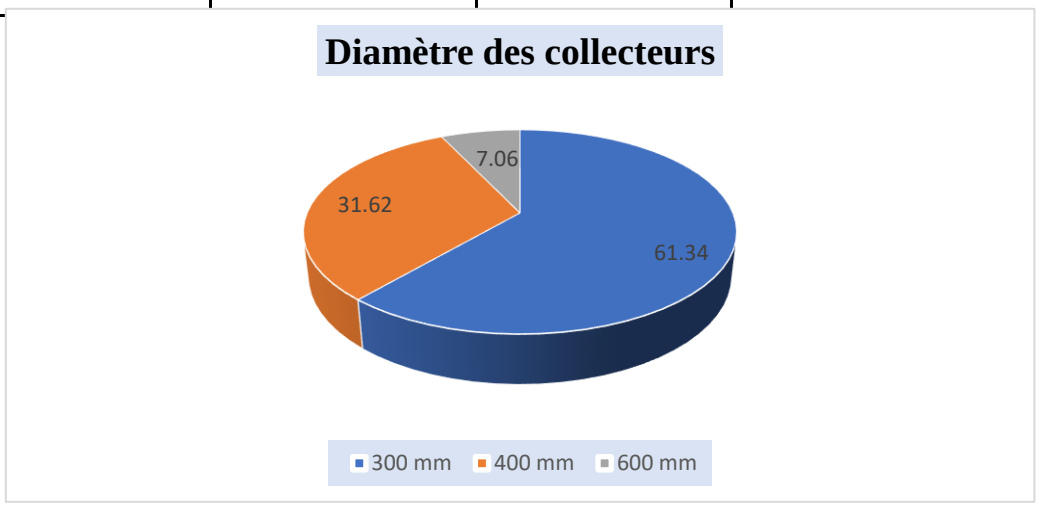


Figure V.04. Diagramme à secteurs de diamètre des collecteurs

3 Diagnostic du réseau actuel

Dans le cadre de réaliser cette étude, les ingénieurs du Bureau d'Etudes ont entamé le diagnostic des collecteurs constituant le réseau existant de la localité OUALLA, à savoir les collecteurs principaux, secondaires et les ouvrages de rejets.

3.1 Diagnostic physique

Le bureau d'études a entamé le diagnostic physique du réseau existant et de ses ouvrages annexes. Cette phase consiste à élaborer un rapport de diagnostic complet qui décrira de manière précise l'état physique et réel des collecteurs existants ainsi d'identifier leurs paramètres hydrauliques (Diamètres, Matériaux…).

3.1.1 L'état des ouvrages annexes

- **Déversoir d'orage :**

  Il n'existe pas un déversoir d'orage dans ce réseau d'assainissement.

- **Regards de visites :**

  Le réseau d'assainissement de la localité d'Oualla comprend au total 189 regards, dont 69 regards ont été visités où :

- 63 regards sont en bon état.
- 46 regards nécessitent un curage due au problème de dépôt.
- 22 regards fermés ou sous la chaussée.

Les exemples de la fiche diagnostic sont présentés dans la figure 04 (source BET-AH2E)

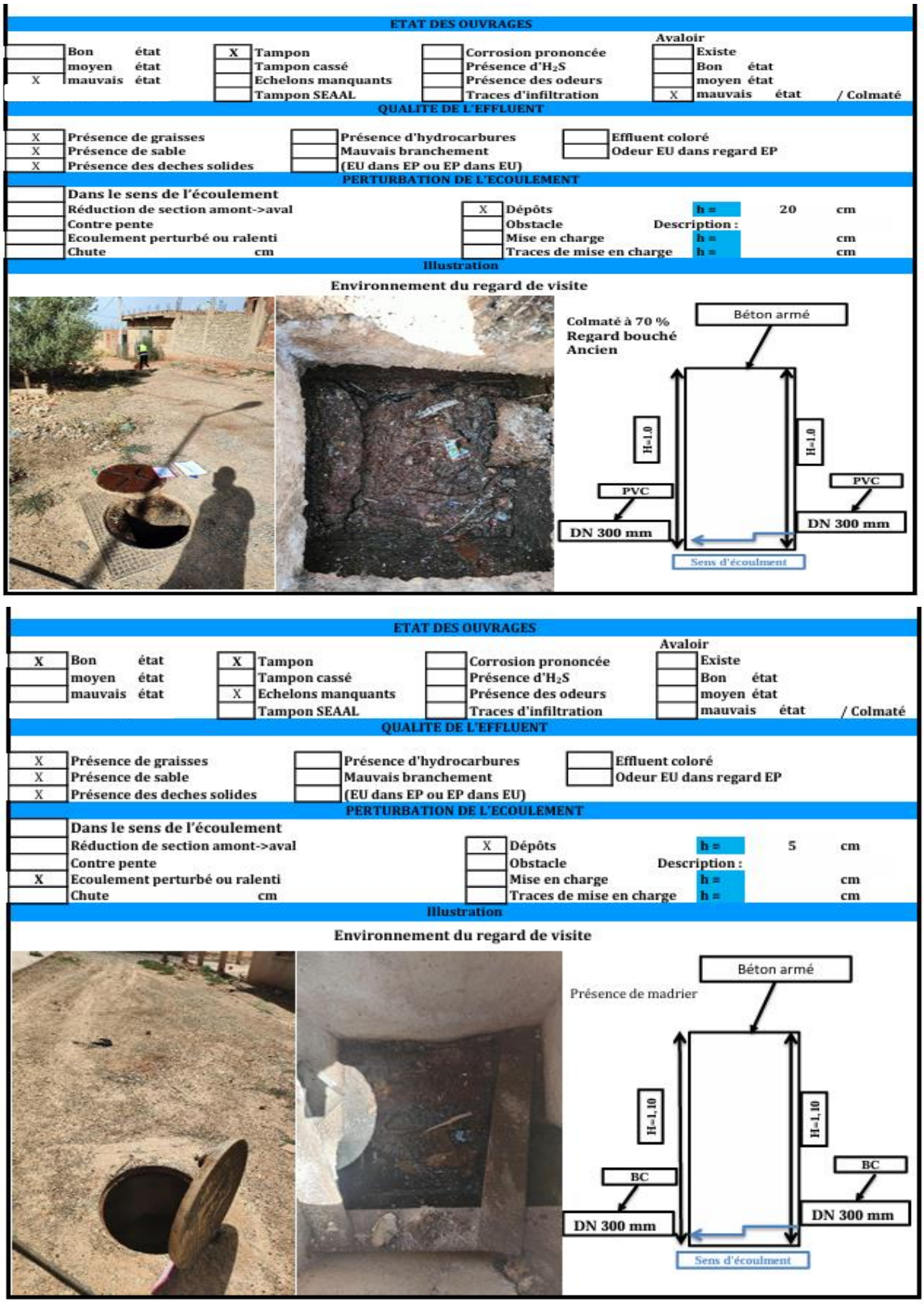


Figure V.05. Exemple d'une fiche de diagnostic des regards.

3.1.2 Etats des collecteurs

Le réseau d'assainissement d'Oualla présente un linéaire total de 6476 mètres. Selon le diagnostic effectué, plusieurs collecteurs ont été identifiés comme étant en mauvais état dans la localité, principalement des conduites de diamètres 300 mm et 400 mm réalisées en béton comprimé et PVC.

3.2 Diagnostic hydraulique

L'objectif de cette phase est de :

- Élaborer une simulation hydraulique du réseau existant en utilisant les débits calculés en chapitre 04 en utilisant les pentes du réseau existant.
- Vérifier la capacité de fonctionnement des collecteurs existants à l'aide de cette simulation.

3.2.1 Récapitulatif de l'état physique et hydraulique du réseau d'assainissement

Le tableau suivant présente les résultats de diagnostic physique et hydraulique du réseau d'assainissement existant :

Tableau V-3. Récapitulatif de diagnostic physique et hydrauliques des collecteurs du réseau d'assainissement (source BET-AH2E)

Tronçon	diagnostic physique	diagnostic hydraulique	Conclusion
R1-R16	Dégradation béton	Diamètre non suffisant	A renouvelé
R16-R21	Bon état		A renouvelé
R25-R27	Mauvais état	Diamètre non suffisant	A renouvelé
R27-R29	Bon état		A renouvelé
R93-R95	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R95-R88	Bon état	Diamètre non suffisant	A renouvelé
R177-R27	Bon état	Diamètre suffisant auto-curage vérifié	A maintenir
R79-R13	Mauvais état	Diamètre non-suffisant	A renouvelé
R98-R89	Mauvais état	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R118-R111	Dégradation béton	Diamètre non-suffisant	A renouvelé
R156-R119	Mauvais état	Diamètre suffisant Auto-curage vérifié	A maintenir
R160-R120	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R146-R151	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R142-R118	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R71-R73	Mauvais état	Auto-curage vérifié Diamètre suffisant	A renouvelé
R74-R68	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R62-R65	Dégradation béton	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R65-R69	Bon état	Auto-curage vérifié Diamètre suffisant	A maintenir
R133-R132	Bon état	Diamètre suffisant Auto-curage vérifié	A maintenir
R126-R122	Bon état	Diamètre suffisant Auto-curage vérifié	A maintenir
R58-R61	Mauvais état	Auto-curage non vérifié	A renouvelé
R44-R2	Dégradation béton	Diamètre suffisant	A renouvelé
R31-R1	Bon état	Diamètre suffisant Auto-curage vérifié	A maintenir

3.3 Principaux problèmes rencontrés dans les réseaux d'assainissement

- Dégradation des collecteurs en béton comprimé.
- Absence totale de déversoir d'orage.
- Rejet des eaux usées vers l'oued sans traitement.
- Problèmes de dépôt des regards de la zone.
- Le sous-dimensionnement des collecteurs principales.
- L'auto-curage n'est pas vérifié pour la majorité du système.

3.4 Recommandations

- Renouvelé les collecteurs qui sont en béton comprimés par des conduites en PVC ou en béton armé.
- Renouvelé les collecteurs qui sont de mauvais état physique et hydraulique.
- Implantation d'un déversoir d'orage à l'aval de l'agglomération.
- Projeté un système de traitement des eaux usées.

4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a entamé le diagnostic du réseau d'assainissement de la zone d'étude ou son objectif est :

- Identifier les problèmes rencontrés du réseau d'assainissement.
- Redimensionner le réseau d'assainissement existant en fonction des nouveaux débits estimés.
- Évaluer la capacité du réseau existant à absorber ces nouveaux débits d'eaux usées et pluviales.
- Identifier les tronçons sous-dimensionnés ou en surcharge qui nécessiteraient des travaux de réhabilitation ou d'extension.

1 Introduction

Le dimensionnement du réseau d'assainissement de type unitaire, englobant les collecteurs et les ouvrages spéciaux, doit respecter des normes d'écoulement précises. Pour garantir une évacuation efficace, il est crucial de prendre en considération les éléments suivants :

- Les collecteurs d'assainissement doivent être conçus de manière à garantir une évacuation rapide et efficace des eaux usées hors des habitations.
- Garantir les conditions d'hygiène satisfaisantes lors du transport des eaux usées.
- Assurer l'évacuation des eaux pluviales sans débordement.

2 Dimensionnement du réseau d'assainissement

2.1 Les normes d'écoulement

- Une vitesse maximale de 4 à 5 m/s à pleine section.
- Une vitesse minimale, nécessaire pour garantir l'auto-curage des canalisations de 0,6 m/s pour un système unitaire.

2.2 Mode de calculs

Afin de dimensionner un réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

- l'écoulement dans le réseau est considéré comme uniforme à surface libre.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} » ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

2.2.1 Débit

Après avoir calculé tous les débits de chaque sous-bassin, on détermine le débit de chaque conduite.

- Débit unitaire :

  Le débit unitaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.unitaire} = \frac{Q_t}{\sum L_i} \quad \text{..... (VI.1)}$$

  Avec :

- $Q_{moy.unitaire}$: débit moyen unitaire (l/s/ml).
- Q_t : débit total rejeté par chaque sous bassin en (l/s).
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons de chaque sous bassin en (m).

- **Débit de chaque tronçon :**

  Le débit de route est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,t} = Q_{moy.unitaire} \times L_i \quad \text{..... (VI.2)}$$

  Avec :

- $Q_{moy,t}$: Débit moyen de chaque trançon (l/s).
- $Q_{moy.unitaire}$: débit moyen unitaire (l/s/ml).
- L_i : longueur de tronçon (m).

2.2.2 La pente

La pente de chaque tronçon est calculée par la formule suivante :

$$I = \frac{C_{Tamont} - C_{Taval}}{L} \quad \text{..... (VI.3)}$$

Avec :

- I : Pente de tronçon entre deux regards (m/m).
- C_{Tamont} : Cote de terrain naturel à l'amont de tronçon (m).
- C_{Taval} : Cote de terrain naturel à l'aval de tronçon (m).
- L : longueur de tronçon (m)

2.2.3 Diamètres

la formule de la continuité :

$$Q = V \times S \quad \text{..... (VI.4)}$$

Avec :

- Q : Débit (m^3/s).
- S : section mouillée (m^2).
- V : vitesse d'écoulement.

Pour le dimensionnement de notre localité, on utilise la formule de Manning, le diamètre est déterminé par l'expression :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2036 \times Q_t}{K_s \times \sqrt{I_i}}\right)^{\frac{3}{8}} \quad \text{..... (VI.5)}$$

Avec :

- Dcal: Diamètre de la conduite en (m).
- Qt : Débit de chaque tronçon en (m3 /s).

- I_i : Pente de chaque tronçon en (m/m).
- Ks : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.
  Pour notre réseau d'assainissement, on prend Ks= 100 $m^{1/3}$. $s-1$ pour le PVC et Ks= 75$m^{1/3}$. $s-1$ pour le béton. Par la suite, on normalise les diamètres à l'aide d'un catalogue des diamètres normalisés.

2.2.4 Vitesse à pleine section

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

- Dans le cas d'une pleine section : le rayon hydraulique Rh = Dn⁄4
  Donc on a :

$$V_{ps}= K_s\times(\frac{D_N}{4})^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{I} \quad \text{..... (VI.6)}$$

2.2.5 Débit à pleine section

Le débit à pleine section est calculé avec la formule suivante :

$$Q_{ps}= V_{ps}\times\frac{\pi\times D_n{}^2}{4} \quad \text{..... (VI.7)}$$

2.2.6 Le rapport des débits

Le rapport de débit est calculé avec la formule suivante :

$$R_q=\frac{Q}{Q_{ps}} \quad \text{..... (VI.8)}$$

2.2.7 Le rapport de vitesse

Le rapport de vitesse est calculé avec la formule suivante :

$$R_v= 25.63\times r_Q{}^6+93.647\times r_Q{}^5-134.25\times r_Q{}^4+95{,}24\times r_Q{}^3-35.151\times r_Q{}^2+7.0395\times r_Q+0.226 \quad \text{(VI.9)}$$

2.2.8 La vitesse réelle

Le rapport de vitesse est calculé avec la formule suivante :

$$V=Rv\times Vps \quad \text{..... (VI.10)}$$

2.2.9 Le rapport des hauteurs

Le rapport des hauteurs est calculé avec la formule suivante :

$$r_H=-11.423\times r_Q{}^6+40.641\times r_Q{}^5-55.497\times r_Q{}^4+37.115\times r_Q{}^3-12.857\times r_Q{}^2+2.8373\times r_Q+0.0359 \quad \text{(VI.11)}$$

La hauteur de remplissage

La hauteur de remplissage est calculée avec la formule suivante :

$$H= R_h\times D_N \quad \text{..... (VI.12)}$$

3 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement, des conditions doivent êtres vérifier ; à noter :

- **Ecoulement gravitaire :** les eaux usées s'écoulent naturellement en suivant la pente du terrain sans nécessiter de pompes.
- **Vitesse d'auto-curage :** Pour éviter la sédimentation de particules solides dans les conduites, il est crucial de maintenir une vitesse minimale d'écoulement. En général, on recommande une vitesse d'au moins 0,6 m/s pour un dixième du débit de pleine section et 0,3 m/s pour un centième du débit de pleine section.
- **Vitesse d'érosion :** Les conduites doivent être conçues pour éviter des vitesses d'écoulement excessives, généralement supérieures à 4 à 5 m/s. Des vitesses plus élevées peuvent entraîner une érosion rapide des parois internes des conduites, ce qui peut entraîner des dommages structurels et des coûts de maintenance supplémentaires.

Les résultats du dimensionnement des conduites et des systèmes d'assainissement sont détaillés dans les annexes

4 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de redimensionner le réseau d'assainissement partiellement. Nous avons gardé quelques tronçons nous avons jugé utiles et bien dimensionné.

1 Introduction

Les ouvrages annexes sont essentiels pour la gestion efficace des réseaux d'égout pour le bon fonctionnement de ces réseaux. Ces éléments incluent les caniveaux, les dalots, les canalisations, les regards de visite, les grilles avaloirs, les collecteurs…etc.

Les éléments d'un réseau d'égout se composent de deux types d'ouvrages essentiels :

- **Ouvrages principaux :** Ces éléments comprennent l'ensemble des tronçons qui acheminent les effluents jusqu'au point de rejet final. Les canalisations et les collecteurs font partie de ces ouvrages principaux qui assurent le transport efficace des eaux usées vers les stations de traitement.
- **Ouvrages annexes :** ces ouvrages englobent toutes les constructions et installations telles que les bouches d'égout, les regards de visite, les déversoirs d'orage, les grilles et d'autres équipements qui facilitent l'entretien, la surveillance et l'exploitation rationnelle du réseau d'assainissement.

2 Les ouvrages principaux

2.1 Conduites

Tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, le plus souvent normalisés ou construits sur place, visitables ou non. Ils peuvent être de forme ovoïde ou circulaire avec différents matériaux comme le béton, le PRV…etc.

2.2 Types des matériaux des conduites

2.2.1 Conduites en béton non armé

Les conduites en béton non armé sont conçues à partir de béton sans armature métallique. Ils sont spécifiquement destinés aux systèmes de drainage des eaux pluviales et d'assainissement. Ils sont résistants à la corrosion et dotés d'une longue durée de vie, en faisant ainsi un choix fiable et durable pour ces applications essentielles.

2.2.2 Conduites en béton armée

Les conduites en béton armé présentent une structure similaire à celle des conduites en béton non armé, mais ils intègrent des armatures en acier pour renforcer leur résistance à la traction. Ces conduites sont destinées aux réseaux d'égouts et de drainage.

2.2.3 Conduites en Polychlorure de Vinyle (PVC)

Les tuyaux en polychlorure de vinyle (PVC) sont largement utilisés dans les réseaux d'assainissement et de drainage en raison de leurs nombreux avantages, ils offrent une combinaison de solidité, de durabilité et de résistance chimique.

2.2.4 Conduites en Fonte

Les conduites en fonte, se caractérisent par une solidité, une résistance à la corrosion et une durabilité remarquable, les rendant particulièrement adaptés aux réseaux de distribution d'eau potable et refoulement d'assainissement.

2.3 Choix du type des matériaux des conduites

Le choix du type de canalisation dépendra des besoins spécifiques tels que :

- la nature chimique des eaux usées.
- Les pentes du terrain.
- Les diamètres des conduites.
- La stabilité ou il y a des efforts extérieurs dus au remblai.
- La disponibilité sur le marché.
- Bonne résistance mécanique.

3 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes sont des constructions et installations complémentaires essentiels pour permettre l'exploitation efficace d'un réseau d'égout. Ces ouvrages se divisent en deux catégories :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

3.1 Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont des éléments essentiels en amont ou le long des réseaux d'assainissement. Leur rôle principal est d'assurer la fonction d'accès au réseau ou de recette des effluents. Ces ouvrages sont classés en trois types.

3.1.1 Les branchements

Les branchements sont des conduites qui relient les maisons, les commerces et les entreprises au réseau d'égout.

3.1.2 Les fossés :

Les fossés sont destinés à la recueillie des eaux provenant des chaussées en milieu rural.

3.1.3 Les caniveaux :

Les caniveaux collectent des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs, puis les transportent jusqu'aux bouches d'égout pour l'évacuation.

3.1.4 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). la distance moyenne entre les bouches d'égout est d'environ 50 mètres.

3.1.5 Les regards

Un regard est une structure enterrée qui offre un accès direct aux ouvrages visitables pour le débourbage, le nettoyage et l'aération des canaux. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site (si le terrain est accidenté la distance entre les regards est entre 30 et 50cm, sinon pour une zone plate, la distance sera entre 50 et 80cm).

3.1.5.1 L'emplacement d'un regard

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous point de jonction.
- Au changement de direction.
- Aux changements de pente.
- Aux points de chute.
- Pour les canalisations plus petites et non praticables.

3.1.5.2 Le rôle des regards

- Raccordement entre deux collecteurs.
- Ventilation.
- Pour la gestion des réseaux.
- Nettoyage et débourbage.

3.1.5.3 Les types des regards

- **Regard de visite :** leur rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour l'entretien du réseau.
- **Regard de jonction :** ils forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs
- de même diamètre ou non.
- **Regard latéral :** ce type de regard est utilisé pour les grands diamètres (>1m).
- **Regard de chute :** ce type de regard est utilisé dans les fortes pentes.
- **Regard double :** est utilisé pour le système séparatif.

3.2 Les ouvrages spéciaux

- **Déversoir d'orage**

un déversoir d'orage (DO) est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel, lorsque le débit amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires, dans le but de limiter les apports au réseau aval, et en particulier les stations d'épuration, en cas de pluie.

- **Les types de déversoirs**

- **Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :** La présence d'un seuil élevé dans la conduite d'amenée crée un ressaut, nécessitant un écoulement en amont. Les vannes utilisées sur les conduites de décharge peuvent être ajustées en fonction du débit passant par le déversoir.

- **Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre :** Il maintient un débit constant en aval, avec la conduite aval permettant un écoulement libre.

- **Choix du type de déversoir**

Pour notre zone d'étude on implante deux déversoirs à seuil frontal

- **Dimensionnement de déversoir d'orage**

a) Les données de base

- Diamètre d'entrée : De = 1000 mm.
- Débit des eaux pluvial : Qpl = 1.8661 m^3/s.
- Débit à pleine section : Qps = 2.244m^3/s.
- Débit d'eau usée : Qus= 0.0091 m^3/s.
- La pente égale à 0.0092 m/m.

b) Détermination du temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné à la durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport drainée de la surface considéré.

Le temps de concentration se compose :

- **Temps t_1 :** mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de la longueur « L » avec une vitesse « v ».

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad \text{…… (VII.1)}$$

On trouve t_1=5 minutes.

- **Temps t_2 :** mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. Ce temps varie de 2 à 20 min. dans notre cas, on prend t_2 = 10 min.
- **Temps t_3 :** dans une surface de pente I% ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \quad \text{…… (VII.2)}$$

Dans notre cas, la zone est urbanisée et comprend une canalisation, ce qui signifie que ce temps de concentration est composé de t_1 et t_2. Donc t_c= 5+10 = 15 min

c) Mode de calcul :

Dans notre étude, nous avons choisi un déversoir latéral situé au niveau du collecteur principale N°01 (R21-DO). Pour le calcul des déversoirs d'orage frontale On doit adopter :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme de débit en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P) :

$$Q_t = Q_{us} + Q_{pluv} \quad \text{…… (VII.3)}$$

$$Q_t = 1.8661 + 0.0091 = 1.8752 m^3/s.$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers un système de traitement, en tenant compte de dilution de 05 :

$$Q_{s.t} = 5 \times Q_{us} \quad \text{…… (VII.4)}$$

$$Q_{s.t} = 5 \times 0.0091 = 0.0455 \ m^3/s$$

$$Q_{cr} = Q_t \times z \quad \text{…… (VII.5)}$$

Avec :

- Q_{cr} : débit critique (m^3/s).
- Q_t : débit total (m^3/s).
- Z : coefficient de retardement (z=0.85)

$$Z= (1-\frac{t_c}{100}) \text{ ..... (VII.6)}$$

$$Q_{cr}= 1.8752\times0.85= 1.594 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit déversant :

$$Q_{dév}=Q_{cr}-Q_{s.t} \text{ ..... (VII.7)}$$

$$Q_{dév}= 1.594 -0.0455= 1.5485 \text{ m}^3/\text{s}$$

On détermine la hauteur de la lame déversée et la longueur du seuil déversant :

La hauteur de la lame d'eau déversant :

$R_{Qcr}=\frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}$ =0.71 et à partir de l'abaque on trouve $R_h=\frac{h_{cr}}{D}$ =0.61

$$h_{cr}=R_h\times D=0.61\times1000=610 \text{ mm.}$$

$R_{Qs.t}=\frac{Q_{s.t}}{Q_{ps}}$ = 0.020 et à partir de l'abaque on trouve $R_h=\frac{h_{st}}{D}$ =0.05

$$h_{s.t}=R_h\times D=0.05\times1000=50 \text{ mm.}$$

Remarque :

$h_{s.t}$=50 mm n'est pas réalisable en pratique, donc on va prendre $h_{s.t}$=200mm.

La hauteur d'eau déversante est :

$$h_d= h_t - h_{st} =610-200=410 \text{ mm}$$

La largeur du déversoir :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dév}= \mu \times L \times (H_{dév})^{3/2}\times\sqrt{2g} \text{ ..... (VII.8)}$$

Avec :

- μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ; μ=0.40.
- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) (en m) ;
- g : accélération La pesanteur : g = 9,81 m/s^2 ;
- $H_{dév}$: La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir (en m) ;

$$L=\frac{Q}{\mu\sqrt{2g}\,(Hdév)^{1.5}} \text{ ..... (VII.10)}$$

Les résultats de dimensionnement de déversoir sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII-1. Les résultats de dimensionnement du 1er déversoir frontal.

Q_t (m^3/s)	Q_{cr} (m^3/s)	$Q_{s.t}$ (m^3/s)	$Q_{dév}$	R_{Qcr}	R_{hcr}	h_{cr} (m)	$R_{Qs.t}$	$R_{hs.t}$	$h_{s.t}$(m)	$h_{dév}$(m)	L(m)
2.4587	1.594	0.0455	1.548	0.71	0.61	0.610	0.020	0.05	0.500	0.410	3.42

4 Phyto-épuration

4.1 Introduction

Compte tenu du caractère rural de l'agglomération et de ses faibles débits de rejet, il serait préférable d'envisager l'implantation de deux systèmes de phyto-épurations pour le traitement des eaux usées et pluviales sans construire des déversoirs à l'aval de l'agglomération.

4.2 Définition

La phyto épuration est une technique écologique et économique d'assainissement des eaux usées, elle utilise des plantes pour épurer les eaux usées de manière naturelle, sans consommation d'énergie électrique. Cette technique est particulièrement adaptée aux zones rurales ou périurbaines où l'espace est disponible. la phyto-épuration est basée sur le principe de séparation des matières solides et liquides ainsi que la dégradation des particules par les bactéries.

4.3 Ses avantages

- **Coûts réduits :** Coût d'investissement assez faible, largement inférieur à celui d'une station d'épuration classique et faibles coûts de fonctionnement, avec peu d'entretien nécessaire et pas de besoin en énergie ou produits chimiques.
- Aucun bruit ni odeur désagréable.
- **Performances épuratoires :** Dispositif d'épuration très efficace, avec de très bonnes performances et possibilité de réutiliser les eaux traitées pour l'irrigation.
- **Adaptabilité :** Bonne adaptation aux variations de charges.
- **Impact environnemental :** Impact environnemental réduit.

4.4 Ses inconvénients

- **Espace requis important :** La phyto-épuration nécessite une grande surface de terrain pour être mise en place, ce qui peut être un frein dans certaines zones.
- **Traitement de l'azote et du phosphore limité :** Le traitement complet de l'azote et du phosphore par phyto-épuration peut s'avérer insuffisant.

- **Temps de traitement plus long : Le** temps de traitement par phyto-épuration est plus long, de 2 à 3 jours, comparé à d'autres systèmes.

4.5 Principe de Phyto-épuration

L'épuration ce fait grâce aux filtres plantés de roseaux. Les filtres plantés de roseaux sont des systèmes de traitement des eaux usées qui utilisent les roseaux (Phragmites australis) pour épurer l'eau de manière naturelle.

Ils sont composés de lits filtrants remplis de couches de gravier et de sable, dans lesquels sont plantés les roseaux. Il existe deux types principaux : les filtres à écoulement horizontal et les filtres à écoulement vertical.

4.6 Le fonctionnement des filtres plantés

Les eaux usées passent à travers des bassins remplis de couches de gravier et de sable, dans lesquels sont plantés des roseaux et d'autres végétaux aquatiques. Les plantes, avec leur système racinaire dense, jouent plusieurs rôles clés :

- Elles filtrent mécaniquement les eaux usées en retenant les particules
- Leurs racines aèrent le substrat et apportent de l'oxygène
- Elles servent de support aux bactéries épuratrices aérobies

Les filtres plantés reproduisent des écosystèmes naturels épurateurs, en utilisant trois niveaux de traitement simultanés :

- **Un traitement physique :**
  - La filtration à travers les graviers et les racines des roseaux retient une partie des matières en suspension.
  - Les roseaux facilitent l'entretien en créant de petits orifices à leur base qui permettent à l'eau de s'écouler de manière homogène dans tout le filtre.
- **Un traitement chimique naturel :**
  - Les végétaux absorbent une faible quantité d'azote et de phosphore pour se développer.
  - Les micropolluants organiques sont éliminés par dégradation sous l'effet des UV, à condition que l'eau passe suffisamment de temps dans le filtre.
- **Un traitement biologique :**
  - Les bactéries fixées sur les racines des roseaux se nourrissent et décomposent les dépôts accumulés.
  - Les racines et tiges des végétaux servent de support au développement des microorganismes épurateurs.

- Les végétaux rejettent des exsudats racinaires qui stimulent l'activité des bactéries.

4.7 Les types des filtres plantés :

On distingue deux types de filtres plantés :

- **Les filtres plantés de roseaux à écoulement vertical :**

- L'eau s'écoule de haut en bas à travers le massif filtrant
- Meilleure oxygénation du filtre, favorisant les processus aérobies
- Performances épuratoires élevées pour la matière organique et la nitrification de l'azote
- Nécessitent une surface plus réduite, de l'ordre de 2 à 2,5 m² par équivalent-habitant

- **Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal :**

- L'eau s'écoule de manière horizontale à travers le massif filtrant
- Temps de contact plus long entre l'eau et le système racinaire, favorisant l'absorption des nutriments
- Performances épuratoires légèrement inférieures pour la matière organique et la nitrification
- Nécessitent une surface plus importante, de 5 à 10 m² par équivalent-habitant.

4.8 Prétraitement des eaux brutes

Le système de prétraitement des eaux usées doit être prévu et installer juste avant de passer les eaux brutes par les filtres, qui se contient d'un dégrillage, déshuilage et d'un filtre à sable.

- **Le dégrillage :**

- Cette étape consiste à retenir les polluants solides les plus volumineux à l'aide d'une grille.
- Cela évite d'endommager les équipements en aval et facilite les traitements ultérieurs.
- Les déchets retenus par la grille sont ensuite éliminés avec les ordures ménagères.

- **Le déshuilage :**

- Cette étape permet d'éliminer les huiles et graisses présentes dans les eaux usées.
- Le principe est la flottation par injection de fines bulles d'air qui font remonter les graisses en surface.
- L'élimination des graisses est importante pour éviter l'encrassement des ouvrages en aval.

- **Le filtrage sur sable :**

- Cette dernière étape de prétraitement retient les particules fines à l'aide d'un filtre à sable ou à paille.

- Cela complète la rétention des polluants solides avant le traitement dans le filtre planté.

4.9 Les composants des filtres plantés

- **Le massif filtrant :** Il est composé de couches de matériaux granulaires (gravier, sable) dont la taille des grains augmente avec la profondeur. Ce massif filtrant permet l'écoulement des eaux usées et sert de support au développement des plantes et des bactéries épuratrices.
- **Les filtres plantés de roseaux :** Elles sont plantées à la surface du filtre et développent un réseau racinaire dense dans le massif filtrant. Les plantes facilitent l'écoulement hydraulique, transfèrent l'oxygène et créent des conditions favorables à l'activité des microorganismes épurateurs.
- **Le système d'alimentation :** Les eaux usées subissent un prétraitement (dégrillage, déshuilage) avant d'être alimentées en surface du filtre.
- **Le système de drainage** : En fond de filtre, un réseau de drains collecte l'eau traitée et la dirige vers le milieu récepteur.
- **L'étanchéité :** Le filtre est isolé du sol par une géomembrane pour éviter toute contamination des eaux souterraines.

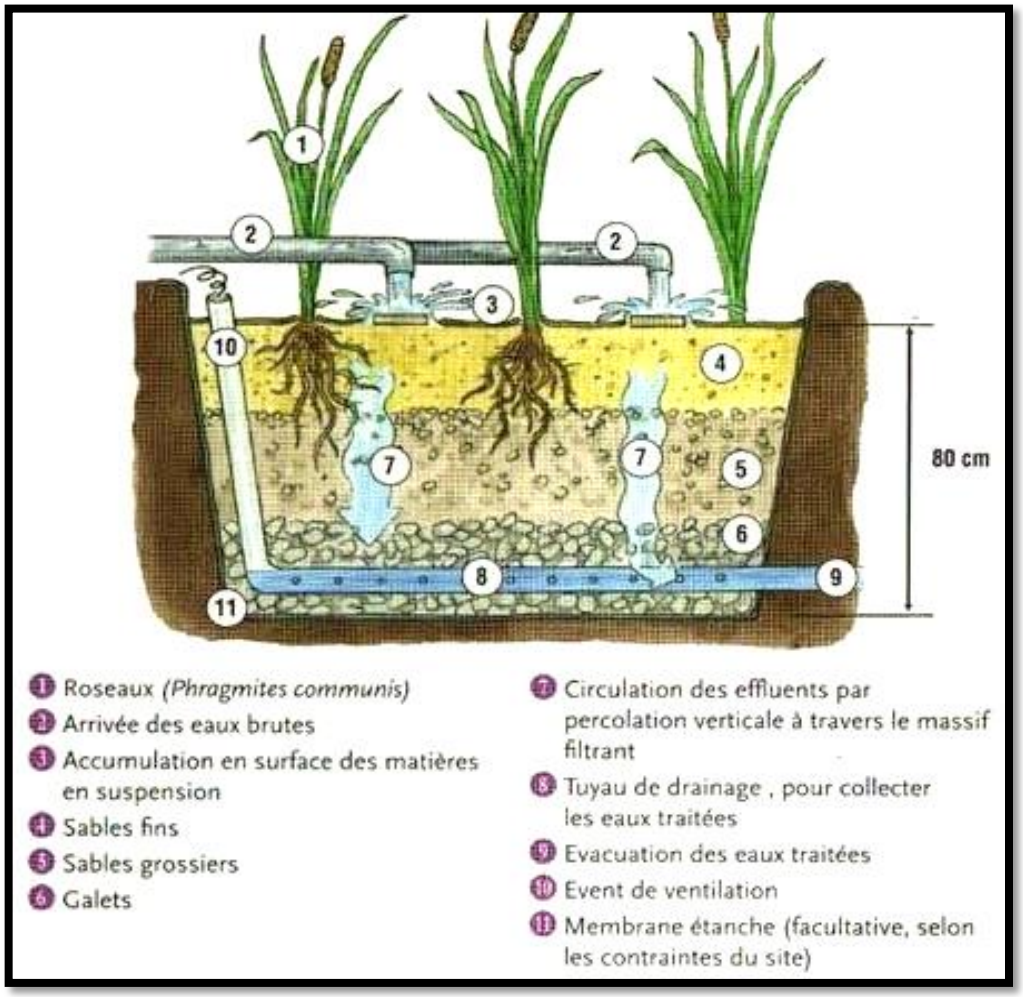


Figure VII.1. Le filtre planté de roseaux à l'écoulement vertical.

Pour notre zone on a projeté deux filtres plantés des roseaux verticaux à l'aval de l'agglomération.

4.10 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement du 1er ouvrage de rejet

4.10.1 Le dégrilleur

Le dimensionnement du dégrilleur se fait par la méthode de KIRSCHMER :

La largeur de la grille (L) : elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{s \times sin\alpha}{h_{max} \times (1-\beta)\delta} \quad \text{..... (VII.11)}$$

Avec :

- S : section mouillée de la grille

$$S = \frac{Q_r}{V} \quad \text{..... (VII.12)}$$

- Qr : débit de pointe. (Q= 0.0455 m^3/s)
- V : vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.5m/s.
- h_{max} : hauteur maximale d'eau admissible sur la grille, comprise entre 0.15 et 1.5m.
- β : Fraction de surface occupée par les barreaux

  $\beta = \frac{d}{e+d}$ ……. (VII.13)
- e : eépaisseur des barreaux.
- d : espacement entre les barreaux.
- δ : coefficient de colmatage de grilles (δ= 0.5pour les grilles mécaniques. δ= 0.2pour les grilles manuelles).
- α: Angle d'inclinais on de la grille par rapport à l'horizontale compris généralement entre 60°et 80° .

Nous considérons dans notre cas, une grille grossière mécanique avec les paramètres suivants :

V=1m/s; h_{max}=0.5m; α=60°; e=2cm; δ=0.5; d=3cm

À partir des données précédentes, on trouve

La surface mouillée de la grille :

S= $\frac{Q_r}{V}$= 0.0455 m^2.

La fraction d'occupation de surface :

$\beta = \frac{d}{e+d}$ = 0.6

La largeur de la grille est :

L= $\frac{s \times sin\alpha}{h_{max} \times (1-\beta)\delta}$ =0.394 m.

- **Les pertes des charges (Δh)**:

Elles sont calculées par la formule suivante :

$\Delta h = \frac{\beta' \times d^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v}{2g} \times sin\alpha$ ……. (VII.14)

Avec :

β': Coefficient de forme des barreaux (β'=2.42pour des barreaux rectangulaires. β'=1.75 pour des barreaux ronds).

Nous prenons :

B`= 1.75 (rond)

Δh =0.13 m.

4.10.2 Dessableur déshuileur

La surface horizontale du dessableur déshuileur :

Sh = $\frac{Q_r}{V_s}$=2.275 m^2.

Avec :

- Sh : la surface horizontale du dessableur déshuileur en (m^2).
- Ve: La vitesse du passage des particules est de 0.3 (m/s) pour éviter le ré-entraînement des particules par le courant
- Vs : La vitesse de chute est de 0.02 (m/s), cette vitesse correspond aux diamètres des plus petites particules de sable

La surface verticale du dessableur déshuileur :

S_v=$\frac{Q_r}{V_e}$= 0.1516 m^2.

Le volume du dessableur est égal à :

V = Q × ts ……. (VII.15)

Avec

ts est le temps de séjour dans le déssableur déshuileur il est de 3 à 10 min. Nous prenons **ts = 5 min.**

V = 0.0455 × 5 × 60 = 13.65 **m^3**

La hauteur du dessableur H :

H= $\frac{V}{S_h}$ = 6 m

4.11 Dimensionnement des ouvrages de prétraitement du 1er ouvrage de rejet

4.11.1 Le dégrilleur

Nous considérons dans notre cas, une grille grossière mécanique avec les paramètres suivants:

V=1m/s; h_{max}=0.5m; α=60°; e=2cm; δ=0.5; d=3cm

À partir des données précédentes, on trouve

La surface mouillée de la grille :

S= $\frac{Q_r}{V}$= 0.012 m^2.

La fraction d'occupation de surface :

$\beta = \frac{d}{e+d} = 0.6$

La largeur de la grille est :

$L = \frac{s \times sin\alpha}{h_{max} \times (1-\beta)\delta} = 0.052$ m.

- **Les pertes des charges (Δh)**:

Nous prenons :

B`= 1.75 (rond)

$\Delta h = 0.13$ m.

4.11.2 Dessableur déshuileur

La surface horizontale du dessableur déshuileur :

$Sh = \frac{Q_r}{V_s} = 0.6$ m^2

Avec :

- Sh : la surface horizontale du dessableur déshuileur en (m^2).
- Ve : La vitesse du passage des particules est de 0.3 (m/s) pour éviter le ré-entraînement des particules par le courant
- Vs : La vitesse de chute est de 0.02 (m/s), cette vitesse correspond aux diamètres des plus petites particules de sable

La surface verticale du dessableur déshuileur :

$S_v = \frac{Q_r}{V_e} = 0.04$ m^2.

Le volume du dessableur est égal à :

$V = Q \times ts$

Avec

ts est le temps de séjour dans le déssableur déshuileur il est de 3 à 10 min. Nous prenons **ts = 5 min.**

$V = 0.012 \times 5 \times 60 = 3.6$ **m^3**

La hauteur du dessableur H :

$H = \frac{V}{S_h} = 6$ m

4.12 Dimensionnement du filtre

Lors du dimensionnement des filtres verticaux, plusieurs éléments doivent être pris en compte, tels que :

- **La Surface du filtre :** La surface du premier étage à flux vertical représente en moyenne 1,68 m²/EH.
- **Profondeur et pente :**

  La profondeur du filtre est généralement de 50 cm.

  Une pente de 0,4% est recommandée pour assurer un bon écoulement.
- **Végétation :**

  Les espèces végétales les plus couramment utilisées sont les roseaux (Phragmites australis), avec une densité de 4 à 6 plants/m².

Massif filtrant

Le massif filtrant est constitué de matériaux assurant la filtration mécanique et supportant la biomasse bactérienne :

Tableau VII-3. Caractéristiques recommandées pour les différentes masses filtrantes des filtres verticaux

Couche	**Granulométrie**	**Epaisseur**
Couche de gravier	2 à 8 mm	30 cm
Couche de transition	10 à 20 mm	10 à 20cm
Couche de drainage	20 à 40 mm	10 à 20 cm

5 Conclusion

Dans le but de la conception d'un bon réseau d'assainissement du point de vue technico-économique, le choix des diamètres et des matériaux des canalisations a été guidé par une analyse approfondie de plusieurs critères clés. La disponibilité sur le marché, la facilité de transport et de pose. Pour notre réseau on a adapté les choix suivants :

- Conduites circulaires en PVC de diamètre 110 à 630mm.
- Conduites en béton armé de 800 à 1200mm.
- 02 Phyto-épurations (filtres plantés) projeté pour traiter les eaux brutes.

1 Introduction

Pour atteindre les objectifs de rapidité, de qualité et d'économie dans la réalisation de ce projet, l'accent a été mis sur l'organisation du chantier. Cette approche permet de structurer le déroulement des travaux et de guider leur exécution de manière efficace.

2 Les étapes de réalisation du projet

La pose de canalisations nécessite l'exécution d'opérations dans un ordre précis :

2.1 Manutention et stockage des conduites

2.1..1 Manutention

En complément, il est recommandé de :

- ✓ Manipuler les conduites avec précaution, en évitant de les traîner ou de les faire rouler
- ✓ Les stocker sur des surfaces planes et stables, à l'abri des intempéries et des dommages mécaniques

Le respect de ces précautions lors du transport, de la manutention et du stockage des conduites permet de préserver leur intégrité et leur qualité avant la pose.

2.1..2 Stockage

Le respect scrupuleux de ces consignes de stockage est essentiel pour maintenir les matériaux en bon état et prêts à être mis en œuvre sur le chantier qui sont :

- ✓ L'aire de stockage doit être plane et nivelée pour éviter tout risque de déformation des conduites.
- ✓ Elle doit être dégagée et accessible pour faciliter la manutention.
- ✓ Les accessoires et les conduites doivent être stockés à l'abri du soleil, de la pluie et des intempéries en général.
- ✓ Un abri ou une bâche de protection est recommandé pour les protéger des conditions météorologiques.
- ✓ Les différents éléments (tuyaux, raccords, joints, etc.) doivent être rangés de manière ordonnée et identifiée pour faciliter leur repérage et leur utilisation.

2.2 Décapage de la terre végétale

Le décapage du sol est une opération préliminaire qui consiste à éliminer la couche superficielle du terrain, sur une profondeur d'environ 10 centimètres.

Cette couche superficielle est principalement composée de matière végétale, telle que de la terre végétale, de l'humus ou des racines. Elle doit être retirée avant les travaux de terrassement.

Le décapage permet de :

- ✓ Supprimer les éléments organiques qui pourraient dégrader la stabilité du sol à long terme
- ✓ Préparer une surface saine et stable pour les travaux à venir
- ✓ Récupérer la terre végétale pour une réutilisation ultérieure

2.3 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Ces différentes exigences visent à :

- ✓ Assurer la bonne orientation et la pente des conduites
- ✓ Maintenir la stabilité du terrain d'assise
- ✓ Garantir des conditions de sécurité pour les travaux

Le soin apporté à la préparation du fond de fouille est essentiel pour la qualité et la pérennité de l'installation des canalisations.

2.4 Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

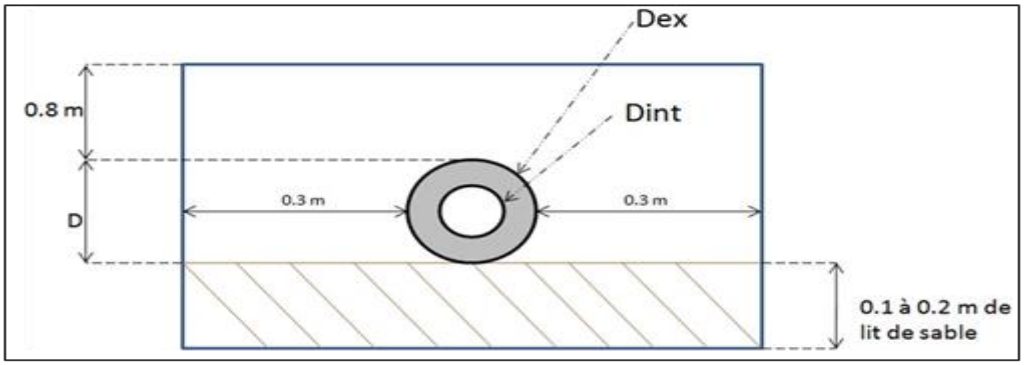


Figure VIII-1 : Pose du lit de sable

2.5 Emplacement des piquets

Pour chaque point où un regard doit être installé, un jalon ou un piquet doit être placé pour matérialiser l'emplacement exact.

2.6 Pose des canalisations

Les différents points de contrôle visent à :

- ✓ Garantir la sécurité des opérations de pose
- ✓ Assurer la bonne étanchéité des assemblages
- ✓ Maintenir la géométrie et les pentes du réseau
- ✓ Prévenir tout dommage aux canalisations

Le respect de ces vérifications est essentiel pour la qualité et la pérennité de l'installation des conduites.

2.7 Assemblage des canalisations

Le choix de la méthode de jonction des conduites dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ Section et forme des tuyaux
- ✓ Nature du matériau

Le choix de la méthode de jonction adaptée est essentiel pour garantir la fiabilité et la pérennité du réseau de canalisations.

2.8 Essai d'étanchéité

Une fois les conduites installées au fond des tranchées, des essais d'étanchéité sont effectuées avant le remblaiement final.

- **Méthodes d'essai :**

Essai à l'eau : remplissage des conduites avec de l'eau sous pression ;

Essai à l'air : mise sous pression d'air comprimé dans les conduites ;

Essai à la fumée : injection de fumée dans le réseau pour détecter les fuites ;

- **Objectifs des essais :**

Vérifier l'absence de fuites dans les joints et les raccords ;

S'assurer de l'intégrité du réseau de canalisations ;

Détecter et localiser d'éventuels défauts d'étanchéité ;

- **Importance des essais :**

La réalisation de ces tests est essentielle pour garantir le bon fonctionnement du réseau d'assainissement à long terme. Ils permettent de remédier aux problèmes avant le remblaiement définitif.

Une fois les essais concluants, le remblaiement de la tranchée peut être effectué en toute confiance.

2.9 Réalisation des regards

Des étapes pour l'exécution d'un regard :

- ✓ Réglage et compactage du fond du regard pour obtenir une surface plane et stable.
- ✓ Mise en place d'une couche de béton de propreté pour protéger le sol et faciliter l'exécution des travaux.
- ✓ Installation du ferraillage du radier (fond) du regard selon les spécifications techniques.
- ✓ Bétonnage du radier en respectant les épaisseurs et les résistances requises.
- ✓ Mise en place du ferraillage des parois verticales du regard.
- ✓ Installation du coffrage des parois.
- ✓ Bétonnage des parois en veillant à la compaction du béton.
- ✓ Décoffrage des parois une fois que le béton a durci, en suivant les délais préconisés.
- ✓ Installation du ferraillage de la dalle supérieure du regard.
- ✓ Mise en place du coffrage de la dalle.
- ✓ Bétonnage de la dalle en respectant les épaisseurs et les résistances requises.
- ✓ Décoffrage de la dalle une fois que le béton a durci, en suivant les délais préconisés.

Tout au long du processus, il est essentiel de respecter les normes de sécurité, les spécifications techniques du projet et les délais de durcissement du béton pour garantir la qualité et la durabilité du regard.

2.10 Réalisation des branchements

Des éléments composant un branchement, de l'aval vers l'amont :

- ✓ Le branchement est raccordé à la canalisation principale, généralement au niveau d'un regard.
- ✓ La canalisation de branchement proprement dite, qui achemine les eaux depuis le bâtiment jusqu'à la canalisation principale.

- ✓ Cette canalisation de branchement doit avoir une pente minimale de 3% pour assurer un bon écoulement.
- ✓ Un regard collecteur peut être installé sur le branchement, permettant d'inspecter et d'entretenir le réseau.

En résumé, un branchement comprend le raccordement à la canalisation principale, la canalisation de branchement elle-même, un regard collecteur éventuel, et une boîte de branchement à la limite du domaine public. L'ensemble de ces éléments permet d'assurer le bon acheminement des eaux depuis le bâtiment jusqu'au réseau public.

2.11 Remblayage et compactage

Des étapes pour assurer la protection et la transmission des charges de la canalisation :

Utiliser un matériau de remblayage similaire à celui employé pour le remblayage latéral de la canalisation.

Ce matériau de remblayage doit :

- ✓ Protéger la canalisation des dommages mécaniques
- ✓ Permettre une bonne transmission des charges depuis la surface jusqu'à la canalisation

Objectifs du remblayage :

- ✓ Le remblayage de la canalisation a deux objectifs principaux :
- ✓ Protection de la canalisation :
- ✓ Éviter tout dommage mécanique à la canalisation lors du remblayage et de l'utilisation future du site.
- ✓ Assurer une bonne répartition des charges pour éviter la concentration de contraintes.
- ✓ Transmission des charges

3 Choix des engins

Des différents types d'engins utilisés pour réaliser les travaux de pose de canalisations, Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Engins de terrassement**

- ✓ Pelle mécanique : pour l'excavation des tranchées
- ✓ Bulldozer : pour le décapage et le nivellement des surfaces
- ✓ Chargeuse : pour le chargement des matériaux dans les camions

- **Engins de compactage**

✓ Compacteur à pied dameurs : pour le compactage des fonds de forme et des remblais

✓ Rouleau vibrant : pour le compactage des couches de surface

✓ Plaque vibrante : pour le compactage dans les espaces restreints

- **Engins de manutention**

✓ Grue : pour la manutention et la mise en place des éléments lourds (regards, tuyaux, etc.)

✓ Camion-grue : pour le chargement et le déchargement des matériaux sur le chantier

✓ Chariot élévateur : pour la manutention des matériaux sur le chantier

Chaque opération, de l'excavation à la mise en place des éléments, nécessite l'utilisation d'un ou plusieurs engins spécifiques pour garantir la sécurité, la rapidité et la qualité des travaux.

- **Pour le décapage**

La niveleuse est un engin de terrassement utilisé pour le décapage de la terre végétale, en particulier sur les terrains faciles à décaper.

- **Pour l'excavation des tranchées**

La pelle rétro-excavatrice est un engin de terrassement polyvalent, adapté à tous les types de terrains.

- **Pour le remblaiement des tranchées**

La chargeuse est un engin de terrassement utilisé pour le remblayage des tranchées et des fouilles.

4 Détermination des différents volumes des travaux

4.1 Volume du décapage de la couche végétale

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

Tel que :

✓ $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

✓ H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)

✓ L : longeur totale de la tranchée (m).

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

4.2 Volume du déblai des tranchées

$$V_d = B \times L \times H \quad \text{……(VIII.2)}$$

Tel que :

- ✓ V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).
- ✓ B : largeur de la tranchée (m).
- ✓ H : profondeur de la tranchée (m).
- ✓ L : longueur totale de la tranchée (m).

4.3 Volume occupé par le lit de sable

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

Tel que :

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

4.4 Volume occupé par les conduites

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad \text{……(VIII.4)}$$

Tel que :

- ✓ V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- ✓ D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- ✓ L : longueur totale de la tranchée (m).

4.5 Volume de l'enrobage

$$Ve = He \times L \times B \quad \text{……(VIII.5)}$$

Tel que :

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

4.6 Volume du remblai de protection

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

Tel que

- ✓ V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- ✓ V_d : volume du déblai (m^3).
- ✓ V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- ✓ $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m3).

4.7 Volume excédentaire

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

Tel que :

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

Sachant que :

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

Avec :

- ✓ Kf : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol. (Kf=1.23).

4.8 Devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII-01. Devis quantitatif et estimatif de la réhabilitation du réseau d'assainissement

			Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Désignation des travaux	Unité	Quantité		
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m^3	1031.4237	230	237227.4543
Déblai	m^3	7181.4519	400	2872580.779
Pose du lit de sable	m^3	515.71186	1600	825138.9715
Remblai de la tranchée	m^3	4644.7493	400	1857899.733
Évacuation des déblaies excédentaire	m^3	4188.4366	190	795802.947
Canalisation				
Fourniture, transport et pose de canalisation				
Canalisation en PVC				
D=110mm	ml	192.43114	1150	221295.8164
D=125mm	ml	175.88001	1650	290202.0244
D=160mm	ml	545.02623	2500	1362565.582
D=200mm	ml	579.79051	3600	2087245.851
D=250mm	ml	776.83346	6000	4661000.749
D=315mm	ml	354.31765	9500	3366017.683
D=400mm	ml	606.87164	15000	9103074.667
D=500mm	ml	393.41711	24800	9756744.243
D=630mm	ml	238.91246	40000	9556498.339
Canalisation en béton armé				
	ml			
D=800mm	ml	922.68324	5040.4	4650692.613
D=1000mm	ml	253.23043	8429.08	2134499.54
Construction				
Construction des regards en béton armé	Unité	114	35000	3990000
Filtre planté	Unité	2	600000	1200000
Total (THT)				**58968486.99**
TVA (19%)				**11204012.53**
TTC				**70172499.52**

Le coût total de projet est : soixante-dix millions cent soixante-douze mille quatre cent quatre-vingt-dix-neuf dinars et cinquante-deux centimes.

5 Planification du projet

La planification de projet est un processus essentiel pour assurer le succès d'un projet. Il s'agit d'organiser de manière méthodique les tâches nécessaires à la réalisation d'un projet dans un délai défini. L'objectif principal de cette planification est de déterminer le coût, les ressources mobilisées et la meilleure façon de séquencer toutes les étapes à accomplir.

La planification de projet consiste en une recherche continue de la manière la plus efficiente d'utiliser la main-d'œuvre et les autres ressources disponibles. Cela permet d'assurer l'efficacité de l'action à entreprendre. Cette démarche comprend plusieurs éléments clés :

L'installation des postes de travail de manière optimale

Des observations instantanées pour identifier les points d'amélioration

Une analyse approfondie des tâches à réaliser

Le chronométrage des différentes étapes

La simplification des méthodes de travail

En adoptant cette approche stratégique, les gestionnaires de projet peuvent maximiser l'utilisation des ressources, réduire les coûts et les délais, tout en garantissant la réussite du projet.

5.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

5.2 Méthodes basées sur le réseau

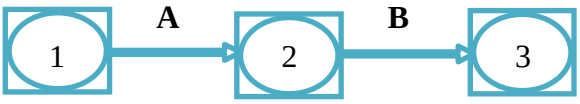
- **Définition du réseau :**

  Le réseau est une représentation graphique particulièrement utile pour illustrer les relations entre les différentes opérations qui le composent, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes. Cet outil de planification met également en évidence la durée de réalisation de chaque étape.

On distingue deux types de réseaux :

1- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



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

2- Réseau à nœuds :

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

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

5.3 Construction d'un Réseau de Projet

La construction d'un réseau de projet, qui représente graphiquement les différentes tâches et leurs relations, nécessite de suivre une démarche structurée en six étapes clés :

- La première étape consiste à dresser une liste exhaustive de toutes les tâches à réaliser dans le cadre du projet.
- Pour chaque tâche identifiée, il faut déterminer quelles sont les tâches qui doivent être accomplies préalablement.
- À partir des informations sur les tâches et leurs dépendances, des graphes partiels sont construits pour représenter les différentes séquences d'activités.
- Les graphes partiels sont ensuite rassemblés pour former un réseau global représentant l'ensemble du projet.
- Les tâches marquant le début et la fin du projet sont clairement identifiées dans le réseau.
- Construction du Réseau Final.

5.4 La Méthode du Chemin Critique (CPM)

Une Approche Stratégique pour Optimiser les Délais de Projet, La méthode du chemin critique, également connue sous le nom de CPM (Critical Path Method), est une approche basée sur les graphiques qui vise à réduire les délais de réalisation d'un projet.

Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

5.5 Collection des informations

Cette étape consiste à rassembler et à analyser de manière approfondie toutes les informations pertinentes pour le projet.

5.6 Décomposition du projet

Chaque tâche se voit attribuer un responsable et les ressources matérielles nécessaires. Cette étape permet une analyse détaillée du projet sous différents angles.

5.7 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

5.8 Les paramètres de la méthode C.P.M

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

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

DCP	**TR**
DFP	**DCPP**
DFPP	**MT**

Avec :

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

Sachant que :

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

$$DCPP = DFPP - TR \quad \text{(VIII.10)}$$

5.9 Chemin critique (C.C)

Il se définit comme le chemin qui détermine la durée totale de réalisation (DTR) du projet. Ce chemin relie les opérations qui possèdent une marge totale nulle (0), c'est-à-dire les tâches critiques qui n'ont aucune flexibilité dans leur exécution.

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MR = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases} \quad \text{(VIII.11)}$$

5.10 Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T=\frac{Q\times N}{n} \quad \text{(VIII.12)}$$

Avec :

- Q : Quantité de travail.
- N : Rendement.
- n: Nombre d'équipes

6 Définitions des tâches et leurs durées

6.1 Symboles des différentes opérations

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont :

Tableau VIII-3. Les symboles et les durées de différentes opérations

Operations	Symboles	Durée (jour)
Lancement de travaux (préparation du chantier)	A	20
Piquetage	B	10
Découpage de la couche de goudron et celle de végétation	C	15
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	D	65
Pose du lit de sable	E	25
Construction des regards	F	35
La mise en place des canalisations en tranchée	G	20
Montage et raccordement des conduites	H	10
Constructions des Phyto-épurations	I	15
Assemblage des tuyaux	J	25
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	K	15
Remblai des tranchées	L	20
Travaux final	M	20

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

Opérations	TR	D		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	20	0	20	0	20	0
B	10	20	30	20	30	0
C	15	30	45	30	45	0
D	65	45	110	45	110	0
E	25	110	135	120	145	10
F	35	110	145	110	145	0
G	20	145	165	145	165	0
H	10	165	175	165	175	0
I	40	110	150	175	215	65
J	25	175	200	175	200	0
K	15	200	215	200	215	0
L	20	215	235	215	235	0
M	20	235	255	235	255	0

Le chemin critique est :

A-B-C-D-F-G-H-J-K-L-M

Avec un temps de réalisation :

$$\sum \text{TR} = 255 \text{ Jours}$$

7 Conclusion

À l'issue de ce chapitre, nous avons pu préciser les différentes étapes de réalisation de ce projet d'installation du réseau d'assainissement. Nous avons également identifié les équipements de travail nécessaires ainsi que les volumes des travaux de terrassement, permettant ainsi d'estimer le coût de chaque étape. Après cette analyse détaillée, nous avons pu établir un devis complet pour la conception de ce réseau d'assainissement. Le coût total du projet est estimé à **70 172 499.52 DA,** avec une durée de réalisation de 255 jours.

CONCLUSION GENERALE

L'analyse approfondie du système d'assainissement a mis en évidence des problèmes liés à l'état dégradé du réseau. En effet, le réseau présente des fissures et des canalisations installées de manière non conforme, entraînant des dysfonctionnements tels que des dépôts dans le système.

L'évaluation des débits des eaux pluviales, réalisée selon la méthode rationnelle, a permis d'estimer une intensité de pluie de 163.66 l/s/ha. Les débits des autres types d'eaux usées (eaux usées publiques et domestiques) ont été déterminés en fonction de la répartition de la population. Le système d'évacuation des eaux usées est de type unitaire, avec un schéma à déplacement transversal.

L'analyse approfondie du système d'assainissement a permis d'identifier les collecteurs encore en bon état de fonctionnement, qui seront conservés. Parallèlement, les collecteurs présentant des problèmes avérés feront l'objet d'un renouvellement complet.

Cette approche permettra de préserver les éléments du réseau encore fiables tout en remédiant aux dysfonctionnements observés. Ainsi, la réhabilitation du réseau d'assainissement garantira sa pérennité et son bon fonctionnement à long terme.

Mais au-delà de ces travaux sur le réseau, un élément essentiel a été identifié : le rejet direct des eaux usées vers l'oued, sans aucun traitement préalable. Cet état de fait à un impact négatif majeur sur l'environnement, polluant gravement les cours d'eau.

Pour remédier à cette situation, la mise en place d'un système de traitement des eaux usées est désormais une priorité. Cela permettra d'assainir les effluents avant leur rejet dans le milieu naturel, préservant ainsi la qualité des écosystèmes aquatiques.

Pour la construction du réseau d'évacuation, l'utilisation de conduites en PVC et en béton armé a été privilégiée, offrant une excellente étanchéité et facilitant la mise en œuvre des canalisations. Des regards de visite ont été prévus, positionnés en fonction des conditions topographiques du terrain, dans le but d'assurer un bon écoulement des eaux dans les collecteurs.

Dans le cadre de cette étude, deux phyto-épurations, ont été retenu pour éviter le rejet direct vers le milieu naturel

Références bibliographiques :

[1] Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.

[2] Water Pollution Control Federation, 1970. « Design and construction of sanitary and storm sewers ». WPCF Manual of practice N° 9. Washington, D.C.

[3] TOUAIBIA, B, 2003, « Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.

[4] Satin M. et al., 2006. « Guide technique de l'assainissement (3^{e}édition) ». Le Moniteur, Paris.

[5] Réalisation de l'étude d'actualisation du Plan National De L'eau.

[6] Bureau d'étude hydraulique AH2E 2024.

[7] AZARI.S, 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de la nouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». mémoire de fin d'étude. ENSH, BLIDA.

[8] Guide technique : pour les projets de pose et réhabilitation des réseaux d'assainissement.

[9] KADI.B, 2019. « la phyto-épuration des eaux usées ». mémoire de fin d'étude. ENSH, BLIDA.

Les annexes

Annexe N°01

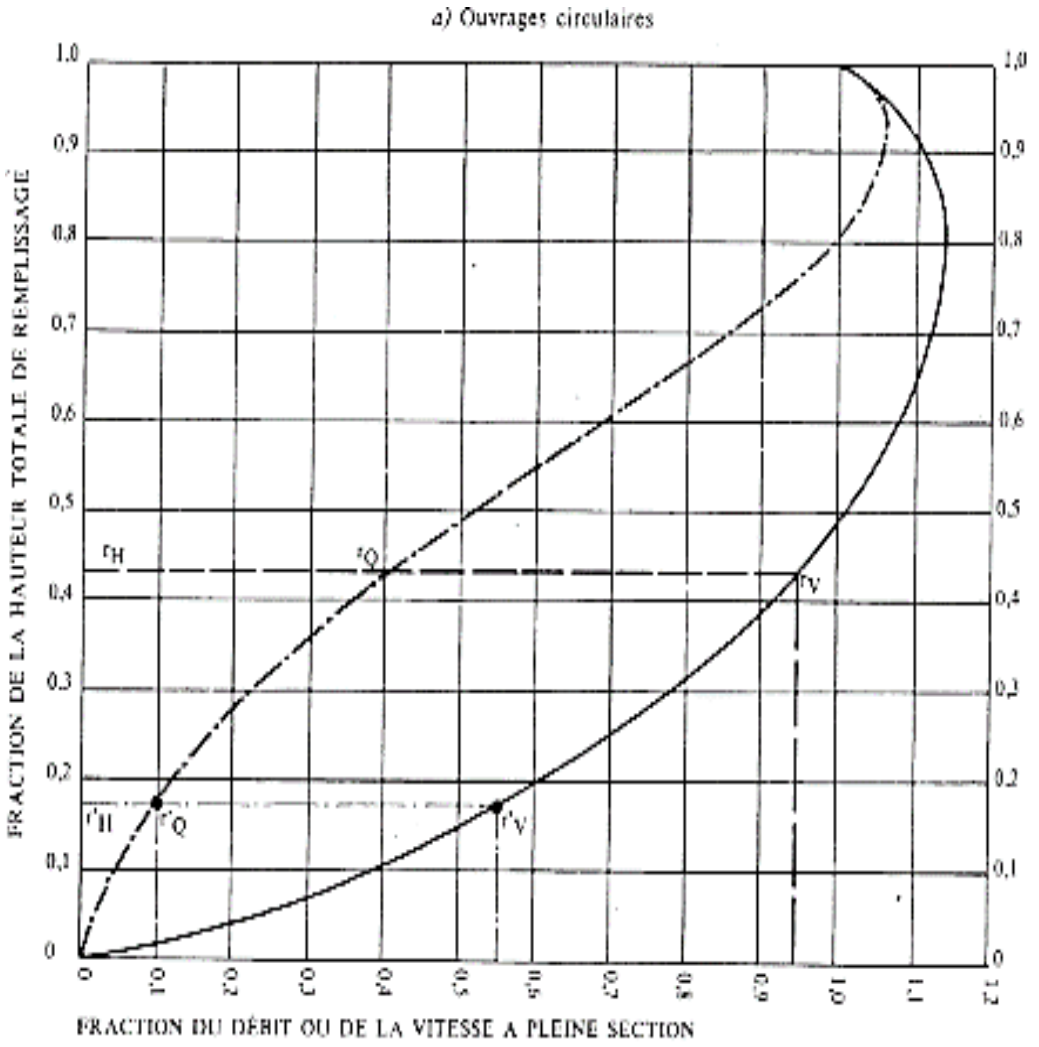
Test de Khi-deux.

P / γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.803	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877
10	4.865	9.342	11.781	13.442	15.987	18.307	21.161	23.209	29.588
11	5.578	10.341	12.899	14.631	17.275	19.675	22.618	24.725	31.264
12	6.304	11.340	14.011	15.812	18.549	21.026	24.054	26.217	32.909
13	7.042	12.340	15.119	16.985	19.812	22.362	25.472	27.688	34.528
14	7.790	13.339	16.222	18.151	21.064	23.685	26.873	29.141	36.123
15	8.547	14.339	17.322	19.311	22.307	24.996	28.259	30.578	37.697
16	9.312	15.338	18.418	20.465	23.542	26.296	29.633	32.000	39.252
17	10.085	16.338	19.511	21.615	24.769	27.587	30.995	33.409	40.790
18	10.865	17.338	20.601	22.760	25.989	28.869	32.346	34.805	42.312
19	11.651	18.338	21.689	23.900	27.204	30.144	33.687	36.191	43.820
20	12.443	19.337	22.775	25.038	28.412	31.410	35.020	37.566	45.315
21	13.240	20.337	23.858	26.171	29.615	32.671	36.343	38.932	46.797
22	14.041	21.337	24.939	27.301	30.813	33.924	37.659	40.289	48.268
23	14.848	22.337	26.018	28.429	32.007	35.172	38.968	41.638	49.728
24	15.659	23.337	27.096	29.553	33.196	36.415	40.270	42.980	51.179
25	16.473	24.337	28.172	30.675	34.382	37.652	41.566	44.314	52.620
26	17.292	25.336	29.246	31.795	35.563	38.885	42.856	45.642	54.052
27	18.114	26.336	30.319	32.912	36.741	40.113	44.140	46.963	55.476
28	18.939	27.336	31.391	34.027	37.916	41.337	54.419	48.278	56.893
29	19.768	28.336	32.461	35.139	39.087	42.557	46.693	49.588	58.302
30	20.599	29.336	33.530	36.250	40.256	43.773	47.962	50.892	59.703

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté γ.

Annexe N°02

Variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage



Q_{ps1} : débit à pleine section
Q débit à évacuer

$r_Q = \frac{Q}{Qps1}$ $\quad r_v = \frac{V}{Vps}$ et $\quad r_H = \frac{h}{\phi 1}$

Dans l'ensemble ci-contre :

$r_Q = 0{,}40 \Rightarrow r_v = 0{,}95$ et $r_H = 0{,}42$

Annexe N°03

Coefficient de Manning-Strickler (ks) ($m^{1/3}/s$)

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Annexe N°04

Tableau des collecteurs de bon état :

Tronçon	$C_{R,am}$ (m)	$C_{R,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Q_t (m^3/s)	Ks	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m3/s)	R_q	R_v	R_h	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R35-R36	962.83	961.21	39.30	0.04	0.02	100.00	111.06	299.60	3.61	0.25	0.07	0.59	0.18	2.11	0.05	vérifie
R36-R31	961.21	960.06	39.94	0.03	0.04	100.00	154.39	299.60	3.02	0.21	0.17	0.74	0.28	2.22	0.08	vérifie
R37-R38	962.45	961.03	36.09	0.04	0.02	100.00	108.45	299.60	3.53	0.25	0.07	0.58	0.17	2.03	0.05	vérifie
R38-R39	961.03	960.55	19.13	0.03	0.03	100.00	138.35	299.60	2.82	0.20	0.13	0.67	0.24	1.90	0.07	vérifie
R39-R32	960.55	959.55	52.01	0.02	0.05	100.00	186.68	299.60	2.46	0.17	0.28	0.87	0.36	2.13	0.11	vérifie
R43-R1	958.28	956.30	95.63	0.02	0.12	100.00	253.79	299.60	2.56	0.18	0.64	1.06	0.58	2.71	0.17	vérifie
R48-R49	962.59	960.89	80.10	0.02	0.04	100.00	164.28	299.60	2.59	0.18	0.20	0.78	0.30	2.02	0.09	vérifie
R49-R44	960.89	959.98	61.48	0.01	0.07	100.00	217.72	299.60	2.16	0.15	0.43	0.95	0.46	2.06	0.14	vérifie
R31-R32	960.06	959.55	33.56	0.02	0.05	100.00	198.76	299.60	2.19	0.15	0.34	0.90	0.40	1.97	0.12	vérifie
R32-R33	959.55	957.66	58.78	0.03	0.13	100.00	242.68	299.60	3.18	0.22	0.57	1.04	0.54	3.30	0.16	vérifie
R33-R1	957.66	956.30	52.73	0.03	0.17	100.00	283.08	299.60	2.86	0.20	0.86	1.13	0.71	3.24	0.21	vérifie
R57-R58	955.09	953.51	27.72	0.02	0.02	100.00	124.20	299.60	2.71	0.19	0.10	0.63	0.21	1.70	0.06	vérifie
R54-R55	953.96	953.57	24.30	0.02	0.02	100.00	127.17	299.60	2.23	0.16	0.10	0.64	0.22	1.42	0.06	vérifie
R55-R56	953.57	952.38	14.95	0.04	0.03	100.00	127.96	299.60	3.54	0.25	0.10	0.64	0.22	2.27	0.07	vérifie
R200-R03	954.95	954.36	35.84	0.02	0.02	100.00	146.14	152.00	1.44	0.03	0.90	1.14	0.74	1.64	0.11	vérifie
R139-R137	960.82	960.10	25.98	0.03	0.01	100.00	98.09	299.60	2.97	0.21	0.05	0.53	0.15	1.59	0.05	vérifie
R133-R134	964.94	963.69	39.47	0.03	0.02	100.00	111.92	299.60	3.17	0.22	0.07	0.59	0.18	1.87	0.05	vérifie
R134-R135	963.69	960.93	71.32	0.04	0.05	100.00	159.00	299.60	3.49	0.25	0.18	0.76	0.29	2.64	0.09	vérifie
R135-R136	960.93	960.44	26.39	0.02	0.06	100.00	197.20	299.60	2.43	0.17	0.33	0.90	0.39	2.18	0.12	vérifie
R136-R137	960.44	960.10	27.69	0.01	0.07	100.00	228.71	299.60	1.97	0.14	0.49	0.99	0.49	1.96	0.15	vérifie
R137-R138	960.10	959.81	24.40	0.01	0.09	100.00	254.23	299.60	1.94	0.14	0.65	1.06	0.58	2.06	0.17	vérifie

Tronçon	$C_{R,am}$ (m)	$C_{R,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Q_t (m^3/s)	Ks	D_{cal} (mm)	D_{nor} (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m3/s)	R_q	R_v	R_h	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R138-R132	959.81	959.56	21.24	0.01	0.10	100.00	264.17	299.60	1.92	0.14	0.72	1.08	0.62	2.08	0.19	vérifie
R131-R132	960.13	959.56	29.95	0.02	0.01	100.00	111.14	299.60	2.45	0.17	0.07	0.59	0.18	1.44	0.05	vérifie
R123-R124	963.51	963.29	25.94	0.01	0.01	100.00	121.19	299.60	1.69	0.12	0.09	0.62	0.20	1.04	0.06	vérifie
R124-R125	963.33	963.07	22.67	0.03	0.02	100.00	125.42	299.60	2.88	0.20	0.10	0.63	0.21	1.82	0.06	vérifie
R126-R127	962.20	960.84	30.34	0.04	0.05	100.00	166.38	299.60	3.37	0.24	0.21	0.79	0.31	2.66	0.09	vérifie
R127-R128	960.84	960.13	27.83	0.03	0.06	100.00	191.84	299.60	2.83	0.20	0.31	0.88	0.38	2.50	0.11	vérifie
R128-R129	960.13	959.63	25.85	0.02	0.07	100.00	214.09	299.60	2.48	0.17	0.41	0.94	0.45	2.34	0.13	vérifie
R129-R122	959.63	958.96	65.62	0.01	0.10	100.00	273.13	299.60	1.79	0.13	0.78	1.11	0.67	1.97	0.20	vérifie
R70-R66	955.93	955.49	33.07	0.01	0.01	100.00	116.04	299.60	2.04	0.14	0.08	0.60	0.19	1.23	0.06	vérifie
R73-R67	955.72	954.85	47.77	0.02	0.06	100.00	201.56	299.60	2.40	0.17	0.35	0.91	0.41	2.18	0.12	vérifie
R65-R66	956.13	955.49	24.81	0.03	0.04	100.00	162.10	299.60	2.84	0.20	0.19	0.77	0.30	2.19	0.09	vérifie
R66-R67	955.49	954.85	26.49	0.02	0.06	100.00	192.17	299.60	2.76	0.19	0.31	0.88	0.38	2.44	0.11	vérifie
R67-R68	954.85	954.15	28.47	0.02	0.13	100.00	255.25	299.60	2.79	0.20	0.65	1.06	0.58	2.96	0.18	vérifie
R68-R69	954.15	952.36	36.69	0.05	0.20	100.00	263.69	299.60	3.93	0.28	0.71	1.08	0.62	4.24	0.19	vérifie
R153-R154	960.53	959.78	29.06	0.03	0.01	75.00	101.81	300.00	2.15	0.15	0.06	0.55	0.16	1.18	0.05	vérifie
R154-R146	959.78	959.41	34.14	0.02	0.02	75.00	149.18	300.00	1.69	0.12	0.16	0.71	0.27	1.20	0.08	vérifie
R152-R146	961.81	959.41	56.01	0.03	0.02	100.00	112.21	299.60	3.19	0.22	0.07	0.59	0.18	1.88	0.05	vérifie
R151-R118	957.11	956.98	18.95	0.01	0.09	100.00	277.72	299.60	1.48	0.10	0.82	1.12	0.69	1.65	0.21	vérifie
R163-R164	958.90	958.46	20.78	0.02	0.01	100.00	87.00	299.60	2.60	0.18	0.04	0.48	0.13	1.25	0.04	vérifie
R164-R161	958.46	957.58	62.20	0.01	0.03	100.00	158.23	299.60	2.11	0.15	0.18	0.75	0.29	1.59	0.09	vérifie
R156-R157	957.81	957.37	23.09	0.02	0.01	100.00	92.26	299.60	2.47	0.17	0.04	0.51	0.14	1.25	0.04	vérifie

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av\ (}$m)	Distance(m)	I (m/m)	Q_t (m^3/s)	Ks	D_{cal}(mm)	D_{nor}(mm)	V_{ps}(m/s)	Q_{ps} (m3/s)	R_q	R_v	R_h	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R157-R158	957.37	957.08	20.94	0.01	0.01	100.00	125.02	299.60	2.10	0.15	0.10	0.63	0.21	1.32	0.06	vérifie
R158-R159	957.08	956.74	28.18	0.01	0.02	100.00	154.51	299.60	1.95	0.14	0.17	0.74	0.28	1.44	0.08	vérifie
R159-R119	956.74	956.50	18.16	0.01	0.03	100.00	165.41	299.60	2.04	0.14	0.21	0.79	0.31	1.60	0.09	vérifie
R95-R96	952.80	952.47	19.71	0.02	0.76	100.00	533.07	599.20	3.68	1.04	0.73	1.09	0.63	4.00	0.38	vérifie
R96-R97	952.47	952.47	27.53	0.01	0.77	75.00	678.86	800.00	2.38	1.19	0.65	1.06	0.58	2.52	0.46	vérifie
R97-R108	952.47	951.61	15.94	0.04	0.78	100.00	460.44	599.20	5.57	1.57	0.50	1.00	0.50	5.56	0.30	vérifie
R108-R88	951.61	951.49	25.98	0.00	0.79	75.00	776.75	800.00	1.70	0.85	0.93	1.14	0.75	1.93	0.60	vérifie
R87-R88	952.44	951.59	24.05	0.04	0.01	100.00	92.62	299.60	3.34	0.24	0.04	0.51	0.14	1.70	0.04	vérifie
R173-R172	953.32	953.66	34.97	0.01	0.01	100.00	121.49	299.60	1.80	0.13	0.09	0.62	0.20	1.11	0.06	vérifie
R174-R175	957.36	956.16	45.12	0.03	0.01	100.00	111.94	299.60	2.89	0.20	0.07	0.59	0.18	1.70	0.05	vérifie
R175-R176	956.16	954.02	71.97	0.03	0.04	100.00	156.44	299.60	3.07	0.22	0.18	0.75	0.28	2.29	0.09	vérifie
R176-R172	954.02	953.66	30.24	0.02	0.05	100.00	183.80	299.60	2.51	0.18	0.27	0.86	0.35	2.15	0.11	vérifie
R171-R172	954.96	953.66	28.95	0.04	0.01	100.00	88.53	299.60	3.46	0.24	0.04	0.49	0.13	1.69	0.04	vérifie
R172-R168	953.66	952.18	51.51	0.02	0.09	100.00	226.36	299.60	2.57	0.18	0.47	0.98	0.48	2.53	0.15	vérifie
R169-R170	954.93	953.45	48.90	0.03	0.02	100.00	112.46	299.60	3.09	0.22	0.07	0.59	0.18	1.82	0.05	vérifie
R170-R167	953.45	953.02	47.74	0.01	0.03	100.00	182.07	299.60	1.69	0.12	0.27	0.85	0.35	1.44	0.10	vérifie
R165-R166	956.84	956.33	24.72	0.04	0.01	100.00	83.11	299.60	3.50	0.25	0.03	0.46	0.12	1.61	0.04	vérifie
R166-R167	956.33	953.02	60.08	0.04	0.03	100.00	132.71	299.60	3.45	0.24	0.11	0.65	0.23	2.26	0.07	vérifie
R167-R168	953.02	952.18	45.40	0.02	0.07	100.00	219.55	299.60	2.41	0.17	0.44	0.96	0.46	2.31	0.14	vérifie
R183-R184	952.40	952.10	21.03	0.01	0.02	100.00	137.05	299.60	2.10	0.15	0.12	0.67	0.24	1.40	0.07	vérifie
R185-R177	951.81	951.14	38.52	0.02	0.08	100.00	231.96	299.60	2.35	0.17	0.51	1.00	0.50	2.36	0.15	vérifie
R186-R187	951.50	951.26	34.85	0.01	0.03	100.00	184.33	299.60	1.58	0.11	0.27	0.86	0.36	1.35	0.11	vérifie
R188-R178	951.12	951.26	15.30	0.02	0.01	100.00	111.61	190.20	1.95	0.06	0.24	0.83	0.33	1.61	0.06	vérifie

Annexe N°05

Tableau des collecteurs à renouvelé :

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Qt (m^3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R34-R33	957.86	957.50	45.94	0.01	0.02	100.00	160.85	299.60	1.57	0.11	0.19	0.77	0.29	1.20	0.09	vérifie
R40-R41	963.20	962.44	30.98	0.02	0.01	100.00	111.96	118.60	1.50	0.02	0.86	1.13	0.71	1.70	0.08	vérifie
R41-R42	962.58	961.67	32.40	0.02	0.03	100.00	147.11	152.00	1.75	0.03	0.92	1.14	0.75	1.99	0.11	vérifie
R42-R43	961.57	958.28	93.60	0.04	0.07	100.00	192.32	237.60	2.85	0.13	0.57	1.04	0.54	2.96	0.13	vérifie
R44-R45	959.98	959.67	12.72	0.04	0.07	100.00	186.84	237.60	3.03	0.13	0.53	1.02	0.51	3.08	0.12	vérifie
R45-R46	959.67	959.23	18.83	0.06	0.08	100.00	178.97	237.60	3.81	0.17	0.47	0.98	0.48	3.74	0.11	vérifie
R46-R47	959.23	958.33	44.94	0.08	0.10	100.00	185.21	237.60	4.38	0.19	0.52	1.01	0.51	4.42	0.12	vérifie
R47-R2	958.33	955.97	89.79	0.11	0.14	100.00	200.19	237.60	5.03	0.22	0.63	1.06	0.57	5.32	0.14	vérifie
R58-R59	953.51	953.26	12.24	0.02	0.03	100.00	146.56	152.00	1.60	0.03	0.91	1.14	0.74	1.82	0.11	vérifie
R59-R60	953.26	952.73	18.97	0.03	0.04	100.00	159.17	190.20	2.20	0.06	0.62	1.06	0.57	2.32	0.11	vérifie
R60-R61	952.73	952.43	18.72	0.02	0.05	100.00	196.04	237.60	1.93	0.09	0.60	1.05	0.55	2.02	0.13	vérifie
R61-R56	952.43	952.73	19.67	0.03	0.06	100.00	196.24	237.60	2.41	0.11	0.60	1.05	0.55	2.52	0.13	vérifie
R56-R5	952.38	952.16	51.39	0.00	0.12	100.00	350.00	380.40	1.36	0.15	0.80	1.11	0.68	1.51	0.26	vérifie
R50-R51	957.75	956.13	50.17	0.03	0.03	100.00	145.81	190.20	2.36	0.07	0.49	1.00	0.50	2.35	0.09	vérifie
R51-R3	956.13	954.36	65.58	0.03	0.04	100.00	166.90	237.60	2.50	0.11	0.39	0.93	0.43	2.33	0.10	vérifie
R52-R53	955.46	954.25	70.24	0.02	0.05	100.00	186.01	237.60	2.00	0.09	0.52	1.01	0.51	2.03	0.12	vérifie
R53-R4	954.25	953.63	27.42	0.02	0.02	100.00	124.33	237.60	2.29	0.10	0.18	0.75	0.28	1.71	0.07	vérifie
R132-R122	959.56	958.96	49.89	0.01	0.13	100.00	293.60	299.60	1.94	0.14	0.95	1.14	0.77	2.21	0.23	vérifie
R130-R125	963.24	962.72	20.66	0.03	0.01	100.00	91.88	103.60	1.38	0.01	0.73	1.08	0.63	1.50	0.07	vérifie
R125-R126	963.07	962.20	21.02	0.02	0.04	100.00	160.09	190.20	2.06	0.06	0.63	1.06	0.57	2.18	0.11	vérifie
R122-R114	958.96	957.01	64.39	0.03	0.25	100.00	317.41	380.40	3.63	0.41	0.62	1.05	0.56	3.82	0.21	vérifie

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Qt (m^3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R113-R114	959.03	957.01	68.71	0.03	0.03	100.00	139.86	152.00	1.94	0.04	0.80	1.11	0.68	2.16	0.10	vérifie
R71-R72	958.54	957.80	29.79	0.02	0.01	75.00	110.34	300.00	2.10	0.15	0.07	0.58	0.18	1.22	0.05	vérifie
R72-R73	957.80	955.72	92.08	0.02	0.04	75.00	190.58	300.00	2.00	0.14	0.30	0.88	0.37	1.76	0.11	vérifie
R74-R75	956.53	955.48	27.75	0.04	0.01	100.00	89.06	103.60	1.71	0.01	0.67	1.07	0.59	1.82	0.06	vérifie
R75-76	955.55	954.93	24.83	0.03	0.02	100.00	122.45	152.00	1.79	0.03	0.56	1.03	0.53	1.85	0.08	vérifie
R76-R77	955.10	955.35	22.79	0.02	0.03	100.00	154.02	190.20	1.61	0.05	0.57	1.04	0.54	1.67	0.10	vérifie
R77-R78	955.35	953.95	46.99	0.03	0.04	100.00	162.79	190.20	2.26	0.06	0.66	1.07	0.59	2.41	0.11	vérifie
R78-R68	953.95	954.15	39.85	0.02	0.06	100.00	203.11	237.60	1.93	0.09	0.66	1.07	0.59	2.05	0.14	vérifie
R62-R63	958.15	957.06	49.91	0.02	0.02	100.00	123.17	152.00	1.67	0.03	0.57	1.04	0.54	1.73	0.08	vérifie
R63-R64	957.06	956.55	19.23	0.03	0.02	100.00	134.44	152.00	1.83	0.03	0.72	1.08	0.63	1.98	0.10	vérifie
R64-R65	956.55	956.03	18.62	0.03	0.03	100.00	145.05	152.00	1.89	0.03	0.88	1.14	0.73	2.15	0.11	vérifie
R69-R8	952.36	950.61	162.83	0.01	0.25	100.00	385.03	475.40	2.51	0.44	0.57	1.04	0.54	2.60	0.26	vérifie
R155-R149	958.82	957.49	36.72	0.04	0.01	100.00	93.84	103.60	1.66	0.01	0.77	1.10	0.66	1.83	0.07	vérifie
R146-R147	959.41	958.34	45.47	0.02	0.05	75.00	198.87	300.00	2.04	0.14	0.33	0.90	0.40	1.84	0.12	vérifie
R147-R148	958.34	957.98	15.40	0.02	0.05	75.00	206.07	300.00	2.03	0.14	0.37	0.92	0.42	1.87	0.13	vérifie
R148-R149	957.98	957.49	31.70	0.02	0.06	75.00	236.46	300.00	1.66	0.12	0.53	1.02	0.52	1.69	0.15	vérifie
R149-R150	957.49	957.28	12.67	0.02	0.08	75.00	251.36	300.00	1.73	0.12	0.63	1.06	0.57	1.83	0.17	vérifie
R150-R151	957.28	957.11	10.47	0.02	0.08	75.00	255.98	300.00	1.72	0.12	0.66	1.06	0.59	1.83	0.18	vérifie
R142-R143	960.59	960.19	17.98	0.02	0.01	100.00	106.30	118.60	1.43	0.02	0.75	1.09	0.64	1.56	0.08	vérifie
R143-R144	960.19	958.65	46.79	0.03	0.03	100.00	131.72	152.00	2.06	0.04	0.68	1.07	0.60	2.20	0.09	vérifie
R144-R145	958.65	957.72	31.81	0.03	0.03	100.00	151.78	190.20	2.23	0.06	0.55	1.03	0.53	2.30	0.10	vérifie

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Qt (m^3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R145-R118	957.72	956.98	19.97	0.02	0.04	100.00	168.85	190.20	1.96	0.06	0.73	1.09	0.63	2.13	0.12	vérifie
R140-R117	958.47	957.63	33.60	0.03	0.01	100.00	97.18	103.60	1.38	0.01	0.84	1.13	0.70	1.56	0.07	vérifie
R116-R117	959.93	958.30	38.08	0.04	0.01	75.00	105.23	118.60	1.39	0.02	0.73	1.08	0.63	1.51	0.07	vérifie
R117-R118	958.30	956.98	49.62	0.02	0.04	75.00	181.48	237.60	1.64	0.07	0.49	0.99	0.49	1.63	0.12	vérifie
R160-R161	958.65	957.58	35.50	0.03	0.01	100.00	99.81	103.60	1.52	0.01	0.91	1.14	0.74	1.73	0.08	vérifie
R161-R162	957.58	956.20	49.83	0.03	0.05	100.00	181.54	190.20	2.19	0.06	0.88	1.14	0.73	2.49	0.14	vérifie
R162-R120	956.20	955.36	47.39	0.02	0.07	100.00	216.71	237.60	2.03	0.09	0.78	1.11	0.67	2.24	0.16	vérifie
R118-R119	956.98	956.50	44.42	0.01	0.18	100.00	335.35	380.40	2.16	0.25	0.72	1.08	0.62	2.34	0.24	vérifie
R119-R120	956.50	955.36	32.17	0.04	0.22	100.00	289.76	299.60	3.34	0.24	0.92	1.14	0.75	3.81	0.22	vérifie
R120-R121	955.36	954.49	56.68	0.02	0.31	100.00	385.77	475.40	3.00	0.53	0.57	1.04	0.54	3.11	0.26	vérifie
R121-R111	954.49	953.84	29.08	0.02	0.31	100.00	364.06	380.40	3.11	0.35	0.89	1.14	0.73	3.53	0.28	vérifie
R114-R115	957.01	955.99	40.72	0.03	0.30	100.00	348.27	380.40	3.29	0.37	0.79	1.11	0.67	3.65	0.26	vérifie
R115-R111	956.48	955.13	67.90	0.02	0.32	100.00	366.51	380.40	3.09	0.35	0.91	1.14	0.74	3.52	0.28	vérifie
R111-R112	953.84	954.45	11.79	0.03	0.64	100.00	454.90	475.40	4.04	0.72	0.89	1.14	0.73	4.59	0.35	vérifie
R112-R110	954.45	954.08	79.39	0.00	0.67	75.00	722.66	800.00	1.75	0.88	0.76	1.10	0.65	1.92	0.52	vérifie
R109-R110	954.31	953.78	23.03	0.03	0.01	100.00	97.25	118.60	1.51	0.02	0.59	1.05	0.55	1.58	0.07	vérifie
R110-R94	953.78	952.96	71.98	0.01	0.71	100.00	541.07	599.20	3.31	0.93	0.76	1.10	0.65	3.64	0.39	vérifie
R93-R94	956.53	954.26	76.47	0.03	0.03	100.00	147.80	152.00	1.94	0.04	0.93	1.14	0.76	2.21	0.11	vérifie
R94-R95	954.26	952.80	14.20	0.01	0.75	100.00	570.50	599.20	3.03	0.86	0.88	1.14	0.73	3.45	0.43	vérifie
R95-R96	952.80	952.47	19.71	0.02	0.76	100.00	533.07	599.20	3.68	1.04	0.73	1.09	0.63	4.00	0.38	vérifie
R96-R97	952.47	952.47	27.53	0.01	0.77	75.00	678.86	800.00	2.38	1.19	0.65	1.06	0.58	2.52	0.46	vérifie

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Qt (m^3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R97-R108	952.47	951.61	15.94	0.04	0.78	100.00	460.44	599.20	5.57	1.57	0.50	1.00	0.50	5.56	0.30	vérifie
R108-R88	951.61	951.49	25.98	0.00	0.79	75.00	776.75	800.00	1.70	0.85	0.93	1.14	0.75	1.93	0.60	vérifie
R98-R99	954.58	954.41	34.29	0.02	0.01	100.00	113.78	118.60	1.48	0.02	0.90	1.14	0.74	1.69	0.09	vérifie
R99-R100	954.41	954.25	32.30	0.02	0.03	100.00	159.37	190.20	1.61	0.05	0.63	1.06	0.57	1.70	0.11	vérifie
R100-R101	954.25	952.58	29.81	0.02	0.04	100.00	168.40	190.20	2.01	0.06	0.72	1.08	0.63	2.18	0.12	vérifie
R101-R102	952.58	952.28	20.27	0.01	0.05	100.00	196.78	237.60	1.86	0.08	0.61	1.05	0.56	1.96	0.13	vérifie
R102-R103	952.28	951.59	15.22	0.04	0.06	100.00	174.30	190.20	2.51	0.07	0.79	1.11	0.67	2.78	0.13	vérifie
R103-R104	951.59	951.55	25.90	0.01	0.07	100.00	229.65	237.60	1.67	0.07	0.92	1.14	0.75	1.90	0.18	vérifie
R104-R105	951.55	950.92	30.28	0.02	0.08	100.00	221.24	237.60	2.20	0.10	0.83	1.12	0.69	2.47	0.17	vérifie
R105-R106	950.92	950.71	19.78	0.01	0.09	100.00	259.29	299.60	1.86	0.13	0.68	1.07	0.60	1.99	0.18	vérifie
R106-R107	950.71	950.16	49.63	0.01	0.11	100.00	280.26	299.60	1.87	0.13	0.84	1.13	0.70	2.10	0.21	vérifie
R107-R89	950.16	949.91	18.26	0.00	0.12	100.00	333.73	380.40	1.47	0.17	0.71	1.08	0.62	1.59	0.23	vérifie
R90-R91	953.58	952.80	31.52	0.02	0.01	100.00	109.67	118.60	1.50	0.02	0.81	1.12	0.69	1.68	0.08	vérifie
R91-R92	952.80	951.12	42.82	0.04	0.03	100.00	138.72	152.00	2.24	0.04	0.79	1.11	0.67	2.48	0.10	vérifie
R92-R79	952.02	950.21	31.80	0.03	0.05	100.00	168.00	190.20	2.23	0.06	0.72	1.08	0.63	2.41	0.12	vérifie
R168-R25	952.18	951.89	58.31	0.01	0.18	100.00	390.08	380.40	1.47	0.17	1.07	1.12	0.91	1.65	0.35	vérifie
R184-R185	952.10	951.81	36.56	0.01	0.05	100.00	221.81	237.60	1.36	0.06	0.83	1.13	0.70	1.53	0.17	vérifie
R187-R177	951.26	951.09	21.09	0.01	0.05	100.00	219.42	237.60	1.36	0.06	0.81	1.12	0.68	1.52	0.16	vérifie
R1-R2	956.30	955.97	15.24	0.02	0.29	100.00	354.84	380.40	3.06	0.35	0.83	1.12	0.70	3.44	0.27	vérifie
R2-R3	955.97	954.36	54.81	0.03	0.43	100.00	388.79	475.40	4.14	0.73	0.59	1.04	0.55	4.32	0.26	vérifie
R3-R4	954.36	953.63	51.48	0.01	0.50	100.00	469.77	599.20	3.37	0.95	0.52	1.01	0.51	3.42	0.31	vérifie

Tronçon	$CR_{,am}$ (m)	$CR_{,av}$ (m)	Distance(m)	I (m/m)	Qt (m^3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Autocurage
R4-R5	953.63	952.16	44.69	0.03	0.52	100.00	407.52	475.40	4.37	0.78	0.66	1.07	0.59	4.67	0.28	vérifie
R5-R6	952.16	951.60	23.83	0.02	0.64	100.00	469.33	599.20	4.34	1.22	0.52	1.01	0.51	4.40	0.31	vérifie
R6-R7	951.60	951.41	50.95	0.00	0.64	75.00	738.45	800.00	1.57	0.79	0.81	1.12	0.68	1.76	0.55	vérifie
R7-R8	951.41	950.61	57.19	0.01	0.64	75.00	577.97	800.00	3.02	1.52	0.42	0.95	0.45	2.87	0.36	vérifie
R8-R9	950.61	949.66	56.45	0.02	0.89	75.00	631.95	800.00	3.33	1.67	0.53	1.02	0.52	3.40	0.41	vérifie
R9-R10	949.66	948.35	50.37	0.03	0.89	75.00	582.45	800.00	4.14	2.08	0.43	0.96	0.46	3.95	0.37	vérifie
R10-R11	948.35	946.98	76.94	0.02	3.04	75.00	988.83	1000.00	3.98	3.12	0.97	1.14	0.78	4.54	0.78	vérifie
R11-R12	946.98	945.58	82.41	0.02	0.89	75.00	631.23	800.00	3.34	1.68	0.53	1.02	0.52	3.40	0.41	vérifie
R12-R13	945.58	943.50	73.45	0.02	0.89	75.00	619.53	800.00	3.51	1.76	0.51	1.00	0.50	3.53	0.40	vérifie
R13-R14	943.50	941.39	97.58	0.02	1.88	75.00	796.30	800.00	3.77	1.89	0.99	1.14	0.80	4.31	0.64	vérifie
R14-do	941.39	938.84	55.26	0.03	1.88	75.00	773.57	800.00	4.07	2.05	0.92	1.14	0.75	4.64	0.60	vérifie
do- Or	938.84	935.76	27.70	0.01	1.88	75.00	934.27	1000.00	2.86	2.24	0.84	1.13	0.70	3.22	0.70	vérifie
R25-R26	951.97	951.11	55.09	0.02	0.22	100.00	338.89	380.40	2.60	0.30	0.74	1.09	0.64	2.83	0.24	vérifie
R26-R27	951.11	950.17	73.19	0.01	0.22	100.00	351.54	380.40	2.36	0.27	0.81	1.12	0.68	2.64	0.26	vérifie
R27-R28	950.17	949.58	17.28	0.03	0.22	100.00	293.18	475.40	4.44	0.79	0.28	0.86	0.36	3.82	0.17	vérifie
R28-R29	949.58	948.70	30.81	0.03	0.47	100.00	402.42	475.40	4.09	0.73	0.64	1.06	0.58	4.34	0.27	vérifie
R29-OR	948.70	947.68	26.22	0.04	0.47	100.00	379.83	380.40	4.11	0.47	1.00	1.14	0.81	4.70	0.31	vérifie