

ملخص

تهدف هذه المذكرة أساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لقرية تافيسور (ولاية سيدي بلعباس). في إطار إنشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة، اخترنا نظام مشترك لتصريف مياه الأمطار و مياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة

فبعدما جمعنا كامل المعطيات اللازمة لتحقيق هذا المشروع، قمنا بتقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و تنفيذ مخطط الشبكة. إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية

الكلمات المفتاحية: قرية تافيسور – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه

Abstract

This thesis primarily aims to design a sewerage network for the village of Taffisour (province of Sidi belabes). As part of creating an ideal city for a healthy environment, we opted for a unitary system for the discharge of rainwater and wastewater to a treatment plant. After gathering all the necessary data for this project, we estimated the volume of water flows to be discharged, then calculated the dimensions and executed the network plan. Additionally, we assessed the project from an economic perspective by estimating the overall cost.

Keywords: village of Taffisour – unitary system - sewage network

Résumé

Cette mémoire vise principalement à concevoir un réseau d'assainissement pour la localité de Taffisour (Wilaya de Sidi belabes). Dans le cadre de la création d'une ville idéale pour un environnement sain, nous avons choisi un système unitaire pour l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées vers une station de traitement. Après avoir recueilli toutes les données nécessaires à la réalisation de ce projet, nous avons estimé le volume des débits d'eau à évacuer, puis calculé les dimensions et réalisé le plan du réseau. Nous avons également évalué le projet du point de vue économique en estimant le coût total

Mots-clés : localité de Taffisour – système d'assainissement – réseau unitaire

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Allah le Tout-Puissant de m'avoir donné la santé, la force, la patience et la capacité de mener à bien ce travail.

Je remercie mon encadrante, Mr. TOUMI, dont les conseils et le soutien, du début à la fin, m'ont permis de développer mes compétences en recherche et ma compréhension du sujet.

Je tiens également à remercier les membres du jury pour avoir consacré leur temps à examiner et évaluer mon travail.

Dédicaces

Avant tout, je souhaite dédier ce modeste travail à ma chère mère, ainsi qu'à mon père, pour leurs sacrifices, leur patience, leur compréhension, leur soutien et leur amour inconditionnel qui m'ont aidé à surmonter de nombreux obstacles dans ma vie. Je leur serai éternellement reconnaissant.

À mes deux sœurs, Meriem et Widad, ainsi qu'à mon frère, Younes, je prie Allah de veiller sur vous, de vous protéger et de vous accorder une vie heureuse et épanouissante.

Enfin, je tiens à dédier ce travail à toute la bande indivise, dont font partie Mr. Brahim.Miziri, Manal et bien d'autres. Votre soutien et vos précieux conseils m'ont profondément marqué. Je suis extrêmement reconnaissant d'avoir eu la chance de vous rencontrer, des personnes aussi exceptionnelles que vous.

Introduction Générale	1
1 Présentation de la zone d'étude	2
1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de la ville	2
1.2.1 Situation géographique	2
1.2.2 Situation topographique :	3
1.2.3 Situation hydrologique	4
1.2.4 Situation Géologique :	4
1.2.4.1 Sismicité :	4
1.2.5 Situation climatique	5
1.2.5.1 Température	5
1.2.5.2 Précipitation	6
1.2.5.3 L'évaporation :	6
1.2.6 Situation pédologieque :	7
1.2.7 Situation démographique :	7
1.2.8 Situation hydraulique [17] :	7
1.2.8.1 Alimentation en eau potable :	7
1.2.8.2 Assainissement :	7
1.3 Conclusion :	7
2 Etude hydrologique	8
2.1 Introduction	8
2.2 Notion d'averse	9
2.3 Choix de la période de retour	9
2.4 le choix de la station pluviométrique	9
2.5 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	12
2.6 Ajustement de la série pluviométrique	12
2.6.1 les lois d'ajustement :	13
2.7 Choix de la loi d'ajustement :	19
2.7.1 Test graphique :	19
2.7.2 Test d'adéquation de Khi-deux :	19
2.8 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :	20
2.8.1 Conclusion :	22

3	Calcul de base	23
3.1	Introduction	23
3.2	la population a l'horizon d'etude	23
3.3	Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires :	24
3.4	Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :	25
3.5	Types de Systèmes d'Évacuation	25
3.5.1	Le système unitaire.	25
3.5.2	Le système séparatif.	25
3.5.3	Le système pseudo-séparatif.	26
3.5.4	Le choix du réseau.	26
3.6	Schéma d'évacuation des eaux :	27
3.6.1	Schéma perpendiculaire	27
3.6.2	Schéma par déplacement laterale :	27
3.6.3	Schéma du collecteur par zones étagée	28
3.6.4	Schéma radial	28
3.6.5	L'estimation de Coefficient de ruissellement :	29
3.6.6	Le Coefficient de ruissellement pondéré :	30
3.7	Calcul de la population de chaque sous bassin :	31
3.7.1	Conclusion	31
4	Estimation des débits à évacuer	32
4.1	Introduction :	32
4.2	Evaluation des débits d'eaux usées :	32
4.3	Les eaux usées des services publiques :	33
4.4	Les eaux usées industrielles :	33
4.5	Les eaux parasites :	33
4.6	Les eaux pluviales :	33
4.7	Estimation des débits :	34
4.7.1	Estimation des débits des eaux usées :	34
4.7.1.1	Evaluation des débits des eaux usées domestiques :	34
4.7.1.2	Estimation des débits d'eaux usées des établissements pu- blics :	35
4.7.1.3	L'estimation du débit des eaux parasites :	36
4.7.2	Estimation des débits des eaux pluviales :	36
4.7.2.1	La méthode rationnelle :	36
4.7.2.2	La méthode superficielle :	39
4.7.2.3	Choix de la méthode :	41
4.7.2.4	Calcul des débits pluviaux :	41
4.8	Conclusion	42
5	Dimensionnement du réseau d'assainissement	43
5.1	Introduction :	43
5.2	Conception du réseau :	43
5.2.1	Débit :	43
5.2.2	Pente :	44
5.2.3	Diametre :	44
5.2.4	Vitesse :	45
5.3	Résultats de dimensionnement :	46

5.4	Conclusion	47
6	Les éléments constitutifs du réseau d'égout :	48
6.1	Introduction :	48
6.2	Les ouvrages principaux :	48
6.2.1	Canalisations :	48
6.2.1.1	forme des conduites :	48
6.2.1.2	type des matériaux :	49
6.2.1.3	Pourquoi choisir des canalisations en béton ? :	51
6.3	Les ouvrages annexes :	53
6.3.1	Les ouvrages normaux	53
6.3.1.1	Les branchements :	53
6.3.2	Les bouches d'égout :	54
6.3.3	Les regards :	54
6.3.3.1	Regard de jonction :	55
6.3.3.2	Regard de Les regards de visite :	55
6.3.3.3	Regard de chute :	56
6.3.4	Les ouvrages spéciaux :	56
6.3.4.1	Les déversoirs d'orage :	56
6.3.4.2	Composition des organes d'un déversoir d'orage :	56
6.3.4.3	Emplacement des déversoirs d'orage :	57
6.3.4.4	Types de déversoir d'orage :	57
6.3.4.5	Principe de dimensionnement D'un deversoir d'orage :	59
6.4	Conclusion :	61
7	Organisation de chantier :	62
7.1	Introduction :	62
7.2	Les étapes de réalisation du projet :	62
7.2.1	Manutention et stockage des conduits :	62
7.2.1.1	Manutention	62
7.2.1.2	Stockage	63
7.2.2	Décapage de la terre végétale :	63
7.2.3	Exécution des tranchées et des fouilles de regards :	64
7.2.4	le BLINDAGE :	64
7.2.4.1	LES TECHNIQUES DE BLINDAGE :	65
7.2.5	Le lit de sable :	65
7.2.6	Les techniques de pose des canalisations :	66
7.2.7	ZONE D'ENROBAGE	67
7.2.8	COMPACTAGE DU REMBLAI PROPREMENT DIT :	68
7.3	Détermination des différents volumes de travaux :	69
7.3.1	Volume de décapage de la couche végétale :	69
7.3.2	Volume du déblai des tranchées :	69
7.3.3	Volume occupé par le lit de sable :	69
7.3.4	Volume occupée par les conduites :	70
7.3.5	Volume de remblai :	70
7.3.6	Volume excédentaire	70
7.4	Conclusion :	71
	Conclusion Générale	73

Bibliographie

74

Annexes

76

TABLE DES FIGURES

1.1	Position géographique des villages autour de Taffiseur	2
1.2	Situation géographique de La localité de Tafissour	3
1.3	la topographie de la zone d'étude	4
1.4	carte d'ctivité sismique	5
1.5	. Carte Evapotranspiration potentielle (carte de l'ANRH)	6
2.1	cycle de l'eau	8
2.2	L'emplacement des stations pluviométriques dans le bassin versant de la zone d'étude.	10
2.3	presenation graphique des pmax j	12
2.4	Visualisation des observations.	14
2.5	Ajustement graphique à la loi Log normal.	17
2.6	Ajustement graphique à la loi GEV.	18
2.7	comparaison graph.	19
2.8	Courbe intensité-durée-fréquence	22
3.1	Découpage de bassin en sous bassins élémentaires	24
3.2	schéma représentatif d'un système unitaire	25
3.3	schéma représentatif d'un système séparatif.	26
3.4	schéma représentatif d'un système pseudo-séparatif	26
3.5	schéma représentatif d'un Schéma perpendiculaire	27
3.6	schéma représentatif d'un Schéma par déplacement laterale	28
3.7	schéma représentatif d'un Schéma du collecteur par zones étagée	28
3.8	schéma représentatif d'un Schéma radial	29
4.1	Principe schématique de la détermination du coefficient α	38
6.1	les forme des conduites	49
6.2	la composition des éléments en PVC	50
6.3	bague d'étanchéité,.	51
6.4	la pose des canalisations béton.	52
6.5	L'assemblage des canalisations circulaires en béton	53
6.6	Exemple d'un branchement simple	54
6.7	Absorption par le haut / par le coté latéral	54
6.8	Regards de visite	55
6.9	Regard de chute	56

6.10	Schéma détaillé d'un déversoir d'orage avec éléments annexes	57
6.11	déversoir d'orage FRONTALE	58
6.12	déversoir d'orage latéral	58
6.13	déversoir d'orage frontale a double seuil	59
6.14	déversoir d'orage latéral double seuil	59
7.1	Manutention des conduites	63
7.2	Mode opératoire de stockage	64
7.3	Exécution des tranchées	64
7.4	le talutage	65
7.5	le blindage	65
7.6	lit de sable	66
7.7	Expérience avec le cube de caoutchouc	66
7.8	Comportement des conduites sous la charge	66
7.9	Expérience avec le cube de caoutchouc	67
7.10	le code couleur de grillage avertisseur	68
7.11	Les niveaux de qualité de compactage	68
7.12	Comparaison des méthodes de compactage	69
7.13	variation des debits et des vitesses en fonction du remplissage	76
7.14	table ki 2	77

LISTE DES TABLEAUX

1.1 Répartition mensuelle de la température (°C)	5
1.2 Répartition mensuelle des précipitations moyennes	6
1.3 Données démographiques de Tefessour en 2022	7
2.1 Informations sur la station MERINE	10
2.2 serie des precipitations	11
2.3 Statistiques descriptives des données	13
2.4 Résultats de l'ajustement à la loi LOGNORMAL (Hyfran)	16
2.5 Résultats de l'ajustement à la loi LOGNORMAL POUR T=10 ANS	16
2.6 Les paramètres de la loi GEV	17
2.7 Résultats de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)	18
2.8 Résultats de l'ajustement à la loi GEV POUR T=10 ANS	18
2.9 RESULTATS DE TEST D'ADEQUATION DE KHI-DEUX (HYFRANT)	20
2.10 χ^2 théorique	20
2.11 Test d'adéquation de la loi de GEV et de la loi de Galton.	20
2.12 Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités	21
3.1 Estimation de la population à différents horizons	24
3.2 Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes surfaces	29
3.3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population par hectare	30
3.4 coefficients de ruissellement pour chaque surface elementair	30
3.5 Répartition de population dans chaque sous bassin :	31
4.1 Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous-bassin	34
4.2 Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin	35
4.3 :Evaluation des débits d'eau parasite de chaque sous bassi	36
4.4 Tableau des eaux usees totale	36
4.5 Principe schématique de la détermination du coefficient α	38
4.6 Valeurs de coefficient d'allongement	40
4.7 Formules d'assemblage et d'équivalence	41
4.8 Coefficient réducteur de l'intensité pour chaque sous bassin	41
4.9 le temps de concentration	42
4.10 évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin	42
4.11 Calcul des débits totaux pour chaque sous-bassin	42

5.1	Coefficient de Manning-Strickler (K_s) en fonction de la nature de parois .	45
6.1	Les résultats de dimensionnement de DO	61
7.1	Valeurs de K_f pour différents types de sol	71
7.3	Devis quantitatif et estimatif	72

La liste des planches :

Levé topographique de TAFESSOUR(1/6)

Tracé du réseau d'assainissement (2/6)

Profile en long (conduite principale)de TAFFISSOUR(3/6)

Profile en long (conduite principale)de TAFFISSOUR(4/6)

Profile en long (conduite principale)de TAFFISSOUR(5/6)

Éléments constitutifs du réseau d'égout (6/6)

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'assainissement constitue un enjeu majeur pour le développement durable et la protection de l'environnement.

Il englobe l'ensemble des techniques et infrastructures nécessaires pour collecter, transporter, traiter et éliminer les eaux usées et pluviales, assurant ainsi une gestion saine et hygiénique des déchets liquides. Dans ce contexte, le dimensionnement des réseaux d'assainissement revêt une importance cruciale pour garantir leur efficacité et leur durabilité.

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement est un processus complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux paramètres techniques, environnementaux et socio-économiques. Parmi ces paramètres, on peut citer les caractéristiques hydrologiques de la région, la nature et la quantité des eaux usées générées, ainsi que les exigences réglementaires en matière de qualité des rejets.

Un dimensionnement adéquat permet non seulement de prévenir les risques d'inondations et de pollution, mais aussi de promouvoir une utilisation rationnelle des ressources en eau.

CHAPITRE 1

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons les éléments essentiels à tout projet d'assainissement urbain. Il est crucial d'étudier le site pour comprendre les caractéristiques physiques de l'emplacement ainsi que les facteurs influençant la conception du projet. Pour cela, la collecte des données doit être menée avec précision et soin, afin d'assurer une exécution optimale des travaux. Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de dimensionnement du réseau d'assainissement de la localité Tafissour .

1.2 Présentation de la ville

1.2.1 Situation géographique

La localité de Tafissour est rattachée administrativement à la commune de Tafissour, daïra de Mérine, dans la wilaya de Sidi Bel Abbès, et s'étend sur une superficie de 38 hectares.



FIGURE 1.1 – Position géographique des villages autour de Taffiseur

Administrativement, elle est limitée :

- ❖ Au nord par le village d'Oualla à 9 km
- ❖ À l'est par le village de Sidi Embarek à 12 km
- ❖ Au sud-est par le village de Taoudmout à 14 km
- ❖ Au sud-ouest par le village d'Oued Taourira à 15 km
- ❖ Au nord-ouest par le village d'Amelza à 17 km

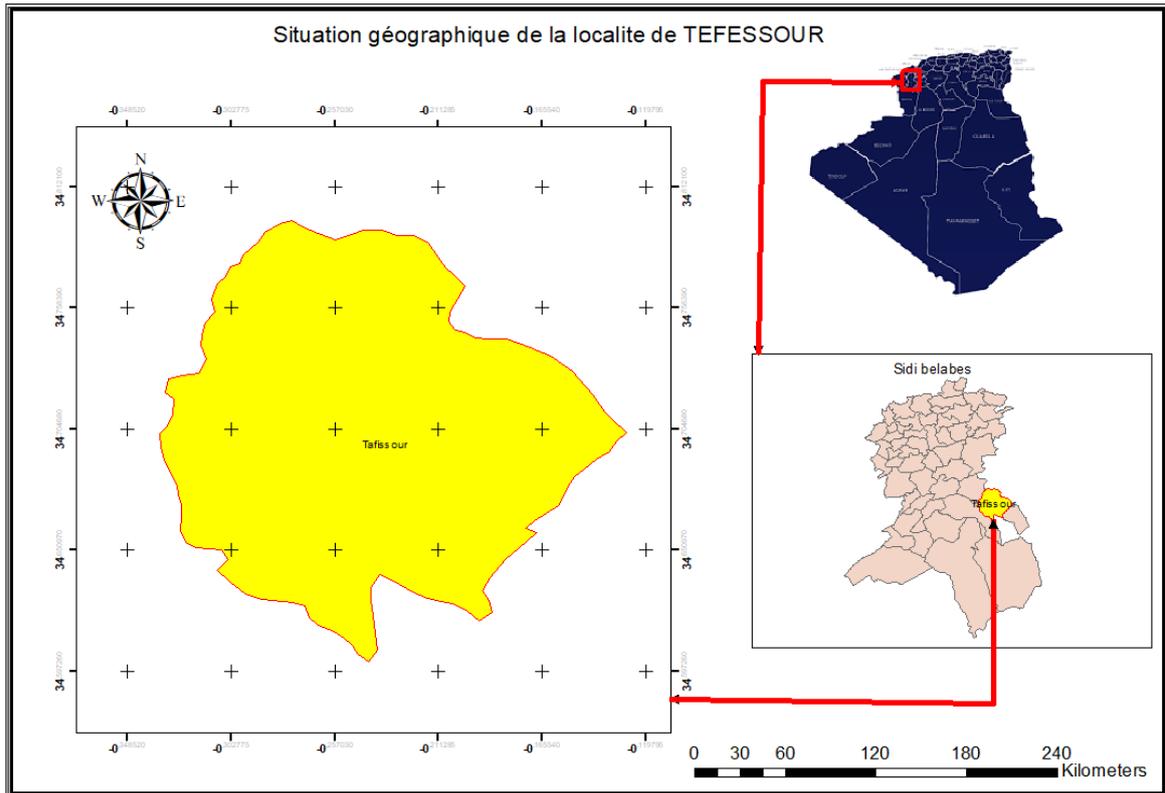


FIGURE 1.2 – Situation géographique de La localité de Tafissour

1.2.2 Situation topographique :

Sur le plan topographique, la localité de Taffisseur se caractérise par des pentes modérées, généralement comprises entre 0,37 % et 7.3 %. L'altitude varie quant à elle entre 1008 et 1037 mètres. En termes d'occupation du sol, l'urbanisation prédomine dans la région.[17]

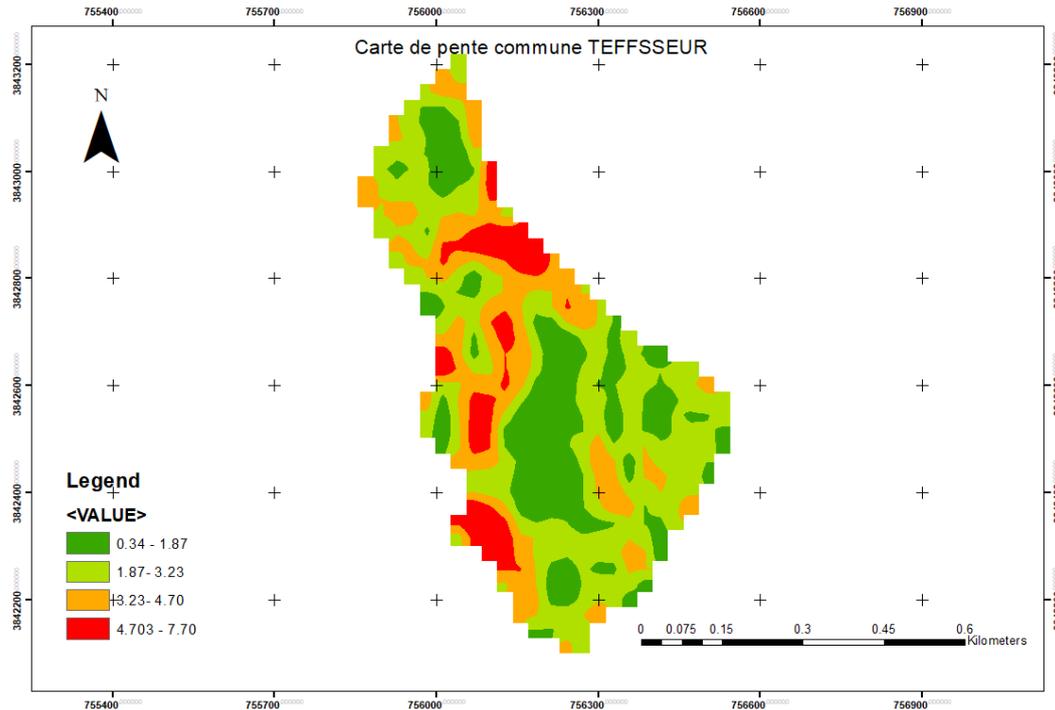


FIGURE 1.3 – la topographie de la zone d'étude

1.2.3 Situation hydrologique

Notre zone d'étude appartient au grand bassin versant de Chatt Charguiet portée le code 11-05 de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (Source : A.N.R.H), ce dernier renferme plusieurs station pluviométriques [15]

1.2.4 Situation Géologique :

La région de Sidi Bel Abbès est une plaine située à 500 mètres d'altitude, entourée de montagnes. Elle est remplie de sédiments anciens apportés par la rivière Mekerra. Le sol est composé de différentes couches de roches, comme des marnes (roches argileuses), du calcaire, et du grès, formées à différentes périodes géologiques. Ces caractéristiques influencent la stabilité du terrain, ce qui est important pour la construction de réseaux d'assainissement.[19]

1.2.4.1 Sismicité :

Étant donné que notre région se situe dans une zone de faible sismicité, il est possible de concevoir et de réaliser le réseau d'assainissement sans nécessiter de mesures parasismiques majeures, tout en respectant les normes de sécurité appropriées.[20]

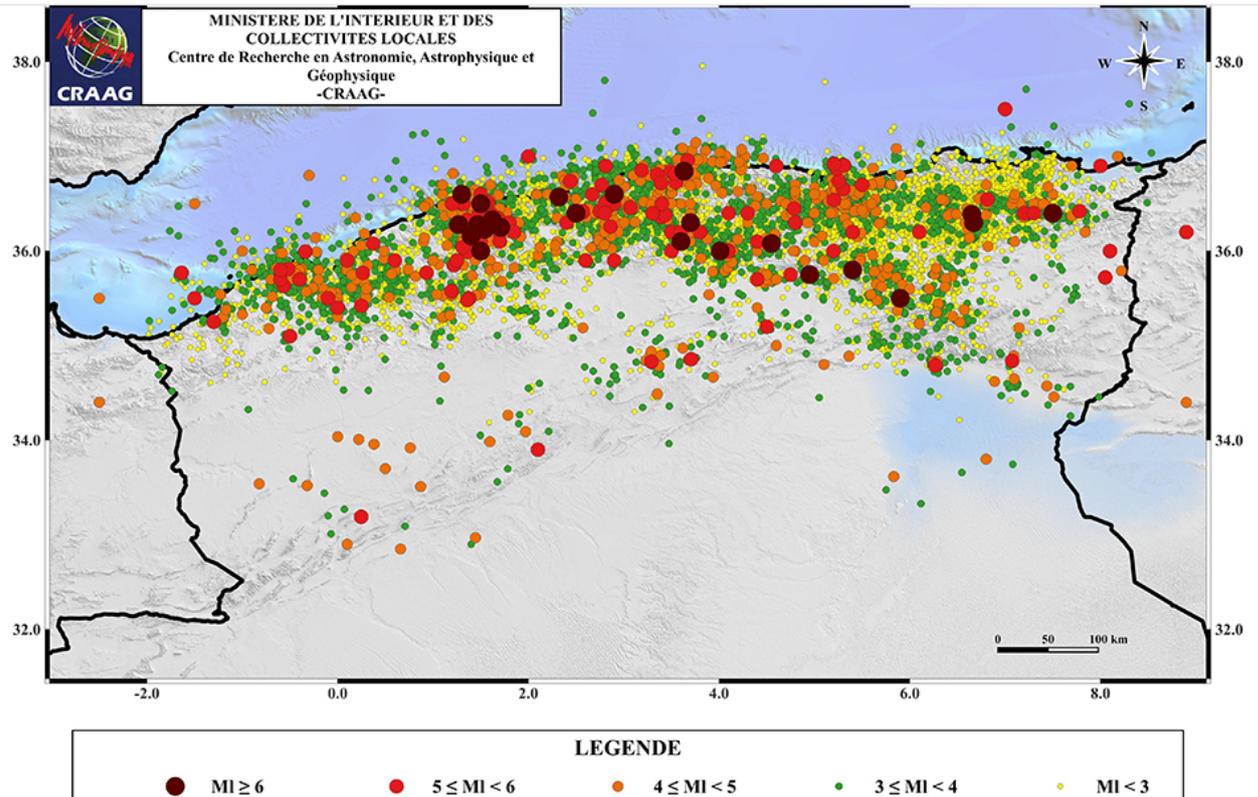


FIGURE 1.4 – carte d'activité sismique

1.2.5 Situation climatique

Le climat se définit comme étant l'ensemble des phénomènes météorologiques qui caractérisent l'état de l'atmosphère et de son évolution en un lieu donné.

Les éléments climatiques sont des paramètres de base indispensables à connaître pour conduire une réflexion sur l'optimisation de l'eau disponible. Les différents éléments caractérisant le climat sont principalement : les précipitations, la température, et l'humidité.

Les données climatiques de la zone d'étude sont celles des observations effectuées sur les principales stations hydro pluviométrique de l'Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques (ANRH) et l'Office National de la Météorologie (ONM).

1.2.5.1 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 est la suivante[16]

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	jun	jui	août
Température (°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

TABLE 1.1 – Répartition mensuelle de la température (°C)

1.2.6 Situation pédologique :

Le sol de Sidi-bel · Abbès est argilo-arénacé ; sur quelques points s’y mêlent des éléments marneux ; mais généralement, dans cette plaine, domine le terrain du premier type[21]

1.2.7 Situation démographique :

Lors du recensement de 2008 effectué par l’ONS la population totale de commune de Tefessour a été estimée à 2515 personnes avec un taux d’accroissement annuel de 0.95% d’après les donnée recueille à partir de L’APC de Tefessour la population totale de la commune a été estimée à 2868 personnes à l’année 2022.[18]

Localité	Année	Population
Tefessour	2022	1637

TABLE 1.3 – Données démographiques de Tefessour en 2022

1.2.8 Situation hydraulique [17] :

1.2.8.1 Alimentation en eau potable :

la région de TEFESSOUR est trop soumise aux ressources naturelles, notamment les eaux souterraines. Ces ressources ont été exploitées pour couvrir les besoin d’alimentation en eau potable de la population qui s’étend actuellement à 1637 Hab. le système d’adduction est ordinaire, l’eau des forages est pompée jusqu’aux ouvrages de stockage, puis elle est distribuée aux habitants gravitaire ment par des conduites des différents diamètres.

1.2.8.2 Assainissement :

Cette localité ne dispose pas de réseau d’assainissement. L’objectif de ce mémoire est de dimensionner un réseau d’assainissement approprié pour répondre aux besoins de la région.

1.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération, en tenant compte de la topographie, de la géologie, de la climatologie, de la démographie et de la situation hydraulique à partir des informations disponibles sur la région, afin de réaliser un réseau d’assainissement adapté à notre agglomération.

2.1 Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, les eaux de surface, l'évaporation et l'évapotranspiration, les eaux souterraines. L'hydrologie joue un rôle crucial dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, offrant une compréhension approfondie des processus hydrologiques essentiels pour la conception et la gestion efficace des systèmes de drainage urbain. Dans le contexte d'un projet de fin d'études (PFE) axé sur le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de maîtriser les principes de l'hydrologie pour analyser les précipitations, l'infiltration, le ruissellement et leur impact sur les infrastructures de gestion des eaux usées et pluviales.

Ce chapitre explore les fondements théoriques et pratiques de l'hydrologie appliquée aux réseaux d'assainissement



FIGURE 2.1 – cycle de l'eau

2.2 Notion d'averse

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie dH tombée en un temps dt . S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur H mm, elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6h ou en 15mn. L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse

L'étude des averses revêt une importance capitale en hydrologie non seulement dans le dimensionnement des ouvrages en assainissement urbain et rural mais aussi dans l'étude des crues.

[2] En assainissement, la gestion des eaux pluviales prend en compte les averses pour dimensionner les infrastructures de drainage et éviter les inondations urbaines. La capacité des réseaux d'assainissement doit être conçue pour gérer les débits soudains et intenses provoqués par ces averses, afin de protéger les infrastructures et les habitants contre les dommages potentiels.

2.3 Choix de la période de retour

Le choix de la période de retour pour un réseau d'assainissement est une décision complexe qui doit prendre en compte les caractéristiques de l'infrastructure, les conditions climatiques locales, les conséquences potentielles des défaillances et les considérations économiques. Une période de retour bien choisie assure que le réseau d'assainissement est suffisamment robuste pour gérer les événements de précipitation extrêmes, protégeant ainsi les populations et les biens contre les inondations et les autres impacts négatifs.

[3] Pour l'assainissement en Algérie, la période de retour est généralement de 10 ans.

2.4 le choix de la station pluviométrique

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Le choix de la station est important, la sélection des stations s'est faite sur la base de : Les limites de la zone étudiée sont :[4]

- ❖ Critères topographiques
- ❖ Critères climatiques
- ❖ Position géographique par rapport à la zone d'étude
- ❖ La taille de l'échantillon
- ❖ La qualité des données (fiable sans lacunes dans la série observée)

Notre zone d'étude appartient au grand bassin versant de Chatt Chargui, ce dernier renferme plusieurs station pluviométriques

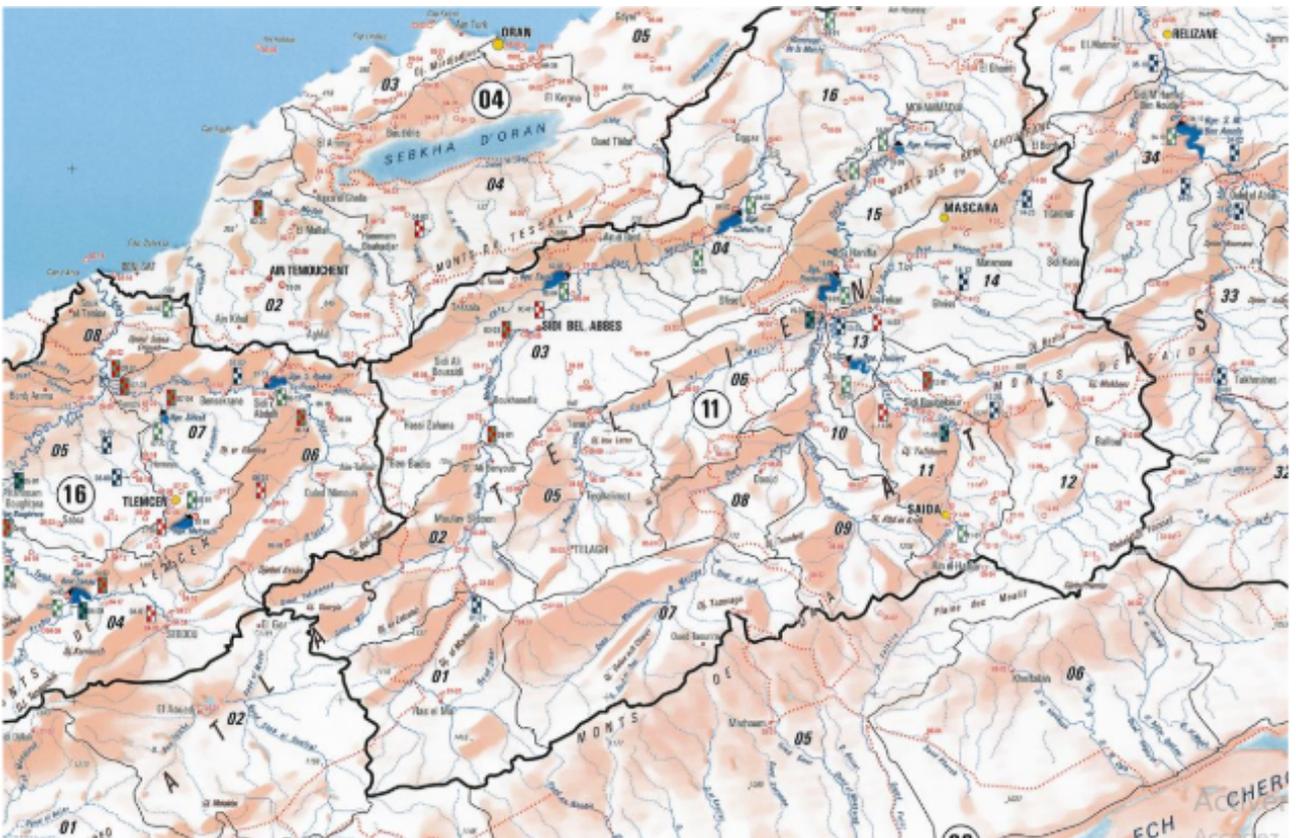


FIGURE 2.2 – L'emplacement des stations pluviométriques dans le bassin versant de la zone d'étude.

Suivant les critères de choix de la série pluviométrique la station MERINE c'est la station optimale (Code station : 110501)

La station de	Code	X(km)	Y(km)	Altitude (m)	Période d'observation
MERINE	110501	211.6	169.5	970	1978-2020

TABLE 2.1 – Informations sur la station MERINE

Pour cette station, on dispose d'une série de données comportant les totaux des précipitations mensuelles et les maximas journaliers pour 46 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans le tableau suivant :

Précipitations Mensuelles et Maximum Journalier (1978-2020)													
Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Pmaxj
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	10.2	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	17	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	25.3	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	21.1	27.9	10.5	0.4	8.4	0	0	5.9	28.6
2015	15	14	17	7	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

TABLE 2.2 – serie des precipitations

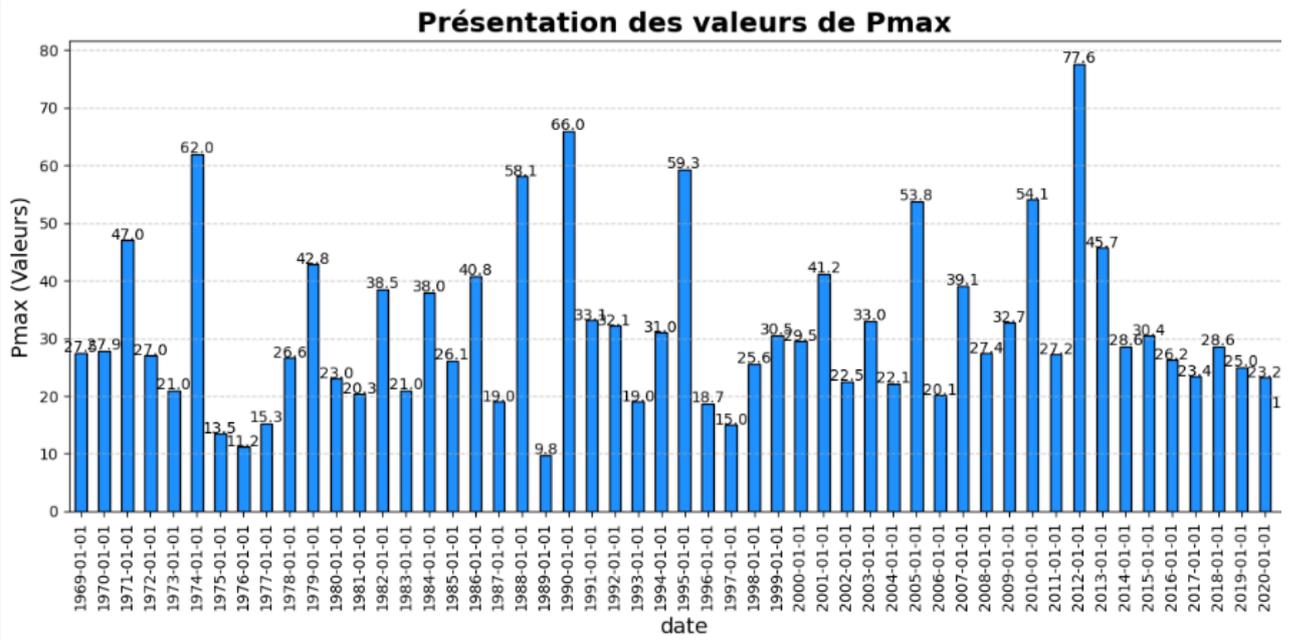


FIGURE 2.3 – presentation graphique des pmax j

2.5 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale joue un rôle crucial dans la planification des réseaux d'égout. [2]

Dans le cadre d'un projet d'assainissement, l'ingénieur doit évaluer l'intensité moyenne maximale sur un intervalle de temps t à divers points du réseau, prévoyant qu'elle soit dépassée ou atteinte une fois sur une période de 10, 20 ou 50 ans. Ainsi, lors de l'étude des précipitations, il est nécessaire de déterminer les valeurs des intensités moyennes maximales pour différentes durées d'intervalle t .

$$i_t = \frac{\Delta H}{\Delta t} \quad (2.5.1)$$

avec :

i_t : intensité moyenne

ΔH : hauteur de pluie recueillie pendant la durée

Δt : L'intervalle de temps sera compris entre quelques minutes et quelques heures.

2.6 Ajustement de la série pluviométrique

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières, de 46 années.

Pour notre étude, nous avons travaillé avec le logiciel HYFRAN dans les procédés d'ajustement selon les étapes suivantes [2] :

1/ Classer la série des précipitations par ordre croissant.

- 2/ Choisir la formule de probabilité empirique dans notre cas (Hazan)
- 3/ Calculer des caractéristiques de la série.
- 4/ Choix des lois d'ajustement.
- 5/ Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- 6/ Ajuster graphiquement les lois choisies . Nous avons choisi Les 2 lois les plus utilisées sont :

- ✈ Loi de GEV
- ✈ Loi de GALTON ou loi log normale

Les caractéristiques de cette série sont :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières durant 46 ans d'observations :

$$P_{J.MAX} = \frac{\sum P_{J.MAX}}{n} = \frac{1405.7}{43} = 32.7mm \quad (2.6.1)$$

L'écart type Pour n supérieur à 30 on a :

$$\sigma_{p.j. \max} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (p_{j. \max} - \bar{p}_{j. \max})^2}{n}} = 14.3mm \quad (2.6.2)$$

Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{p.j. \max}}{P_{J.MAX}} = 0.437 \quad (2.6.3)$$

Statistiques de base	Valeurs
Nombre d'observations	43
Minimum	9.80
Maximum	77.6
Moyenne	32.7
Écart-type	14.3
Médiane	28.6
Coefficient de variation (Cv)	0.437
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.27
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.05

TABLE 2.3 – Statistiques descriptives des données

2.6.1 les lois d'ajustement :

On remarque que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, c'est pour ça il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques. Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur le papier à probabilité permet d'accepter ou de rejeter la loi. Pour notre travail, l'ajustement sera fait par les deux lois :

- ✈ La loi de GEV
- ✈ Loi de GALTON ou loi log normale

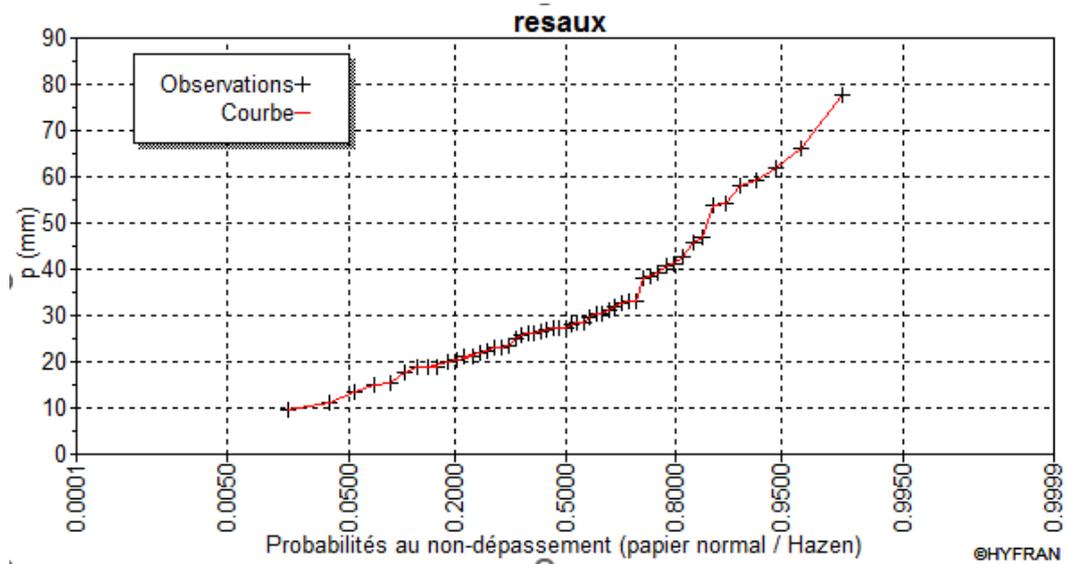


FIGURE 2.4 – Visualisation des observations.

Quelque soit la loi théorique d'ajustement à un échantillon, le procédé de calcul est toujours le même. Il consiste à :

- 1) classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- 2) affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- 3) calculer la fréquence expérimentale par une formule empirique ;
- 4) Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon à savoir : moyenne, écart type ou coefficient de variation, coefficient d'asymétrie s'il existe..
- 5) reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi ;
- 6) tracer la gite ou la courbe théorique appropriée ;
- 7) lire ou calculer la valeur extrême (quantile), c'est à dire la valeur correspondante à une probabilité donnée ;
- 8) tester l'adéquation de la loi d'ajustement ;
- 9) calculer l'intervalle de confiance en général à 95% sur les caractéristiques empiriques de l'échantillon et sur le ou les valeurs extrêmes

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale) :

Une variable aléatoire x a une distribution log normale lorsque $(y = \ln x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} \quad (2.6.4)$$

Tel que « u » la variable réduite de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (2.6.5)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$$

est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique, avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique

Procédé d'ajustement :

- 1) Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement)
- 2) Calcul de la fréquence expérimentale par la formule d'Hazen
- 3) Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale
- 4) Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme
- 5) Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- 6) Détermination de la droite de Galton
- 7) Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \quad (2.6.7)$$

Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GALTON :

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\log_x(p\%) = \overline{\log x} + u_{p\%} \sigma_{\log x} \quad (2.6.8)$$

Calcul de la pente de la droite de GALTON

$$\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{N}} = 0.4079 \quad (2.6.9)$$

Calcul de l'ordonnée à l'origine :

$$\log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{N} = 3.4 \quad (2.6.10)$$

L'équation totale devient :

$$\log(p\%) = 3.4 + 0.4079u \quad (2.6.11)$$

A partir de la formule de la droite nous obtenons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10 %

$$F_D = \frac{1}{T} = \frac{1}{10} = 0.1$$

$$F_{ND} = 1 - F_D = 1 - 0.1 = 0.9$$

a partir de tabl de la loi normale :

$$u_{10\%} = 1.28 \longrightarrow P_{\max,j} = 50.5mm$$

Résultats d'ajustement avec HYFRAN :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	139	25.0	90.5 – 188
2000.0	0.9995	117	18.8	80.0 – 154
1000.0	0.9990	108	16.4	75.4 – 140
200.0	0.9950	87.0	11.5	64.5 – 110
100.0	0.9900	78.5	9.60	59.7 – 97.3
50.0	0.9800	70.2	7.85	54.8 – 85.5
20.0	0.9500	59.3	5.76	48.0 – 70.5
10.0	0.9000	51.0	4.36	42.5 – 59.5
5.0	0.8000	42.5	3.12	36.4 – 48.7
3.0	0.6667	35.9	2.36	31.3 – 40.5
2.0	0.5000	30.0	1.89	26.3 – 33.8
1.4286	0.3000	24.2	1.63	21.0 – 27.4
1.2500	0.2000	21.2	1.56	18.2 – 24.3
1.1111	0.1000	17.7	1.51	14.7 – 20.7
1.0526	0.0500	15.2	1.48	12.3 – 18.1
1.0204	0.0200	12.9	1.44	10.0 – 15.7
1.0101	0.0100	11.5	1.41	8.75 – 14.3
1.0050	0.0050	10.4	1.37	7.69 – 13.1
1.0010	0.0010	8.39	1.28	5.88 – 10.9
1.0005	0.0005	7.73	1.24	5.29 – 10.2
1.0001	0.0001	6.47	1.16	4.20 – 8.74

TABLE 2.4 – Résultats de l'ajustement à la loi LOGNORMAL (Hyfran)

Nous avons opté pour le choix suivant :

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
10.0	0.9000	51.0	4.36	42.5–59.5

TABLE 2.5 – Résultats de l'ajustement à la loi LOGNORMAL POUR T=10 ANS

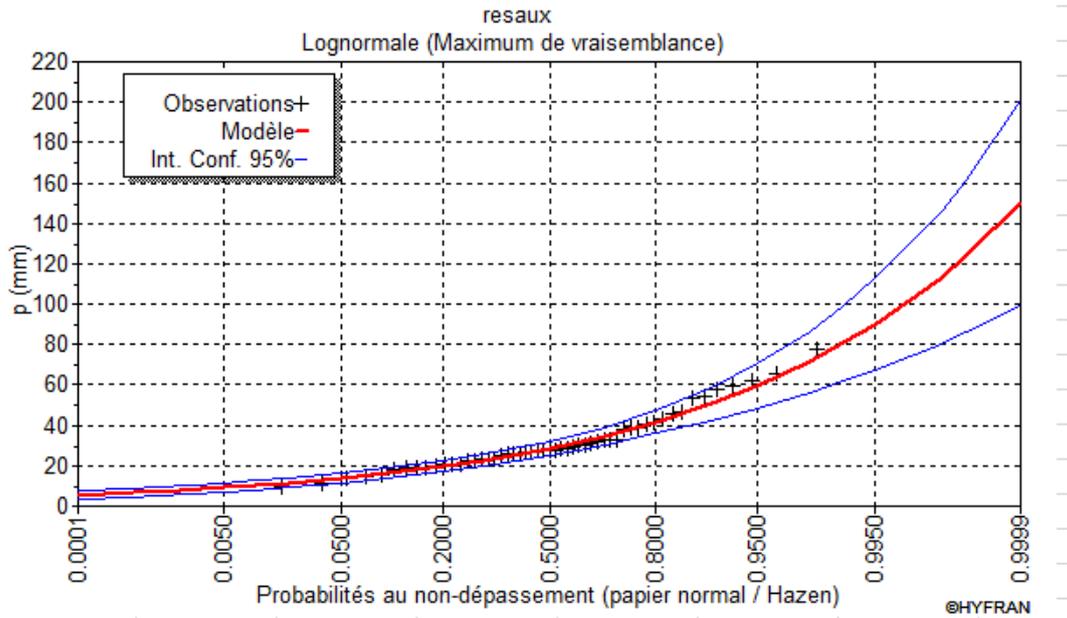


FIGURE 2.5 – Ajustement graphique à la loi Log normal.

Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV :

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-y} \quad (2.6.12)$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left[1 - \frac{k}{a}(x - u)\right] \quad (2.6.13)$$

avec

x : Variable étudiée (Pmax, j).

u : Paramètre de position.

a : Paramètre de dispersion (> 0)

k : Paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes

Les paramètres de la loi :

Paramètre	Valeur
<i>a</i>	9.919906
<i>k</i>	-0.077820
<i>u</i>	26.114947

TABLE 2.6 – Les paramètres de la loi GEV

Résultats de l'ajustement avec Hyfrant :

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
100.0	0.9900	81.0	15.3	51.1– 111
50.0	0.9800	71.3	11.0	49.9 –92.8
20.0	0.9500	59.3	6.72	46.1 – 72.4
10.0	0.9000	50.7	4.52	41.7 –59.4
5.0	0.8000	41.9	3.07	35.9 –47.9
3.0	0.6667	35.4	2.37	30.7 –40.0
2.0	0.5000	29.8	1.94	26.0 –33.6
1.4286	0.3000	24.3	1.60	21.1 – 27.4
1.2500	0.2000	21.5	1.49	18.6 –24.4
1.1111	0.1000	18.1	1.49	15.2 –21.0
1.0526	0.0500	15.7	1.62	12.5 –18.9
1.0204	0.0200	13.3	1.87	9.62 –16.9
1.0101	0.0100	11.8	2.07	7.77 –15.9
1.0050	0.0050	10.6	2.28	6.13 –15.1
1.0010	0.0010	8.32	2.75	2.93 –13.7
1.0005	0.0005	7.50	2.93	1.75 –13.3
1.0001	0.0001	5.89	3.34	-0.653 – 12.4

TABLE 2.7 – Résultats de l’ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Nous avons opté pour le choix suivant :

T	q	XT	Écart-type	Intervalle de confiance (95%)
10.0	0.9000	50.7	4.52	41.7 –59.4

TABLE 2.8 – Résultats de l’ajustement à la loi GEV POUR T=10 ANS

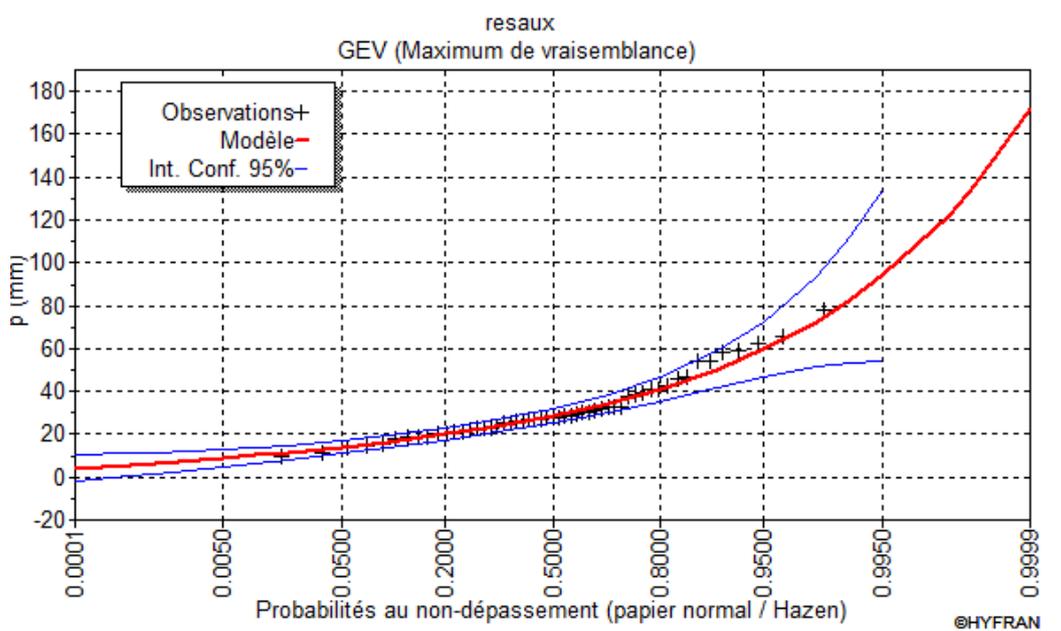


FIGURE 2.6 – Ajustement graphique à la loi GEV.

2.7 Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi est adaptable. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

2.7.1 Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

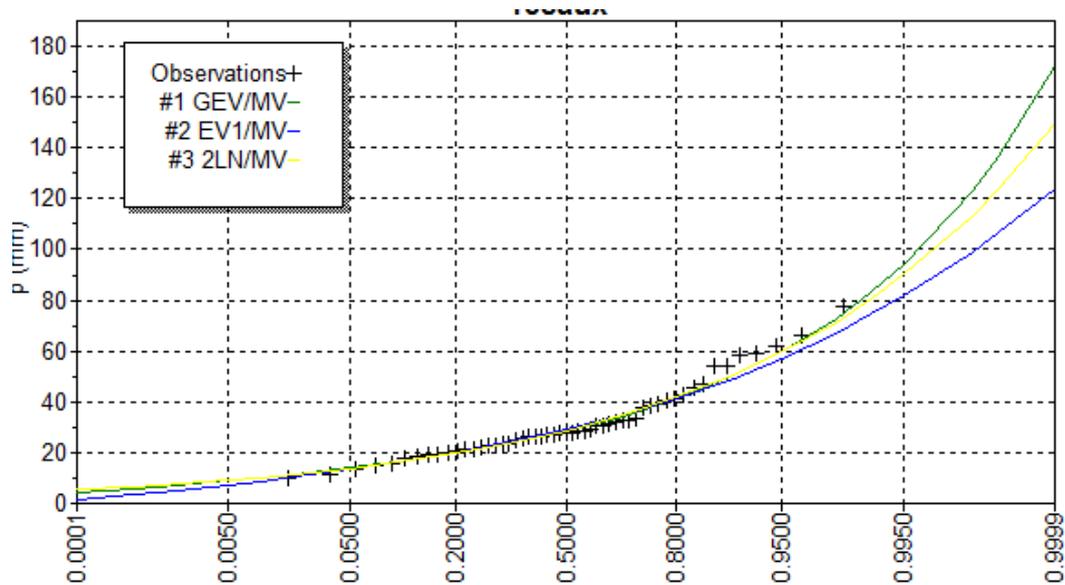


FIGURE 2.7 – comparaison graph.

☆ Interprétation des graphiques :

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement, on remarque que la loi GEV s'ajuste mieux à nos données car les points sont très proches de la droite théorique.

2.7.2 Test d'adéquation de Khi-deux :

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant les valeurs calculées et les valeurs théoriques de khi2 . Il est donné pour un Pourcentage d'erreur (α) = 5% et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

-On détermine le khi2 calculé et le nombre de degré de liberté (à l'aide du logiciel HYFRAN).

Donc :

Résultats	GEV	LOG NORMAL
Résultat de la statistique :	$X^2 = 3.21$	$X^2 = 5.25$
p-value	$p = 0.6680$	$p = 0.5128$
Degrés de liberté :	5	6

TABLE 2.9 – RESULTATS DE TEST D’ADEQUATION DE KHI-DEUX (HYFRANT)

-On détermine le khi2 théorique sur la table de Khi2 (voir l’annexe I)

$$\gamma = k - 1 - m$$

Avec :

k : Nombre de class(9)

m : Nombre de paramètre de la loi

m = 2 pour la loi lognormale et m = 3 pour la loi de GEV

et :

$$P = 1 - \alpha = 0.95$$

$$\gamma_{\text{GALTON}} = 6$$

$$\gamma_{\text{GEV}} = 5$$

Distribution statistique	χ^2 théorique
GEV	11.1
Galton	12.6

TABLE 2.10 – χ^2 théorique

Après la comparaison entre les deux lois on a trouvé que la loi de GEV est la plus adéquate :

Distribution statistique	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Hypothèse
GEV	3.21	11.1	Vérifié
Galton	5.25	12.6	Vérifié

TABLE 2.11 – Test d’adéquation de la loi de GEV et de la loi de Galton.

2.8 Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Calcul des pluies et des intensités de courte durée : On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités en se basant sur les résultats de l’ajustement à la loi de GEV. La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, Pour le calcul de l’intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANA :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = I_{24h, 10\%} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (2.8.1)$$

Avec :

- $P_{t,p}$: Pluie (mm) de courte durée correspondant à une fréquence de dépassement donnée ($p\%$)
- $P_{\max,j}$: Pluie maximale journalière (mm) correspondant à une fréquence de dépassement donnée par l'ajustement de la loi log-normale, égale à 51 mm
- t : durée de l'averse (h) : 0,25 h ou 15 min
- b : exposant climatique $b = 0,32$

T	5ans		10ans		20ans	
$P_{\text{MAX.J}}$	42.5mm		51mm		59.3mm	
t (h)	$P_t(\text{mm})$	$I_t(\text{mm/h})$	$P_t(\text{mm})$	$I_t(\text{mm/h})$	$P_t(\text{mm})$	$I_t(\text{mm/h})$
0.1	7.36	73.57	8.83	88.29	10.27	102.66
0.2	9.18	45.92	11.02	55.11	12.81	64.07
0.25	9.86	39.46	11.84	47.35	13.76	55.05
0.5	12.31	24.63	14.78	29.55	17.18	34.36
0.75	14.02	18.69	16.82	22.43	19.56	26.08
1	15.37	15.37	18.45	18.45	21.45	21.45
2	19.19	9.59	23.03	11.51	26.77	13.39
3	21.85	7.28	26.22	8.74	30.48	10.16
4	23.95	5.99	28.74	7.19	33.42	8.36
5	25.73	5.15	30.87	6.17	35.90	7.18
6	27.27	4.55	32.73	5.45	38.05	6.34
7	28.65	4.09	34.38	4.91	39.98	5.71
8	29.90	3.74	35.88	4.49	41.72	5.22
9	31.05	3.45	37.26	4.14	43.33	4.81
10	32.12	3.21	38.54	3.85	44.81	4.48
11	33.11	3.01	39.73	3.61	46.20	4.20
12	34.05	2.84	40.85	3.40	47.50	3.96
13	34.93	2.69	41.91	3.22	48.74	3.75
14	35.77	2.55	42.92	3.07	49.91	3.56
15	36.57	2.44	43.88	2.93	51.02	3.40
16	37.33	2.33	44.79	2.80	52.08	3.26
17	38.06	2.24	45.67	2.69	53.10	3.12
18	38.76	2.15	46.51	2.58	54.08	3.00
19	39.44	2.08	47.33	2.49	55.03	2.90
20	40.09	2.00	48.11	2.41	55.94	2.80
21	40.72	1.94	48.87	2.33	56.82	2.71
22	41.33	1.88	49.60	2.25	57.67	2.62
23	41.93	1.82	50.31	2.19	58.50	2.54
24	42.50	1.77	51.00	2.13	59.30	2.47

TABLE 2.12 – Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

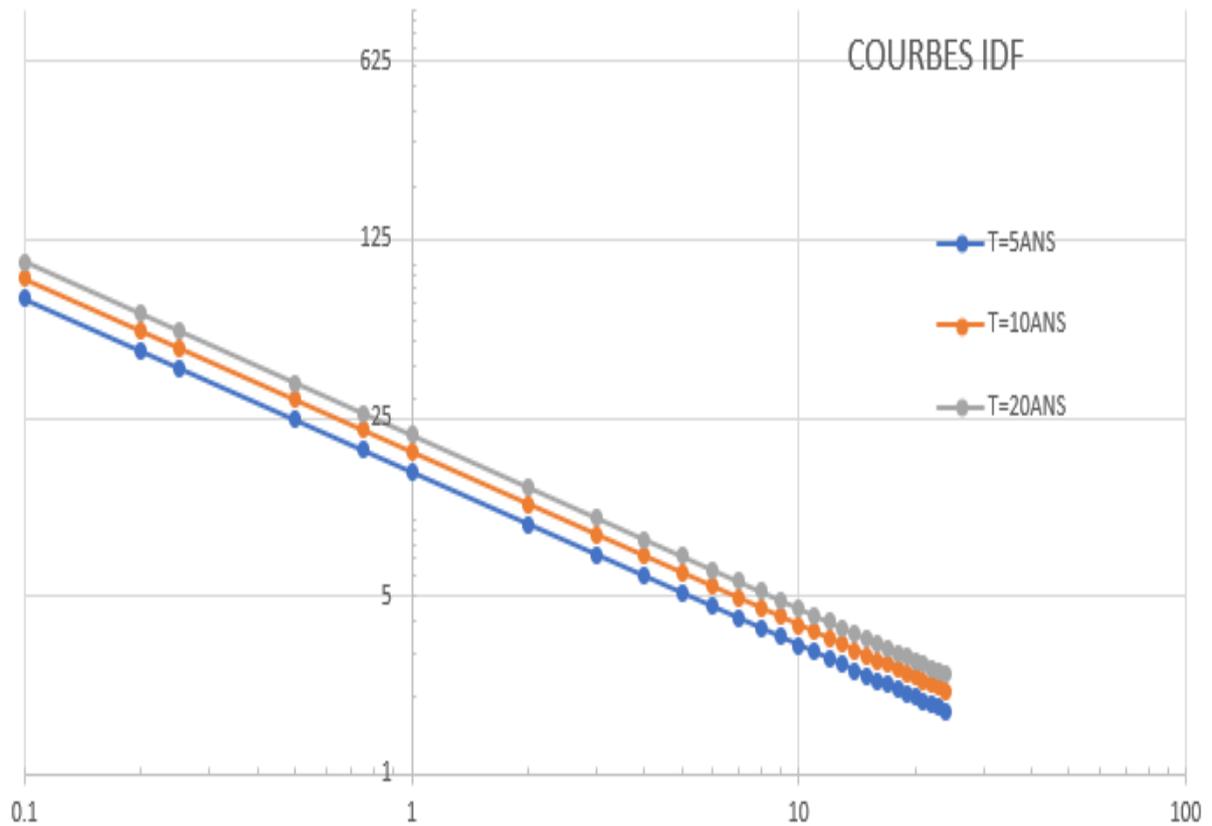


FIGURE 2.8 – Courbe intensité-durée-fréquence

2.8.1 Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV, et les calculs des pluies de courte durée :

$$I_{15\text{min},10\%} = 47.35 \times \frac{10000}{3600} = 130.749 \text{ l/s/ha}$$

Avec :

— $\frac{1000}{3600}$: terme de conversion du mm/h en l/s/ha.

3.1 Introduction

Ce chapitre abordera le calcul de base du dimensionnement d'un réseau d'assainissement, Pour cela , nous aborderons :

- ✎ : L'estimation de la population , en utilisant des données démographiques.
- ✎ : le découpage du site en sous-bassins homogènes .
- ✎ :le choix du schéma et du système d'évacuation des eaux.
- ✎ l'estimation du coefficient de ruissellement.

3.2 la population a l'horizon d'etude

La population de la localite de tafisseur est estimée à 1637 habitants avec un taux d'accroissement égal à 0.95% D'après les données de l'APC de Tafisseur . Pour l'estimation de la population future, nous prévoyons une estimation à long terme jusqu'à l'horizon 2054 (30 ans). Pour cela, nous nous référerons à la formule de croissance géométrique en utilisant l'équation des intérêts composés :[6]

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (3.2.1)$$

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon futur

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2022 ($P_0 = 1637$ hab.)

T : Taux d'accroissement selon le PDAU d'EL OUED, soit 0,95% pour notre région

n : Écart d'années entre les deux horizons (2022-2054), $n = 30$ ans

Horizon	2022	2024	2054
Estimation	1637	1668	2215

TABLE 3.1 – Estimation de la population à différents horizons

3.3 Découpage de l’aire d’étude en surfaces élémentaires :

Le bassin est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou les lignes de partage des eaux. Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies pour être évacuées vers un seul point de rejet (exutoire).

Pour délimiter notre zone ou le grand bassin versant, nous prenons en considération les éléments suivants : les routes et les voiries existantes dans le cas d’un terrain plat, et les crêtes pour les terrains accidentés.

Pour choisir le découpage d’un bassin en sous-bassins élémentaires, nous avons deux méthodes, par rapport à :

- La nature des sols.
- La densité des habitants.



FIGURE 3.1 – Découpage de bassin en sous bassins élémentaires

3.4 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

Les systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement font référence à l'ensemble des dispositifs et des produits utilisés pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales des bâtiments individuels ou collectifs vers des infrastructures de traitement et de rejet. Ces systèmes peuvent être de différents types, tels que les systèmes unitaires, séparatifs, pseudo-séparatifs, chacun ayant ses propres caractéristiques et conditions de mise en œuvre .[7]

3.5 Types de Systèmes d'Évacuation

Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit :

☞ : L'égout combiné ou unitaire.

☞ : L'égout pseudo séparatif

☞ :L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial

3.5.1 Le système unitaire.

Ce système prévoit l'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite : réseau unique, le tout à l'égout. Les avantages de ce réseau sont la simplicité, le faible encombrement, l'économie à la conception et à l'entretien.

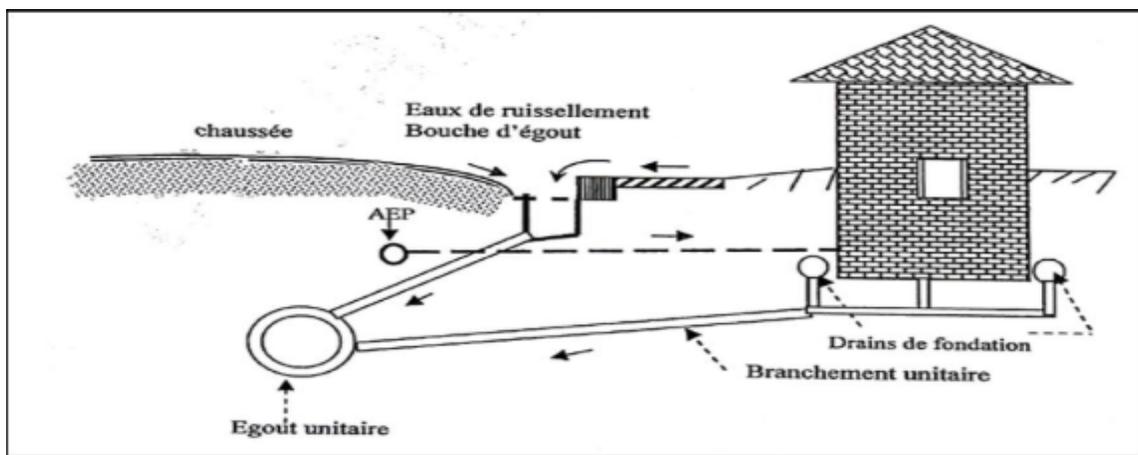


FIGURE 3.2 – schéma représentatif d'un système unitaire

3.5.2 Le système séparatif.

Ce système prévoit l'évacuation des eaux usées dans un réseau et les eaux de pluies dans un autre réseau. Deux réseaux différents conduisent : - les eaux usées à la station d'épuration - les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel

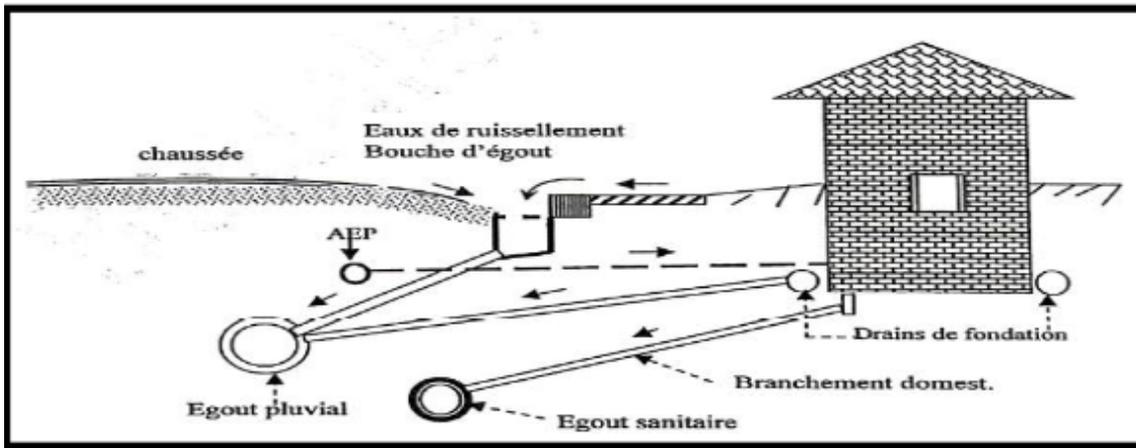


FIGURE 3.3 – schéma représentatif d'un système séparatif.

3.5.3 Le système pseudo-séparatif.

Ce système est conçu de manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement (pluviales) dans un réseau et l'autre fraction des eaux pluviales sera transitée par un autre réseau vers le rejet.

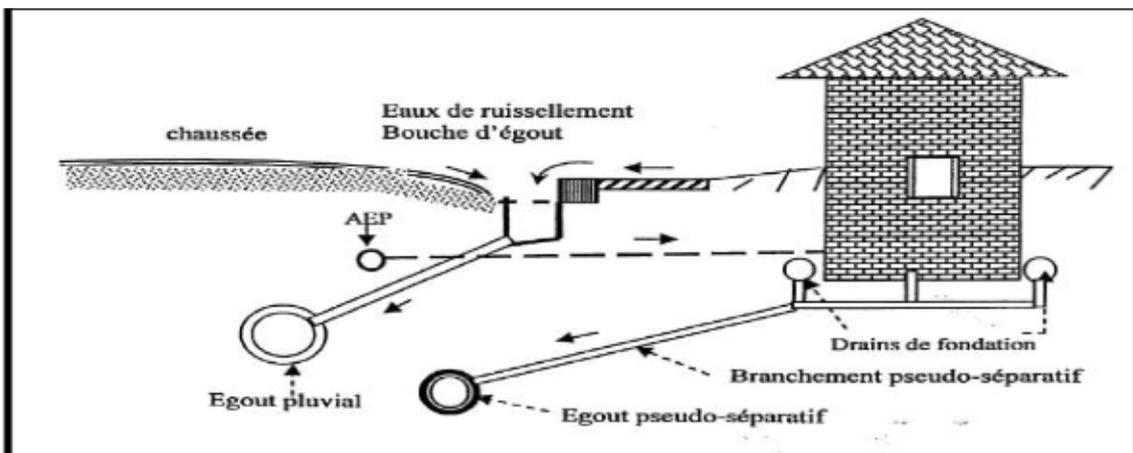


FIGURE 3.4 – schéma représentatif d'un système pseudo-séparatif

3.5.4 Le choix du réseau.

Le choix entre un système séparatif et un système unitaire dépend des priorités en matière de gestion des eaux et de protection de l'environnement. Les systèmes séparatifs, comme leur nom l'indique, évacuent séparément les eaux pluviales et les eaux usées, ce qui nécessite des travaux plus conséquents, mais offre une sécurité maximale en réduisant les risques pour la santé et l'environnement. En revanche, les systèmes unitaires, qui évacuent simultanément les eaux pluviales et les eaux usées, sont plus pratiques et moins coûteux à installer, mais ils présentent un risque accru de débordement ou d'inondation en cas de fortes pluies, pouvant entraîner des conséquences néfastes pour la santé publique et l'environnement. Le choix entre ces deux types de systèmes doit donc prendre en

compte à la fois les coûts, les conditions locales et les objectifs de sécurité sanitaire et environnementale

3.6 Schéma d'évacuation des eaux :

réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas.[23] :

3.6.1 Schéma perpendiculaire

: L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile. Il n'est guère utilisable que pour les réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections. En fonction de la direction des collecteurs par rapport à celle du cours d'eau, on distingue le schéma perpendiculaire et étagé :

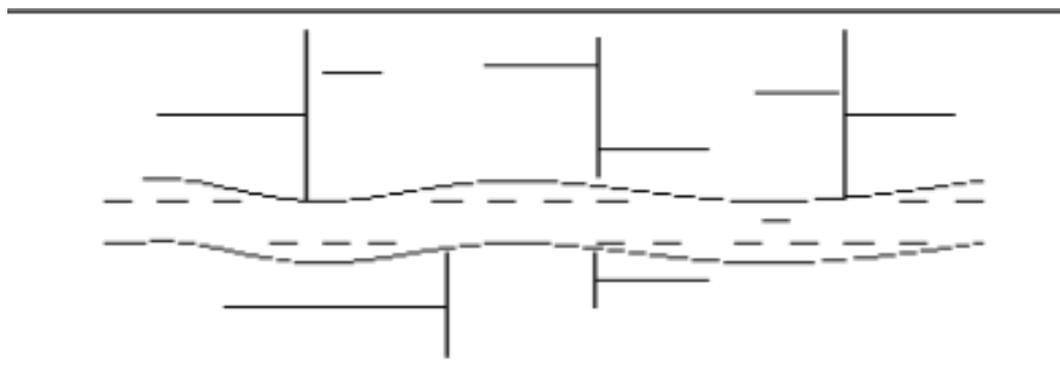


FIGURE 3.5 – schéma représentatif d'un Schéma perpendiculaire

3.6.2 Schéma par déplacement laterale :

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit par un tracé oblique, soit par un collecteur latéral

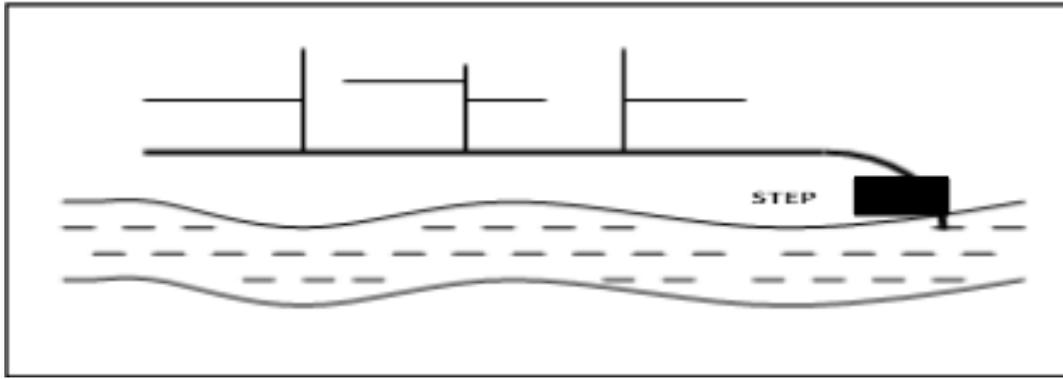


FIGURE 3.6 – schéma représentatif d'un Schéma par déplacement laterale

3.6.3 Schéma du collecteur par zones étagée

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas trop charger le réseau (1)

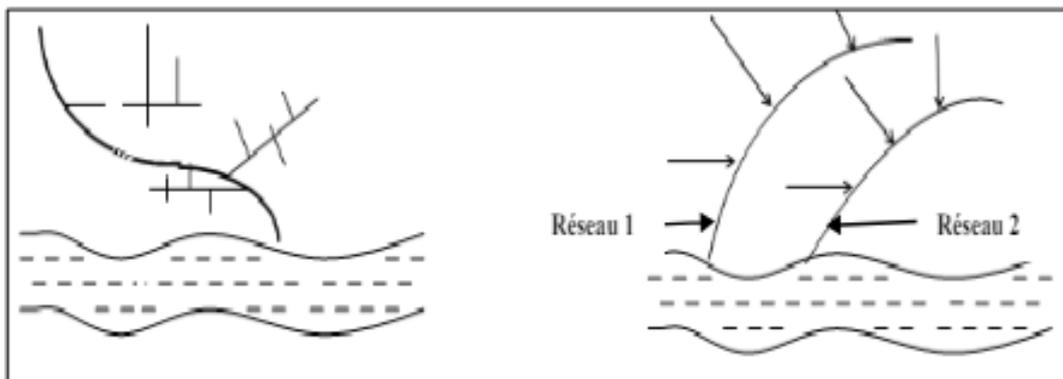


FIGURE 3.7 – schéma représentatif d'un Schéma du collecteur par zones étagée

3.6.4 Schéma radial

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point (puits de collecte) par la suite un relevage. Il est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur

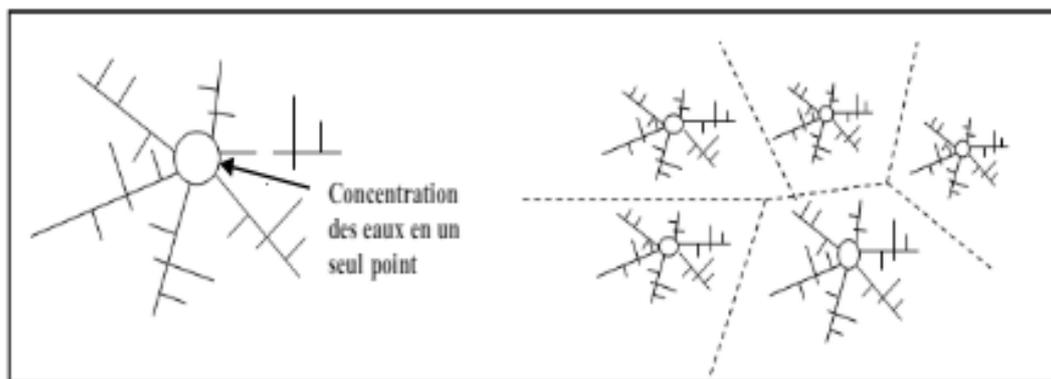


FIGURE 3.8 – schéma représentatif d'un Schéma radial

-Pour le tracé des collecteurs, il faut tenir compte des principes suivants :

1. Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation
2. Les contre – inclinaisons sont à éviter dans la mesure du possible

- Pour notre agglomération on optera à un Schéma par déplacement laterale

3.6.5 L'estimation de Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement représente le rapport entre le volume d'eau qui s'écoule sur une surface donnée et le volume total d'eau tombé sur cette même surface. Ce coefficient varie selon plusieurs facteurs : l'inclinaison de la surface, la nature et la densité du sol (par exemple, sol limoneux, présence de végétation, sable, rocher), ainsi que l'humidité du sol, et la durée de la précipitation. Il existe deux approches pour estimer le coefficient de ruissellement [8] :

1)Premier cas : En fonction des caractéristiques des surfaces à drainer. Les valeurs des coefficients de ruissellement sont estimées approximativement, prenant en compte l'hétérogénéité des surfaces (voir table 3.2).

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 - 0.9
Pavés en pierres naturelles, briques 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
Forêts	0.01 - 0.20

TABLE 3.2 – Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes surfaces

1)Deuxième cas :La densité de population a une influence significative sur le coefficient de ruissellement, car les surfaces habitables sont souvent couvertes . Il a été observé que plus la densité de population est élevée, plus le coefficient de ruissellement augmente. Dans le cas des sous-bassins périurbains, où la densité de population est très faible et dispersée,(voir table 3.3) :

Densité de population (par hectare)	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 - 80	0.20 - 0.27
60 - 150	0.25 - 0.34
150 - 200	0.30 - 0.45
200 - 300	0.60 - 0.62
300 - 400	0.60 - 0.80
400 - 600	0.70 - 0.90

TABLE 3.3 – Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population par hectare

3.6.6 Le Coefficient de ruissellement pondéré :

En pratique, lorsque l'on découpe une agglomération en zones élémentaires, il devient évident que ces zones présentent une grande diversité de types de sol, même au sein d'un même bassin versant. Cela rend très complexe l'estimation de leurs coefficients de ruissellement individuels. Pour pallier cette difficulté, l'utilisation d'un coefficient de ruissellement pondéré est recommandée. Cependant, cette méthode de pondération peut conduire à des estimations sous- ou surestimées du coefficient de ruissellement, et donc du débit associé.

Ce coefficient pondéré est obtenu à partir de la relation (3.6.1), en délimitant les surfaces élémentaires (S_i) et déterminant ainsi un coefficient de ruissellement pondéré correspondant à la surface totale « S », c'est-à-dire :

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} C_{ri} \cdot S_i}{S} \quad (3.6.1)$$

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous-bassin.

S_i : Surface élémentaire de chaque sous-bassin.

S : Surface totale de la zone urbanisée

n : désigne le nombre de sous-bassins

Sous-bassins	Surface	Cr
1	4.85	0.6
2	9.43	0.67
3	4.90	0.75
4	6.43	0.9
5	6.52	0.8
6	5.59	0.76

TABLE 3.4 – coefficients de ruissellement pour chaque surface elementair

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, le coefficient de ruissellement pondéré est de :

$$C_{rp} = 0.76$$

3.7 Calcul de la population de chaque sous bassin :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_T}{C_{rp} \cdot S} \quad (3.7.1)$$

D_i : Densité partielle du sous-bassin considéré en (hab/ha).

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous-bassin.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

P_T : Population globale à l'horizon 2054 = 2213 hab.

S : Surface totale de la zone urbanisée en (ha), $A = 37.72$ ha.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \times S_i \quad (3.7.2)$$

P_i : Population partielle du sous-bassin considéré.

S_i : Surface partielle du sous-bassin considéré (ha).

D_i : : densité partielle pour chaque sous bassin (hab. / ha).

Sous-bassins	Surface	Cr	Di	Pi
1	4.85	0.6	46	223
2	9.43	0.67	52	490
3	4.9	0.75	58	284
4	6.43	0.9	69	444
5	6.52	0.85	65	424
6	5.59	0.8	62	348

TABLE 3.5 – Répartition de population dans chaque sous bassin :

3.7.1 Conclusion

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- 1) l'horizon de calcul a été fixé à 2054, soit une population future de 2215 habitants.
- 2) Le système d'assainissement adopté est le système unitaire, avec un Schéma par déplacement laterale.
- 3) suite au découpage de la zone, il a été déduit (06) sous bassins le coefficient de ruissellement a été déterminé selon l'occupation du sol.
- 4) a la fin du de chapitre, on a estimé les surface des sous bassin et ces coefficients de ruissentent avec la Répartition de population dans chaque sous bassin pour évaluer les débits de ces dernier qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE 4

ESTIMATION DES DÉBITS À ÉVACUER

4.1 Introduction :

Avant d'entamer le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, il est impératif de passer par une phase d'évaluation des débits des eaux usées et des eaux pluviales. L'évaluation des débits est indispensable et se concentre sur l'estimation précise de la quantité et de la qualité des rejets. Ces paramètres peuvent varier significativement d'une agglomération à une autre, en fonction des caractéristiques spécifiques de chaque zone, telles que sa densité de population, son activité économique, ses pratiques industrielles, et sa topographie. Une compréhension approfondie de ces variables est essentielle pour concevoir un système d'assainissement efficace.

4.2 Evaluation des débits d'eaux usées :

Ces eaux proviennent des habitations de l'agglomération et se composent principalement des eaux ménagères (celles provenant de la vaisselle, du lavage, du bain et de la douche) et des eaux de vannes (les eaux provenant des sanitaires). La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable, qui elle-même est influencée par plusieurs facteurs :[8]

1) Type d'habitats et leur degré de confort : Les types de logements (maisons individuelles, appartements, etc.) et leur niveau de confort (présence d'appareils électroménagers, nombre de salles de bains, etc.) affectent la quantité d'eau utilisée. Par exemple, des maisons avec plusieurs salles de bains et des appareils modernes consommeront plus d'eau.

2) Dotation en eau potable : C'est la quantité d'eau potable disponible par habitant. Une dotation plus élevée signifie une consommation d'eau plus importante. Cette dotation varie selon les politiques locales de gestion de l'eau et la disponibilité des ressources en eau.

3) Conditions climatiques : Le climat influence la consommation d'eau. Dans les régions chaudes, les gens peuvent utiliser plus d'eau pour se rafraîchir, irriguer les jardins, etc. Dans les régions plus froides, la consommation peut être moindre.

4) Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles : En plus de l'eau consommée par les ménages, il faut aussi considérer l'eau utilisée par les infrastruc-

tures publiques (parcs, fontaines) et les industries locales. Cette eau s'ajoute au total des eaux usées à évacuer.

4.3 Les eaux usées des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent principalement du nettoyage des espaces publics ainsi que des divers services publics, tels que les installations sanitaires, les établissements éducatifs, les sites touristiques, les bâtiments administratifs et autres services d'utilité publique. Ces eaux sont généralement chargées en matières grasses et autres contaminants.

L'estimation de ces eaux usées repose sur deux critères principaux : le nombre de personnes qui fréquentent ces lieux et la dotation en eau requise pour chaque type d'activité.

4.4 Les eaux usées industrielles :

Les eaux usées industrielles proviennent des usines, et leurs caractéristiques varient considérablement d'une unité industrielle à l'autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphorées, ces eaux peuvent contenir des substances toxiques, des solvants, des métaux lourds, des hydrocarbures, etc. Elles peuvent être mélangées aux eaux domestiques lorsqu'elles ne présentent pas de danger pour les réseaux de collecte et n'altèrent pas le fonctionnement de la STEP.

La quantité d'eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1) Nature de l'industrie : Fabrication ou transformation.

2) Procédé de fabrication utilisé : Différentes méthodes de production influencent la quantité et la composition des eaux usées.

3) Taux de recyclage effectivement [24] réalisé : Un recyclage plus efficace réduit la quantité d'eau à évacuer.

4.5 Les eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des perturbations géotechniques, telles que l'érosion et les tassements. Un collecteur enterré peut subir des dégradations structurelles (fissurations, déboîtements, effondrements, etc.) . Ces dégradations peuvent entraîner soit des fuites d'eaux usées (exfiltration), [9] soit des intrusions d'eaux d'infiltration. Le gestionnaire doit alors faire face aux défis d'identifier les origines de ces eaux d'infiltration, d'en évaluer la quantité, et de comprendre le phénomène d'écoulement de ces eaux vers le collecteur. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

4.6 Les eaux pluviales :

En assainissement, les eaux pluviales désignent les eaux de pluie qui tombent sur des surfaces imperméables telles que les toits, les routes, et les parkings, et qui doivent être collectées, transportées, et traitées pour éviter les inondations, l'érosion.

4.7 Estimation des débits :

4.7.1 Estimation des débits des eaux usées :

4.7.1.1 Evaluation des débits des eaux usées domestiques :

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de : [23] [24]

Débit moyen journalier :

$$Q_{moy.j}^{dom} = \frac{P_i \times K_r \times Dot}{86400} \quad (4.7.1)$$

$Q_{moy.j}^{dom}$: : Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)..

Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80.

Dot : : : Dotation journalière estimée à 180 L/hab./j..

Débit de pointe :

$$Q_{point}^{dom} = K_p \times Q_{moy.j}^{dom} \quad (4.7.2)$$

$Q_{moy.j}^{dom}$: : Débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)..

Kp : Le coefficient de pointe est estimé à partir de débit moyen. .

Q_{point}^{dom} : :Débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).

le Coefficient de pointe peut être Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}^{dom}}} \quad \text{si } Q_{moy.j}^{dom} > 2.81/s \quad (4.7.3)$$

$$K_P = 3 \quad \text{si } Q_{moy.j}^{dom} < 2.81/s \quad (4.7.4)$$

sous bassins	surface	cr	DI	PI	DOT	Q MOY J(L/S)	KP	Q POINT(L/S)
1	4.85	0.6	46	223	180	0.372	3	1.12
2	9.43	0.67	52	490	180	0.817	3	2.45
3	4.90	0.75	58	284	180	0.474	3	1.42
4	6.43	0.9	69	444	180	0.739	3	2.22
5	6.52	0.85	65	424	180	0.706	3	2.12
6	5.59	0.8	62	348	180	0.580	3	1.74
totale	37.72			2213				

TABLE 4.1 – Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous-bassin

4.7.1.2 Estimation des débits d'eaux usées des établissements publics :

Les besoins publics sont évalués sur la base d'une dotation, soit par unité de surface occupée ou par capacité de production, soit par nombre d'usages selon le cas et l'importance de l'établissement :

Débit moyen journalier :

$$Q_{moy.j}^{eq} = \frac{N_u \times K_r \times D_{eq}}{86400} \quad (4.7.5)$$

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : Nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D_{eq} : Dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'usager à un autre.

Débit de pointe :

$$Q_{point}^{eq} = K_p \times Q_{moy.j}^{eq} \quad (4.7.6)$$

- Q_{pt} : Débit de pointe des eaux usées publiques (L/s).
- $Q_{moy.j,eq}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : Coefficient de pointe

N SB	Type d'équipement	Unit de mesure	Dotation (l/j/unt)	Kj	Qequip l/s	kp	Qequip de point	Qequip pour SBi
1	maison de jeunesse	48	5	0.8	0.0023	3	0.007	0.0156
1	la gendarmerie	60	5	0.8	0.0029	3	0.009	0.018
1	emPrise militaire	72	20	0.8	0.0139	3	0.042	0.125
2	école	240	5	0.8	0.0116	3	0.035	0.0885
2	locaux commerciaux	84	5	0.641	0.0042	3	0.012	0.036
3	-	-	-	-	-	-	-	-
4	CEM	600	5	0.8	0.0579	3	0.174	0.278
4	clinique	60	40	0.8	0.0231	3	0.069	0.462
4	école	240	5	0.8	0.0116	3	0.035	0.0885
4	clinique au sein de l'école	36	40	0.8	0.0139	3	0.042	0.334
5	maison de jeunesse	48	5	0.8	0.0023	3	0.007	0.0156
5	siège de l'APC	60	15	0.8	0.0087	3	0.026	0.0526
5	mosquée	600	25	0.8	0.1447	3	0.434	0.526
5	bibliothèque	120	5	0.8	0.0058	3	0.017	0.034
6	-	-	-	-	-	-	-	-

TABLE 4.2 – Débits des eaux usées des équipements publics pour chaque sous bassin

4.7.1.3 L'estimation du débit des eaux parasites :

$$Q_{par(\ell/s)} = A_i \cdot k \quad (4.7.7)$$

avec :

- A_i : surface des sous-bassins.
- $Q_{parasite}$: débits parasites.
- K : débit d'eau parasite par unité de surface compris entre (0.05 et 0.15) l/s/ha.

SB	SURFACE (ha)	ki (l/s/ha)	Q PARASIT
1	4.85	0.15	0.7275
2	9.43	0.15	1.4145
3	4.90	0.15	0.735
4	6.43	0.15	0.9645
5	6.52	0.15	0.978
6	5.59	0.15	0.8385

TABLE 4.3 – :Evaluation des débits d'eau parasite de chaque sous bassi

SB	SURFACE	Q DOMSTI	Q EQUIP	Q PARASIT	Qu TOTALE
1.00	4.85	1.12	0.02	0.73	1.85
2.00	9.43	2.45	0.09	1.41	3.95
3.00	4.90	1.42	0.00	0.74	2.16
4.00	6.43	2.22	0.28	0.96	3.46
5.00	6.52	2.12	0.53	0.98	3.62
6.00	5.59	1.74	0.00	0.84	2.59

TABLE 4.4 – Tableau des eaux usees totale

4.7.2 Estimation des débits des eaux pluviales :

Pour toute étude d'un réseau d'assainissement, il est essentiel au départ de déterminer les débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à prendre en compte. L'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait l'objet de nombreuses études théoriques sur une longue période. Concernant les ingénieurs spécialisés en hydrologie urbaine, plusieurs méthodes principales sont utilisées pour évaluer ces débits pluviaux [23] :

- ☞ la méthode rationnelle
- ☞ méthode superficielle de Caquot

4.7.2.1 La méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Le débit est déterminé par la relation suivante :

$$Q = Cr \times i \times A \quad (4.7.8)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse a un épïcentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épïcentre.

$$Q = \alpha \times Cr \times i \times A \quad (4.7.9)$$

Enfin, lorsqu'on ne travaille pas avec un système cohérent d'unités (ce qui est très courant en assainissement), il est nécessaire d'introduire un coefficient supplémentaire en fonction des unités utilisées, ce qui donne la relation suivante :

$$Q = u \times \alpha \times Cr \times i \times A \quad (4.7.10)$$

Cette méthode est appliquée à des surfaces restreintes (généralement inférieures à 10 hectares). Les résultats sont encore plus précis pour des zones plus petites, en raison de la meilleure estimation du coefficient de ruissellement. Si l'on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie A ayant un coefficient de ruissellement pondéré Cr_p , le débit, calculé selon la relation (4-8-10), est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à la superficie concernée. avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement
- α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont la détermination est en fonction de la forme du bassin.
- Cr : Coefficient de ruissellement.
- i : Intensité moyenne de précipitation
- A : Surface d'apport
- u : Coefficient de Conversion des Unités

◆ Hypothèses de la méthode rationnelle

Trois hypothèses fondamentales sous-tendent la méthode rationnelle :

1. Le débit de pointe Q_p est atteint à l'exutoire uniquement si la durée de l'averse dépasse le temps de concentration t_c du bassin versant.
2. Le débit Q est proportionnel à l'intensité moyenne maximale i sur une durée égale au temps de concentration t_c du bassin versant.
3. le coefficient de ruissellement C_r du bassin versant reste constant.

◆ Critique de la méthode rationnelle :

1. La subdivision du bassin en aires élémentaires est souvent réalisée de manière approximative en raison des défis associés à mesurer précisément la durée de ruissellement entre ces zones et le point de sortie.
2. Généralement, on suppose que le coefficient de ruissellement reste constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse, bien que cette hypothèse soit souvent éloignée de la réalité..
3. critique majeure de cette méthode est qu'elle néglige le stockage de l'eau sur la surface

◆ les limites de la methode rationnelle :

- Superficie totale : $A < 10$ ha.

- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2\% < I < 5\%$

◆ **Coefficient réducteur de l'intensité :**

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courtes de forte intensité. L'hypothèse de ce coefficient est que la surface est assimilée à un rectangle de longueur X et de largeur Y, drainé par un collecteur.

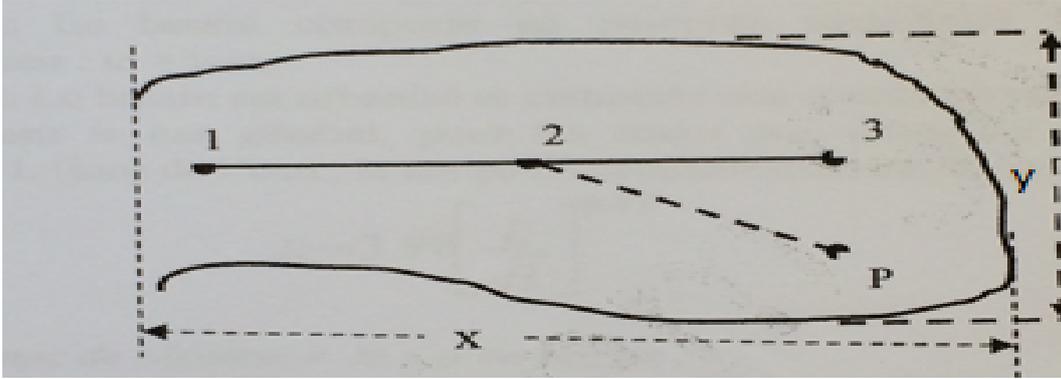


FIGURE 4.1 – Principe schématique de la détermination du coefficient α

Il varie en fonction de la distance, sachant que cette distance correspond au cheminement hydraulique le plus long :

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$y \leq x/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
$y > x/2$	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

TABLE 4.5 – Principe schématique de la détermination du coefficient α

◆ **le Temps de concentration :** C'est une caractéristique du bassin, définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée. Le temps de concentration t_c se compose de 3 temps :

- ⌚ le Temps d'Écoulement t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans une canalisation de longueur L avec une vitesse v.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} \quad (\text{Min}) \quad (4.7.11)$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- ⌚ le Temps t_2 : c'est le Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'en-gouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

✎ t_3 : Le Temps de ruissellement dans un bassin de pente I , ne comportant pas une canalisation autrement dit le parcours superficiel du bassin de longueur L_s .

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{min}) \quad (4.7.12)$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

donc On a trois aspects à considérer :

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

4.7.2.2 La méthode superficielle :

Le modèle de ruissellement proposé par A. Caquot en 1941 est une adaptation de la méthode rationnelle. Dans sa forme initiale, ce modèle utilise une expression mathématique globale et se distingue par son intérêt pédagogique. Il explicite les composantes hydrologiques influençant le ruissellement et vise à faciliter une application "manuelle" en se basant principalement sur des variables mesurables, tout en intégrant le temps de concentration, qui est souvent difficile à appréhender.

$$Q_p = K^{1/\mu} \times C_r^{1/\mu} \times I^{v/u} \times A^{w/v} \quad (4.7.13)$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m³/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad (4.7.14)$$

$$u = 1 - b \times f \quad (4.7.15)$$

$$v = c \times b \quad (4.7.16)$$

$$w = 1 - \epsilon + d \times b \quad (4.7.17)$$

◆ Évaluation des paramètres de Caquot :

• Paramètres liés à la pluviométrie :

a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences. - ϵ : abattement spatial de la pluie ;

$$\epsilon = \begin{cases} 0.5 & \text{pour } S < 100 \text{ ha,} \\ 0.03 & \text{valeur la plus adoptée.} \end{cases}$$

- Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :
 - $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écèlement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.
- Paramètres concernant le bassin versant :
 - $c = -0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$.
 - μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donné par :

$$mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad (4.7.18)$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad (4.7.19)$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

Remarque :

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M = 2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donné par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \quad (4.7.20)$$

M	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4
m	1.5	1.3	1.2	1	0.9	0.8	0.67

TABLE 4.6 – Valeurs de coefficient d'allongement

- Temps de concentration :

D'après DESBORDES, le temps de concentration (valable pour les deux méthodes) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \quad (4.7.21)$$

Avec :

- t_c (min) : temps de concentration en minutes.
- I (l/m/m) : intensité en litres par mètre carré par minute.
- A (ha) : superficie en hectares.
- Q_p (m^3/s) : débit en mètres cubes par seconde.

◆ **Formules d'assemblage et d'équivalence :**

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence. L'application de la méthode de Caquot à un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate.

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i t_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left(\frac{L(Q_{Q_{inux}})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

TABLE 4.7 – Formules d'assemblage et d'équivalence

4.7.2.3 **Choix de la méthode :**

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

4.7.2.4 **Calcul des débits pluviaux :**

◆ **Le Coefficient réducteur de l'intensité :**

sb	L	X	Y	Y < X/2	Y > X/2	ALPHA
1	243.2	257.09	325.87	non vérifié	vérifié	0.86
2	482.7	371.85	279.7	non vérifié	vérifié	0.83
3	509.2	419.59	150.54	vérifié	non vérifié	0.85
4	469.4	453.57	282.14	non vérifié	vérifié	0.83
5	357.8	401.2	189.03	vérifié	non vérifié	0.88
6	199	365.63	261.73	non vérifié	vérifié	0.9

TABLE 4.8 – Coefficient réducteur de l'intensité pour chaque sous bassin

◆ **Temps de concentration**

Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :

$$tc = t_1 + t_2 \quad (4.7.22)$$

◆ **Calcul des débits pluviaux**

Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

◆ **Calcule des débits totaux pour chaque sous bassin**

L (m)	2531.340
Vmoy (m/s)	3.87
t1 (min)	11
t2 (min)	5
tc (min)	16

TABLE 4.9 – le temps de concentration

SB	ALPHA	CR	I (L/S/ha)	surface (ha)	Q (l/s)
1	0.86	0.6	130.749	4.85	327.21
2	0.83	0.67	130.749	9.43	685.65
3	0.85	0.75	130.749	4.90	408.43
4	0.83	0.9	130.749	6.43	628.01
5	0.88	0.85	130.749	6.52	637.66
6	0.9	0.8	130.749	5.59	526.24

TABLE 4.10 – évaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin

SB	SURFACE (ha)	Q DOMSTI (l/s)	Q EQUIP (l/s)	Q PARASIT (l/s)	Q PLUVIAL (l/s)	Qeu total (l/s)	Q TOTALE (l/s)
1	4.85	1.116	0.016	0.728	327.212	1.859	329.071
2	9.43	2.452	0.089	1.415	685.651	3.955	689.606
3	4.90	1.421	0.000	0.735	408.427	2.156	410.583
4	6.43	2.218	0.278	0.965	628.015	3.461	631.476
5	6.52	2.119	0.526	0.978	637.658	3.623	641.281
6	5.59	1.740	0.000	0.839	526.239	2.579	528.817

TABLE 4.11 – Calcul des débits totaux pour chaque sous-bassin

4.8 Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer les débits des eaux usées et pluviales pour chaque sous-bassin de la localité de taffisseur . Ces valeurs nous permettront de réaliser un calcul hydraulique précis, dont l'objectif est de dimensionner correctement toutes les composantes du réseau sélectionné ainsi que ses ouvrages annexes.

CHAPITRE 5

DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

5.1 Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer au niveau des sous bassins sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner des collecteurs et les éléments qui seront appelés à acheminer ces eaux vers le rejet dans les meilleures conditions possibles, tout en satisfaisant les conditions d'auto curage. Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible

5.2 Conception du réseau :

Elle est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global[25][27] :

◆ **Les collecteurs sont définis par leur :**

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

◆ **Les regards de visite et de jonction sont définis par leur :**

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

5.2.1 Débit :

Après avoir évalué le débit total (chapitre 4) pour chaque sous bassin. On le répartira proportionnellement au développement du réseau pour chaque conduite, on obtiendra

ainsi les valeurs des débits sur chaque deux regard d'une distance L .

◆ **Pour chaque sous bassin :**

Le débit unitaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy uni}} = Q_t / \sum L \quad (5.2.1)$$

Tel que :

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

◆ **Pour chaque tronçon :**

Le débit moyen de chaque tronçon est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy t}} = Q_{\text{moy uni}} \times L \quad (5.2.2)$$

Tel que :

- $Q_{\text{moy t}}$: Débit moyen de chaque tronçon en (l/s).
- $Q_{\text{moy uni}}$: Débit moyen unitaire (l/s/ml).
- L : Longueur du tronçon en (m).

5.2.2 Pente :

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

$$I = \frac{CP \text{ amont} - CP \text{ aval}}{L} \quad (5.2.3)$$

Tel que :

- I : Pente de tronçon entre deux regards en (m/m).
- $CP \text{ amont}$: Cote de projet à l'amont de tronçon en (m).
- $CP \text{ aval}$: Cote de projet à l'aval de tronçon en (m).
- L : Longueur de tronçon en (m).

5.2.3 Diametre :

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V \cdot S \quad (5.2.4)$$

Tel que :

- Q : Débit en (m^3/s).
- S : Section mouillée (m^2).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

$$D_{\text{cal}} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (5.2.5)$$

Tel que :

- D_{cal} : Diamètre de la conduite en (m).
- Q_t : Débit de chaque tronçon en (m^3/s).
- I : Pente de chaque tronçon en (m/m).
- K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Nature des parois	K_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 grès	90
Conduite en PVC	90 à 100

TABLE 5.1 – Coefficient de Manning-Strickler (K_s) en fonction de la nature de parois

Pour notre réseau d'assainissement, on prend $K_s = 100 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour le PVC et $K_s = 75 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ pour le béton. Par la suite, on normalise les diamètres à l'aide d'un catalogue des diamètres normalisés.

5.2.4 Vitesse :

Pour le calcul des vitesses, nous utilisons la formule de Manning-Strickler :

◆ Formule de MANNING-STRICKLER :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (5.2.6)$$

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.
- R_h : Le Rayon hydraulique (m).

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (5.2.7)$$

Avec :

S_m : section mouillée (m^2).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

I : Pente du collecteur (m/m)

La vitesse plein section est calculée en fonction du diamètre normalisé (D_{nor})[27], la pente (I) de chaque tronçon et la nature de la conduite (ks), à l'aide de la formule suivante :

$$V_{ps} = K_s \cdot \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (5.2.8)$$

Une fois que la vitesse plein section est calculée, il nous reste qu'à calculer le débit plein section en utilisant cette dernière, par la formule suivante :

$$Q_{ps} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot V_{ps} \quad (5.2.9)$$

La vitesse moyenne d'écoulement (V_{moy}), la vitesse minimale d'écoulement (V_{min}), la hauteur de remplissage moyenne (H) et la hauteur de remplissage minimale (H_{min}) dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits : $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- Rapport des vitesses : $R_V = \frac{V_{moy}}{V_{ps}}$
- Rapport des hauteurs : $R_H = \frac{H}{D_{nor}}$

Tel que :

Les valeurs de R_V , R_H sont calculés par la méthode des régressions polynomiales :

$$R_h = -11,423 R_q^6 + 40,641 R_q^5 - 55,497 R_q^4 + 37,115 R_q^3 - 12,857 R_q^2 + 2,8373 R_q + 0,0359, \quad (5.2.10)$$

$$R_v = -25,63 R_q^6 + 93,647 R_q^5 - 134,25 R_q^4 + 95,24 R_q^3 - 35,151 R_q^2 + 7,0395 R_q + 0,2263. \quad (5.2.11)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

- $R_v = \frac{V}{V_{ps}} \Rightarrow V = R_v V_{ps}$
- $R_h = \frac{H}{D_{nor}} \Rightarrow H = R_h D_{nor}$
- $R_{V_{min}} = \frac{V_{min}}{V_{ps}} \Rightarrow V_{min} = R_{V_{min}} V_{ps}$
- $R_{H_{min}} = \frac{H_{min}}{D_{nor}} \Rightarrow H_{min} = R_{H_{min}} D_{nor}$

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

- Condition 1 : Vitesse d'écoulement ($V \geq 1,00$ m/s)
- Condition 2 :
 - $V_{min} > 0,60$ m/s pour $Q_{min} \approx \frac{Q_{ps}}{10}$
 - $V_{min} > 0,30$ m/s pour $Q_{min} \approx \frac{Q_{ps}}{100}$

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduisons à poser des limites supérieures à la pente admissible. Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 5 à 6 m/s.

5.3 Résultats de dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux annex[0] :

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exploré l'aspect hydraulique, notamment le dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales. Le PVC a été choisi comme matériau principal pour la majorité des canalisations en raison de sa légèreté, de sa résistance à la corrosion et de son coût compétitif, adapté aux diamètres allant jusqu'à 630 mm. Pour les diamètres supérieurs, le béton a été préféré en raison de sa solidité et de sa disponibilité sur le marché pour ces grandes tailles. Il est important de noter que notre dimensionnement a pris en compte deux aspects essentiels :

- La vitesse d'auto-curage.
- La vitesse d'érosion.

Ces considérations sont cruciales pour garantir l'efficacité et la durabilité du système de collecte des eaux usées et pluviales. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Longueur totale du réseau : 6036 m
- Conduites en PVC : diamètres de 315 mm à 630 mm ; longueur totale = 5494 m
- Conduites en béton : diamètres de 800 mm à 1200 mm ; longueur totale = 542 m

CHAPITRE 6

LES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU RÉSEAU D'ÉGOUT :

6.1 Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux évacuées Les éléments d'un réseau d'égout comprennent :

- 1- Des ouvrages principaux : l'ensemble des tronçons du réseau jusqu'à le rejet des effluents.
- 2- Des ouvrages annexes : toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égouts, regards, déversoirs d'orage... etc.)

6.2 Les ouvrages principaux :

6.2.1 Canalisations :

6.2.1.1 forme des conduites :

Il existe divers types et formes de collecteurs utilisés dans les réseaux d'assainissement On distingue ici les formes les plus utilisés[14] :

◆ **Conduite circulaire** : désignée par leur diamètre nominal (intérieur) en millimètre. Elle est réservée pour les faibles sections. Par rapport aux autres formes de section, la forme circulaire est très simple à fabriquer.

◆ - **Conduite ovoïde** : désignée par leur hauteur minimale en centimètre. Elle remplace la conduite circulaire dans le cas où la section est de diamètre supérieur à 800 mm pour éviter les problèmes d'auto curage.



FIGURE 6.1 – les formes des conduites

Dans notre étude, nous avons choisis des canalisations d'une forme circulaire.

6.2.1.2 type des matériaux :

◆ **Les conduites en matières plastiques** : Les conduites en matières plastique se divisent en deux :

- Les conduites en matières thermodurcissables comme le PEHD.
- Les conduites en matières thermoplastiques comme le PVC.

Remarque :

Un thermodurcissable est une matière plastique qui reste dure en permanence, même sous l'effet de la chaleur. Sa perte d'élasticité est irréversible. Contrairement aux thermoplastiques qui ramollissent sous l'effet de la chaleur, les thermodurcissables ont perdu cette propriété lors de leur fabrication.

Conduites en PVC : Le tuyau en PVC sont constitués d'une matière plastique thermoplastique, le polychlorure de vinyle, produite à partir de sel de mer ou chlorure de sodium (NaCl) et de pétrole. Le PVC se rencontre sous forme rigide et souple. Dans sa forme rigide, il sert pour la fabrication de profilés et de tubes.

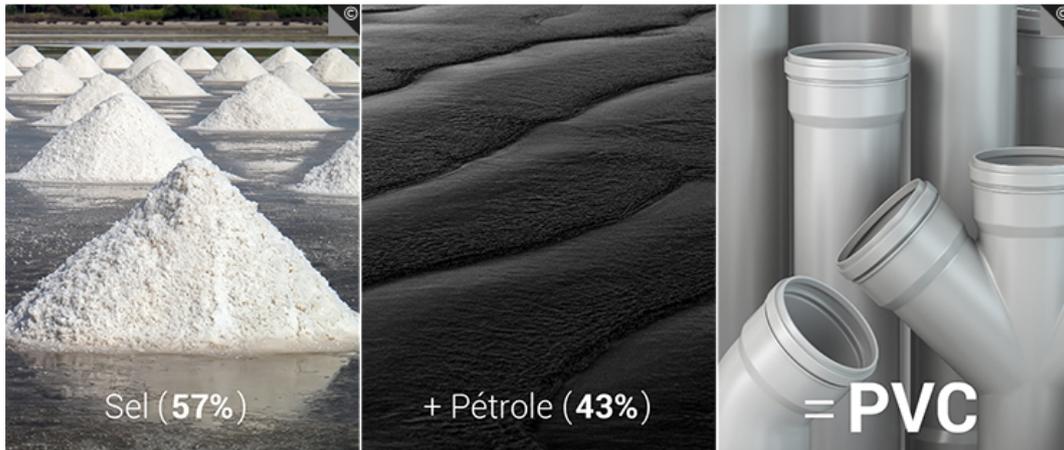


FIGURE 6.2 – la composition des éléments en PVC

Le développement des canalisations en PVC dans les réseaux de transport d'eau est dû aux qualités du produit, le PVC :

- n'est pas soumis à la corrosion, comme les anciennes canalisations en plomb
- génère peu de frottements sur le fluide qu'il transporte, et ne provoque donc pas de variations de pression
- à une bonne résistance mécanique (sauf à basses températures)
- permet une mise en œuvre et un assemblage aisés
- se transporte facilement du fait de son faible poids
- a une durée de vie estimée de 100 ans pour les canalisations enterrées
- se recycle facilement

Joints : : Les tubes PVC sont généralement disponibles en longueur de six mètres, mais peuvent être fabriqués dans des longueurs à la demande. Ceux destinés au transport de l'eau sont dotés d'une extrémité équipée d'une emboîture à joint ou à coller et d'une extrémité disposant d'un chanfrein qui permet d'assurer l'assemblage des tubes entre eux. On parle d'assemblage par bague d'étanchéité, dans le cas de canalisation d'eau potable, lorsqu'on utilise un tuyau PVC équipé d'un joint intérieur qui permet l'emboîtement des tuyaux sans utiliser de colle.

les joints font l'objet de nombreuses sollicitations qui peuvent être dues :

- aux mouvements du sol (affaissements, effondrements)
- aux charges roulantes sur le sol
- aux variations thermiques, notamment gel/dégel, sécheresse, etc.

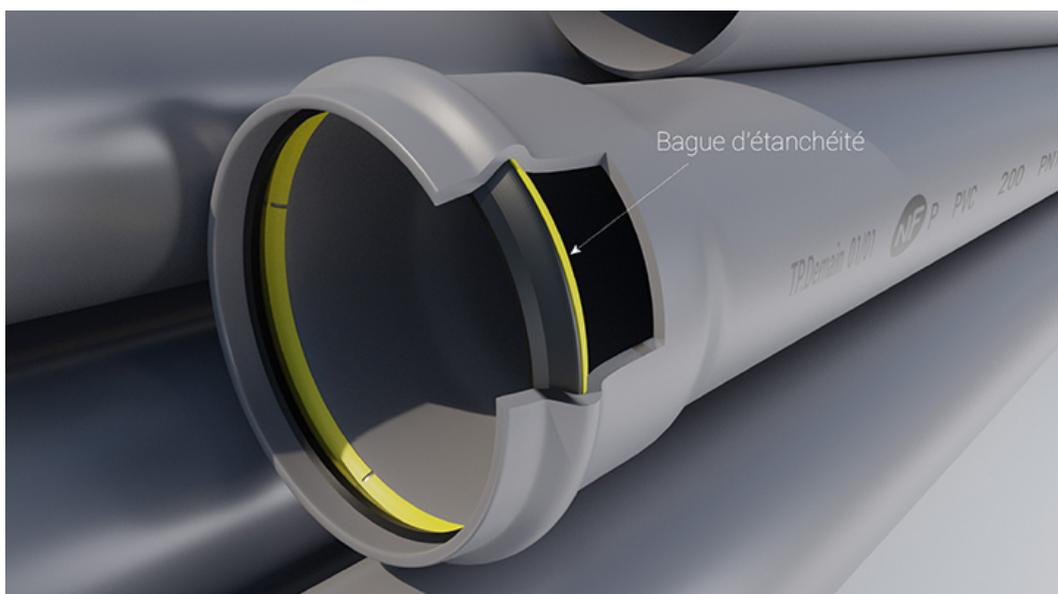


FIGURE 6.3 – bague d'étanchéité,.

◆ **Les conduites en béton :** Le béton est un matériau qui est utilisé depuis plus d'un siècle dans le cadre de la pose de canalisations. Il est pérenne et peu onéreux, comparé à la fonte, le grès, l'acier, le PVC. Le béton permet d'obtenir des canalisations d'un diamètre supérieur à 2 000 mm

6.2.1.3 Pourquoi choisir des canalisations en béton ? :

Les canalisations en béton présentent de nombreuses qualités :

- leur résistance mécanique leur permet de supporter les remblais de grosses granulométries et de différents types de sol
- leurs formes et leurs diamètres intérieurs permettent l'utilisation de dispositifs de curage, facilitent les réparations, les réhabilitations, ainsi que les inspections vidéo
- les mortiers utilisés dans leur fabrication présentent une résistance élevée aux substances agressives véhiculées dans les égouts urbains et industriels
- le béton qui les constitue est insensible aux rayons ultraviolets (UV)

◆ **canalisations de forme ovoïde** La forme ovoïde de certaines canalisations en béton a été mise au point afin de stabiliser la vitesse d'écoulement des eaux quelle que soit la hauteur de remplissage. La forme de ces canalisations permet également de les rendre facilement visitables. L'étanchéité de l'assemblage est assurée par la présence de joints souples.

◆ **canalisations circulaires** Les canalisations circulaires en béton sont classés en trois catégories :

-**La série B** : réservée aux canalisations béton non-armées. Relativement fragiles, elles ne sont pas destinées à une pose routière, ni aux ouvrages visitables. Ces canalisations sont répertoriées en trois classes de résistance : 60B, 90B, 135B.

-**La série A** : ces canalisations comportent une armature d'acier composée de barres droites et de spires en hélice. Elles sont répertoriées en quatre classes de résistance : 90A, 135A, 165A, 200A.

-**La série F** : les canalisations en béton fibré, plus légères, sont destinées à des ouvrages de grande taille. Elles existent en quatre classes de résistance : 90F, 135F, 165F, 200F.

La classe de résistance est la valeur de la classe correspond à la charge minimale à l'écrasement en kN/ml que doit supporter une canalisation de 1 mètre.

◆ **les critères de pose des canalisations béton** : Les canalisations béton sont lourdes. En fonction de leur diamètre, leur poids/ml peut varier de 175 à 3 900 kg. Leur mise en place nécessite des outils de levage tels que :

- des pinces de levage
- des crochets de levage
- des fourches de levage

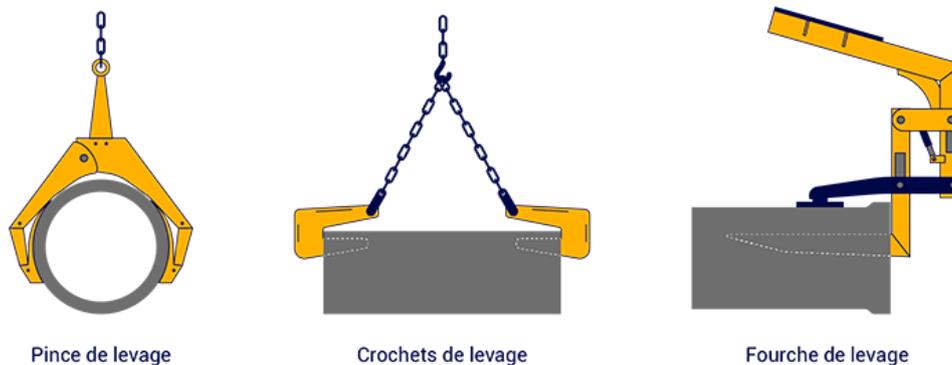


FIGURE 6.4 – la pose des canalisations béton.

◆ **L'assemblage des canalisations circulaires en béton** : L'assemblage des canalisations circulaires en béton s'effectue en 5 étapes :

- nettoyer l'embout femelle des boues et cailloux résiduels
- lubrifier l'embout femelle (lubrifiant, graisse)
- nettoyer l'embout mâle
- lubrifier l'embout mâle
- aligner et emboîter les 2 éléments

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint torique.

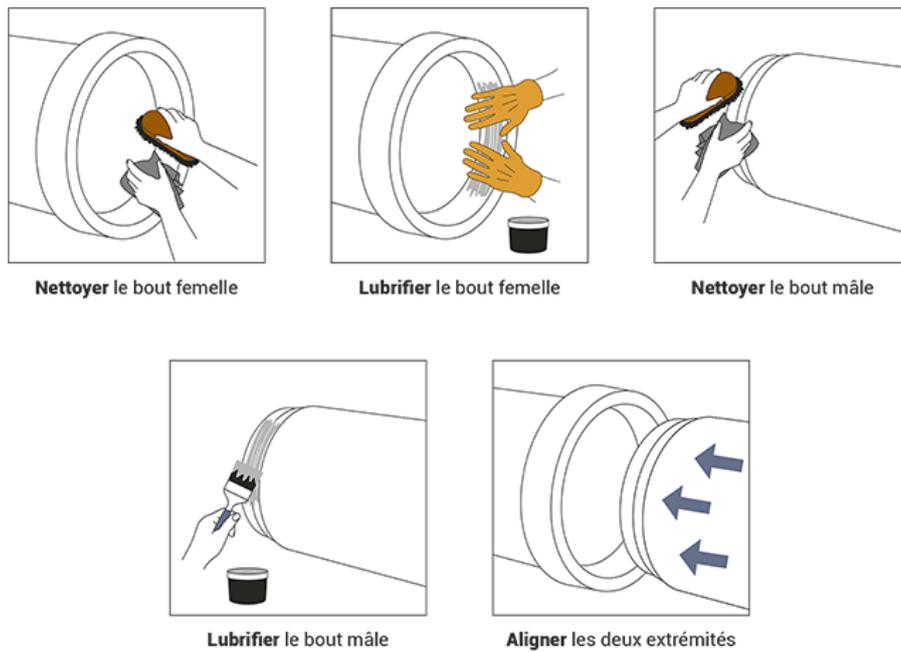


FIGURE 6.5 – L’assemblage des canalisations circulaires en béton

6.3 Les ouvrages annexes :

6.3.1 Les ouvrages normaux

6.3.1.1 Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d’eaux usées et pluviales des immeubles à cettedernière.[13]

les condition de branchement de service :

-une pente d’environ 3% pour favoriser l’écoulement avec rinçage interne de la conduite

-diamtre minimale =[200-250]mm

-incliné en général à 60° sur les canalisation pour ne pas perturber l’écoulement.

precaution

il est il est recommandé de réaliser le branchement en partie haute pour éviter le reflux de l’eau et l’obstruction de la conduite par des dépôts.

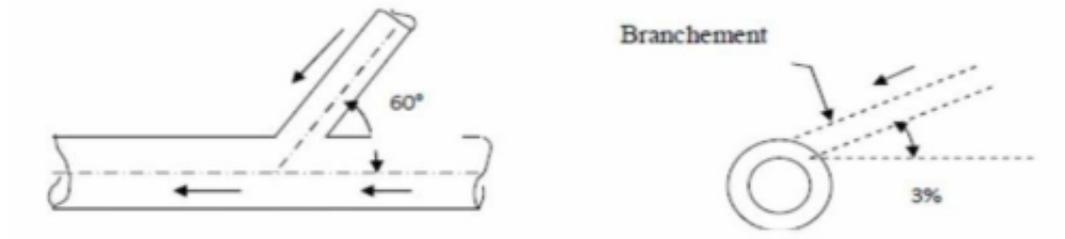


FIGURE 6.6 – Exemple d'un branchement simple

6.3.2 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement, permettant l'introduction des eaux de ruissellement dans le réseau par l'intermédiaire d'une canalisation de branchement. La bouche d'égout n'est pas visitable. La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50 m. On distingue deux types[13] :

- Bouches d'égout à pénétration par le haut** : utilisées dans les régions où il ne neige pas.
- Bouches d'égout à pénétration latérale (bouches à grilles)** : utilisées dans les régions où il neige.

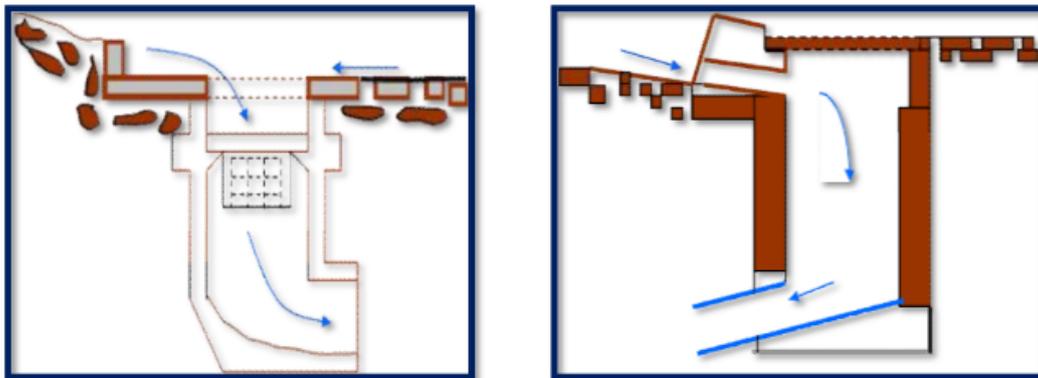


FIGURE 6.7 – Absorption par le haut / par le coté latéral

6.3.3 Les regards :

Les regards jouent un rôle crucial en permettant l'accès aux ouvrages visitables pour le débouage, le nettoyage et l'aération des canaux. La forme des regards doit correspondre à celle du canal. L'emplacement et la distance entre deux regards varient en fonction de la topographie du site et de la nature des ouvrages. Un regard doit être installé sur les canalisations dans les cas suivants[5] :

- À chaque point de jonction
- Aux changements de direction
- Aux changements de pente
- Aux points de chute

◆ **distance entre les deux regards** : Dans les grands ouvrages visitables comme les canaux à banquettes, l'écart entre les deux regards est généralement de 200 à 300 mètres. Sur les terrains à pentes régulières (ligne droite), cette distance varie de 50 à 80 mètres, surtout pour les canalisations non praticables. Habituellement, pour les canalisations visitables, le regard est positionné sur le côté latéral, souvent au-dessus de la canalisation (axe) qui n'est pas praticable en général.

6.3.3.1 Regard de jonction :

es regards sont conçus comme des points de jonction (nœuds) entre au moins deux collecteurs, qu'ils aient le même diamètre ou non. Ils sont construits pour assurer :

- Une bonne aération des collecteurs à leur jonction.
- Des dénivelés corrects entre les fonds des collecteurs.
- L'absence de reflux d'eau par temps sec.

6.3.3.2 Regard de Les regards de visite :

ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long du collecteur. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils servent d'accès à l'intérieur du collecteur en cas d'entretien et de réparation.

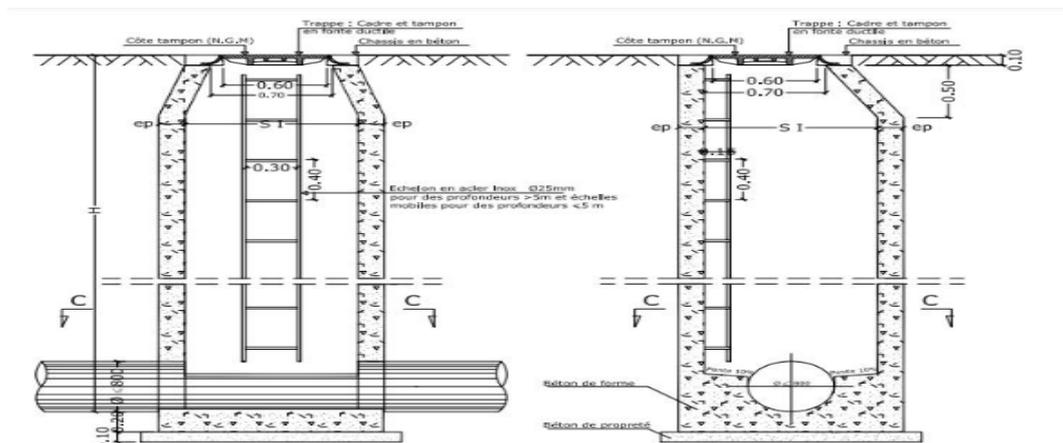


FIGURE 6.8 – Regards de visite

6.3.3.3 Regard de chute :

C'est une structure présente dans un réseau d'assainissement qui est conçue pour gérer les variations de pente du collecteur. Il est généralement situé à des endroits où la conduite présente une pente significative ou où elle passe d'une pente raide à une pente plus douce. Le regard de chute permet de contrôler le flux d'eau dans la conduite,

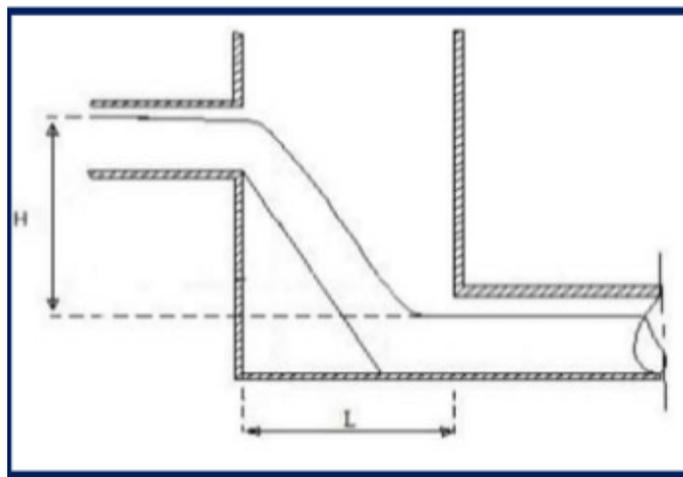


FIGURE 6.9 – Regard de chute

6.3.4 Les ouvrages spéciaux :

6.3.4.1 Les déversoirs d'orage :

un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval. Il peut être à simple ou double seuil un déversoir doit assurer trois fonctions essentielles : [12]

- évacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec
- évacuer sans surverse le débit critique.
- surverser le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval

6.3.4.2 Composition des organes d'un déversoir d'orage :

Un déversoir d'orage se compose :

- d'un ouvrage de dérivation
- d'un canal ou collecteur de décharge : c'est un déversoir au sens hydraulique. Un bassin d'orage peut être adjoint à l'ouvrage de dérivation pour stocker temporairement une partie du flot

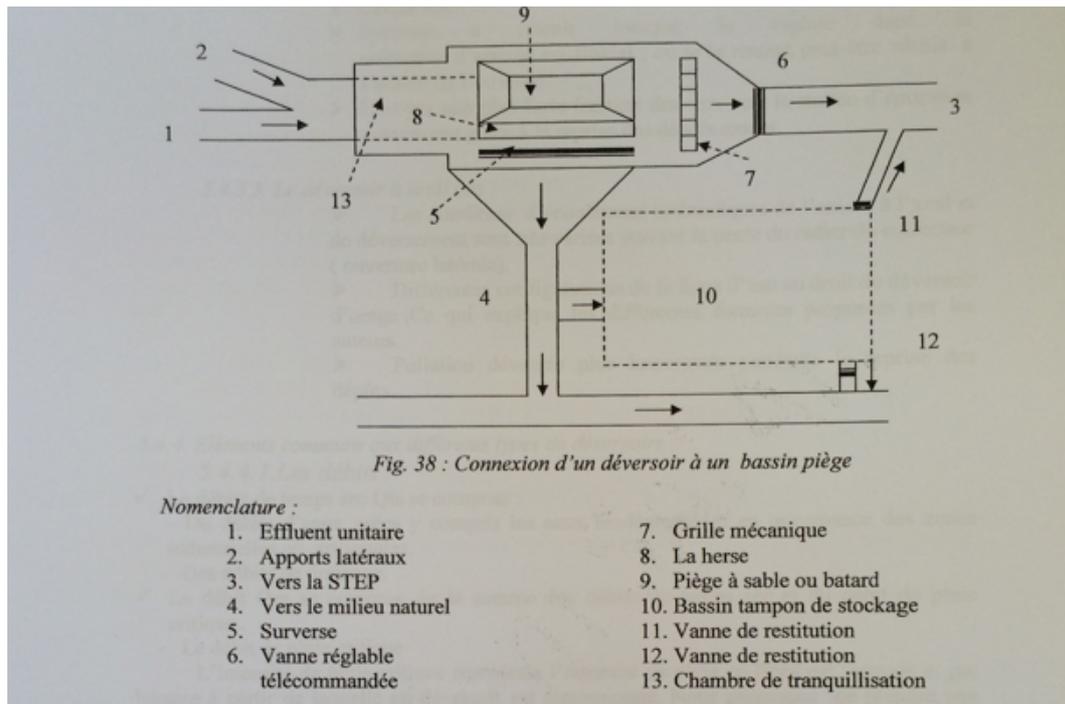


FIGURE 6.10 – Schéma détaillé d'un déversoir d'orage avec éléments annexes

6.3.4.3 Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs ;
- déchargé un collecteur

6.3.4.4 Types de déversoir d'orage :

On peut classer les déversoirs soit par leur hauteur de seuil, soit par la position par hauteur de seuil :

◆ par hauteur de seuil :

● déversoir à seuil haut :

avantages :

- Vitesses d'approche plus faibles.
- Tranquillisation de l'écoulement.
- Déverser une eau claire

inconvenant :

- Le risque d'envoyer un grand débit à la station d'épuration.

● Le déversoir à seuil bas :

inconvenant :

- Pollution déversée plus importante pendant la reprise des dépôts (Envoyer un débit important et pollué à l'exutoire)

◆ par position :

● Déversoir d'orage à seuil frontal :

s'agit toujours d'un seuil haut. Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, il s'agit toujours d'un seuil haut. pour ne pas trop réduire la section d'écoulement

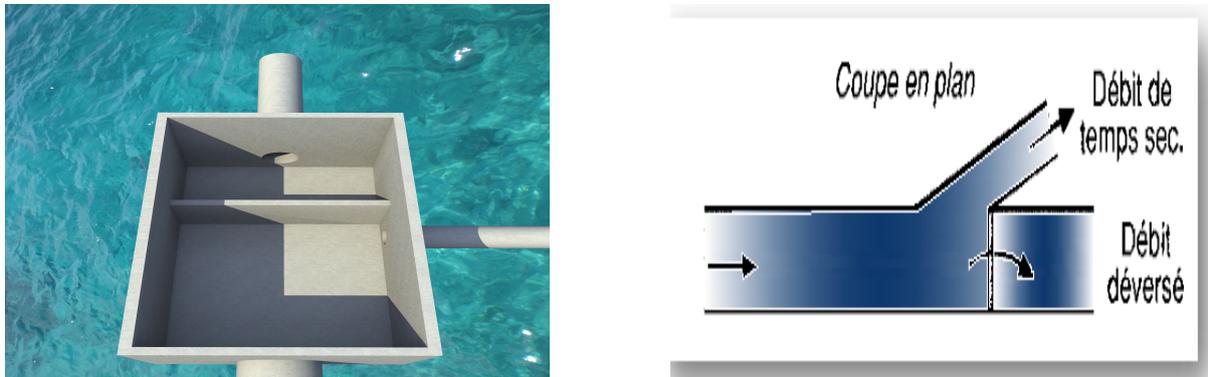


FIGURE 6.11 – déversoir d'orage FRONTALE

- **Déversoir d'orage à seuil latéral :**

Conduite aval libre : Dans ce cas, l'eau qui sort du déversoir d'orage continue son chemin sans rencontrer d'obstacles importants. Elle peut s'écouler directement dans un ruisseau, un lac ou un autre cours d'eau naturel. Ce type de configuration permet à l'eau de retourner à son environnement naturel sans être retenue ou contrôlée de manière significative.

Conduite aval étranglée : Ici, la sortie du déversoir d'orage est reliée à une canalisation ou à une autre infrastructure artificielle, comme un réseau d'égouts pluviaux ou un bassin de rétention. Cette infrastructure contrôle le débit d'eau excédentaire en le guidant vers des endroits spécifiques où il peut être géré ou stocké. Cela permet de réguler la quantité d'eau qui atteint les cours d'eau naturels et de prévenir les inondations.

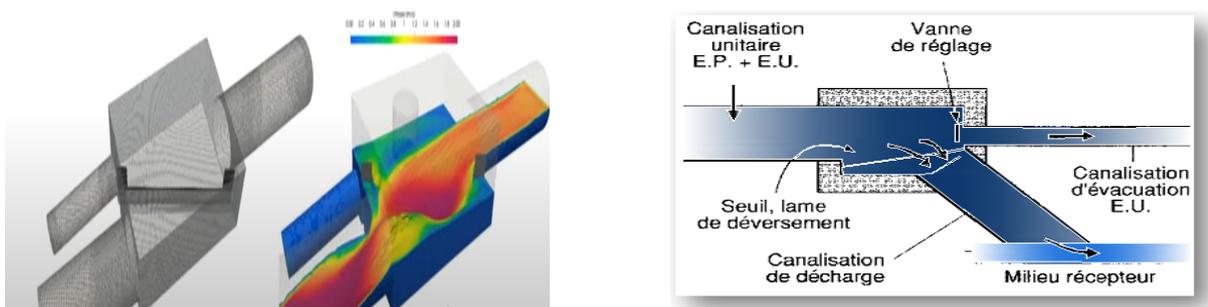


FIGURE 6.12 – déversoir d'orage latéral

Ces déversoirs sont également disponibles avec un double seuil pour une gestion optimale des débits :

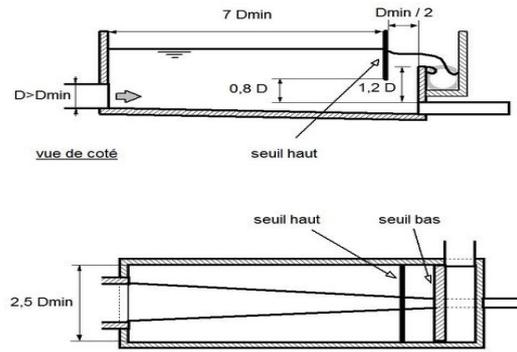
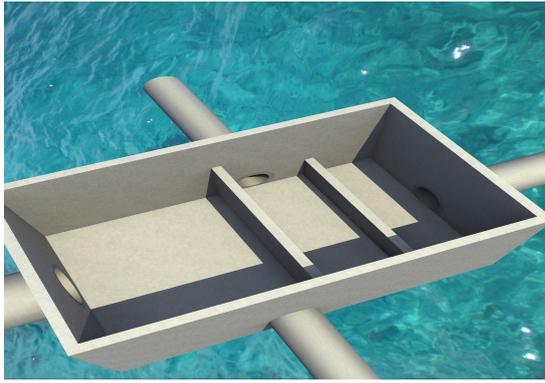


FIGURE 6.13 – déversoir d’orage frontale a double seuil

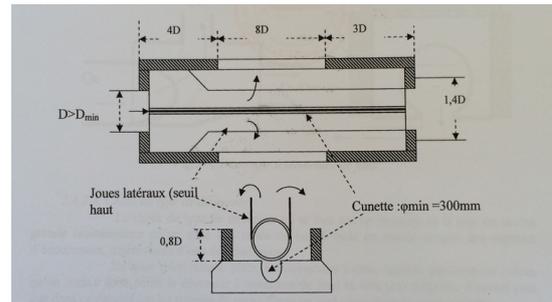
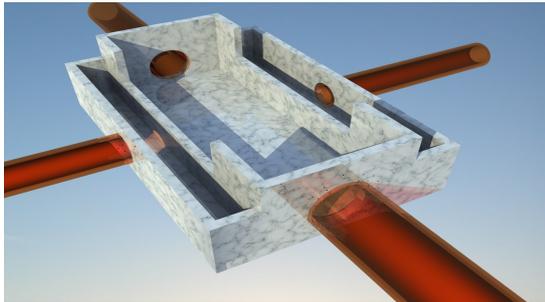


FIGURE 6.14 – déversoir d’orage latéral double seuil

6.3.4.5 Principe de dimensionnement D’un deversoir d’orage :

1- Déterminer le débit total Q_t [5] :

$$Q_t = Q(\text{pluvial}) + Q(\text{eaux usées dom.}) + Q(\text{indus}) + Q(\text{eaux usées pub}) + Q(\text{eau paras.}) \quad (6.3.1)$$

2- Déterminer le débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{t_c}{100}\right) \quad (6.3.2)$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

3- Le débit critique se compose :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la STEP : Q_{step}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \quad (6.3.3)$$

On calcule le débit déversé : $Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$

4- Détermination du débit de la STEP : Q_{step}

- Calcul du débit de pointe d’eaux usées (domes.+indust.+ eau usée pub.) : Q_{pte}

$$Q_{pte} = Q_{moy} \times K_p, \text{ avec } : K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} : \text{coef. de pointe}$$

— Tenant compte de la dilution :

exemple : dilution de 2 : $Q_{\text{step}} = Q_{pte}(1 + 1)$

dilution de 3 : $Q_{\text{step}} = Q_{pte}(1 + 2)$

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

— Hauteur d'eau demandée par la STEP : h_{step}

$$R_{Q(\text{step})} = \frac{Q_{\text{step}}}{Q_{ps}} \Rightarrow \text{abaque} \Rightarrow R_h = \frac{h_{\text{step}}}{D} \text{ et } R_v = \frac{v}{v_{ps}} \Rightarrow h_{\text{step}} = R_h \times D$$

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \Rightarrow \text{abaque} \Rightarrow R_{h_{cr}} = \frac{h_{tcr}}{D} \Rightarrow h_{tcr} = R_{h_{cr}} \times D$$

h_{step} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{tep} vers la station d'épuration (ou vers un autre collecteur s'il s'agit d'un déversoir by-pass)

$h_{dev} = h_{tcr} - h_{\text{step}}$: correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

D : diamètre du collecteur amont (l'entrée du déversoir)

7- A la base de la formule suivante(La formule de Bazin,) :

$$Q = mLH\sqrt{2gh} \quad (6.3.4)$$

dans laquelle :

Q est le débit déversé en m^3/s ,

m est le coefficient de débit expérimental

$$m = \left(0,405 + \frac{0,003}{H}\right) \cdot \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H+Z}\right)^2\right] \quad (6.3.5)$$

où :

Z est la hauteur de la pelle en m

H est la charge en m .

-on déduit la largeur du seuil « L » :

$$Q_{dev} = mLh_{dev}\sqrt{2gh_{dev}} \Rightarrow L = \frac{Q_{dev}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{dev}^{\frac{3}{2}}} \quad (6.3.6)$$

Les caractéristiques du seuil sont :

— Le coefficient « m »

— La hauteur : « h_{step} »

— La largeur « L »

Les données de base de déversoir sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $De = 1000$ mm
- Débit total à l'entrée : $Qpl = 3.23$ m³/s
- Débit à pleine section : $Qps = 4.6$ m³/s
- Débit du temps sec : $Qts = 0.018$ m³/s
- Débit rejeté vers l'oued : $Qdev = 2,664$ m³/s
- Débit restant allé vers le bassin : nous optons pour la triple dilution c'est-à-dire une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale (1+2) :

$$Qbd = 0.054 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

R_{Qstep}	R_{hstep}	h_{step} (m)	R_{Qcr}	R_{hcr}	h_{cr} (m)	h_{dev} (m)	L (m)
0.28	0.35	0.35	0.59	0.55	0.55	0.515	3

TABLE 6.1 – Les résultats de dimensionnement de DO

Dans notre cas ; l'utilisation d'un déversoir latéral à double seuil est à préconiser, car il n'occupe pas beaucoup d'espaces, avec deux seuils : $L1=L2=1.5$ m

6.4 Conclusion :

Après avoir évalué les choix possibles, nous avons retenu les éléments suivants pour notre projet :

- les Bouches d'égout
- Regards de visite + Regards de jonction (168 regards)
- déversoirs d'orage de type latéral à double seuil
- Conduites circulaires en béton armé et en PVC de différents diamètres

CHAPITRE 7

ORGANISATION DE CHANTIER :

7.1 Introduction :

L'organisation du chantier pour les travaux de construction d'un réseau d'assainissement est une étape cruciale dans la mise en œuvre du projet. Cette phase vise à planifier et à coordonner toutes les activités liées à la construction des différents ouvrages et éléments constituant le système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

7.2 Les étapes de réalisation du projet :

Lors de la pose des canalisations, on doit suivre les étapes suivantes :[\[10\]](#)

7.2.1 Manutention et stockage des conduits :

7.2.1.1 Manutention

- Assurer la sécurité du personnel,
- Préserver l'intégrité des matériaux au cours de la manutention :
- Conducteur d'engin dûment autorisé,
- Personnel nommément désigné pour guider la manœuvre,
- Engins équipés pour le levage et de capacité suffisante.
- Respecter les prescriptions d'emploi de l'engin,
- Manœuvrer en douceur et guider la charge du départ à l'arrivée,
- Éviter les balancements, chocs, ou frottements,
- S'assurer que l'engin a été vérifié par un organisme agréé conformément à la réglementation (document justificatif en possession du conducteur),
- Levage du tuyau :
 - Le levage par les extrémités nécessite l'emploi de crochets de forme adaptée revêtus d'une protection,
 - En ce qui concerne le levage par fût, utiliser des sangles plates et larges

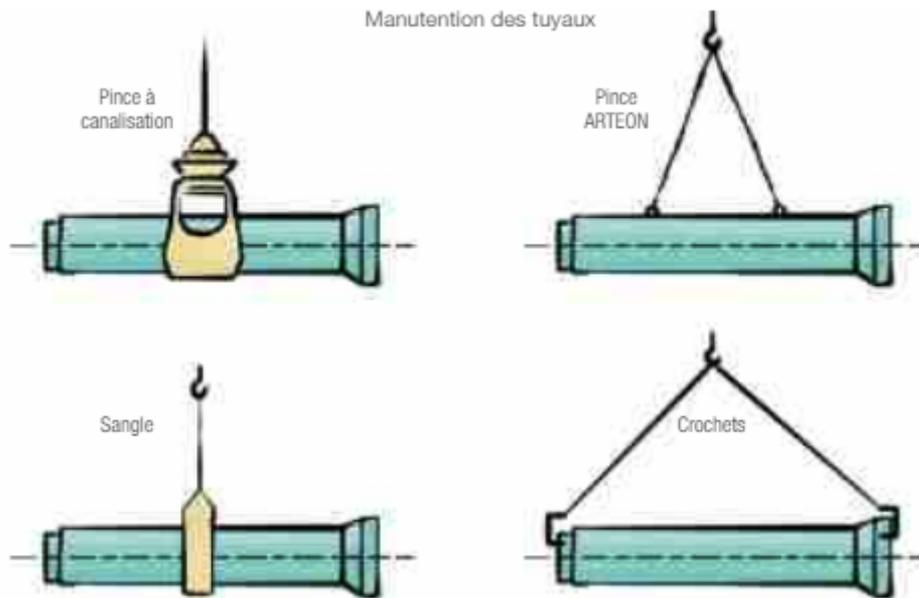


FIGURE 7.1 – Manutention des conduites

éventuellement maintenues écartées par un palonnier afin d'empêcher leur glissement accidentel.

-Dans le cas de l'utilisation d'une seule sangle, la prise doit se faire au centre de gravité du tuyau en étranglant celui-ci afin d'empêcher son glissement.

7.2.1.2 Stockage

- Assurer la sécurité des personnels,
- Conserver aux matériaux réceptionnés leurs qualités d'origine,
- Faciliter leur reprise,
- Présenter un chantier propre,
- Protéger les tuyaux et les accessoires sensibles à la chaleur et à la lumière (PVC, PE, PP...),
- Éviter les empilages adossés aux clôtures et aux murs,
- Installer des chevrons pour surélever les éléments par rapport au sol,
- Installer des cales pour faciliter la reprise des éléments et assurer la stabilité de l'empilage.

7.2.2 Décapage de la terre végétale :

Le décapage de la terre végétale est une opération courante dans la construction et l'aménagement du terrain. Cette étape consiste à retirer la couche supérieure du sol, qui est riche en matière organique et en nutriments, généralement appelée « terre végétale », pour exposer la couche de sol sous-jacente. Le décapage de la terre végétale est effectué pour diverses raisons, notamment pour préparer le

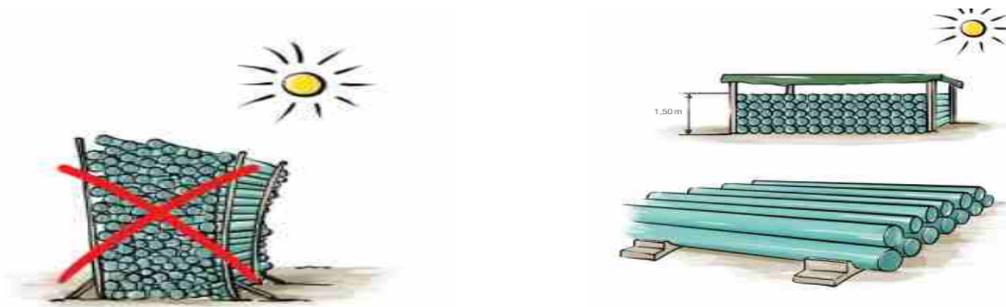


FIGURE 7.2 – Mode opératoire de stockage

terrain à la construction de bâtiments, de routes, de canalisations, de parcs ou de tout autre projet d'aménagement.

7.2.3 Exécution des tranchées et des fouilles de regards :

- Réaliser des découpes propres afin de limiter les dégradations de la chaussée existante et de permettre une réfection de bonne qualité.
- Tracer au sol l'emprise de la tranchée (en maintenant le marquage piquetage existant).
- Utiliser une scie à sol, un marteau pneumatique, une trancheuse ou une raboteuse suivant la nature et l'épaisseur du revêtement.
- Évacuer les déblais au fur et à mesure de l'avancement du chantier.
- Respecter le profil en long du fond de fouille et la largeur de tranchée (prévue dans la note de calcul).
- Effectuer de préférence le terrassement de l'aval vers l'amont.
- Purger le fond de fouille des éléments saillants susceptibles de générer des appuis ponctuels.
- Stocker les déblais non évacués en bord de fouille en ménageant une berme d'une largeur minimum de 40 cm.
- Purger les parois de tous les gros éléments de façon à éviter leur chute accidentelle.

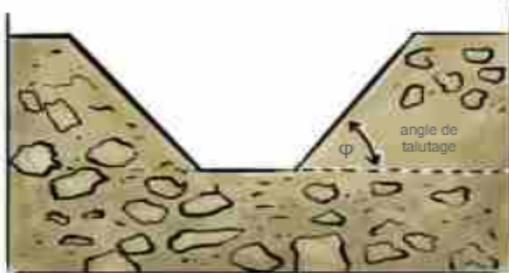


FIGURE 7.3 – Exécution des tranchées

7.2.4 le BLINDAGE :

Si le terrain est instable, blinder ou taluter les parois des fouilles non blindées de manière à leur donner une inclinaison appelée angle de talutage qui doit être

légèrement inférieur à l'angle de frottement interne du terrain. Cet angle varie avec la nature des terrains rencontrés



Nature du terrain	Angle de frottement ϕ en terrain sec	Pente de talutage correspondante
Rocher dur	80 à 90°	6/1
Rocher tendre	55°	3/2
Débris rocheux	45°	1/1
Terre végétale	45°	1/1
Mélange sable et argile	45°	1/1
Argile + marne	40°	2/3
Gravier	35°	2/3
Sable fin	30°	1/2

FIGURE 7.4 – le talutage

7.2.4.1 LES TECHNIQUES DE BLINDAGE :

De nombreux procédés de blindage existent actuellement telle que :

- 1-blindage vertical «traditionnel»
- 2-blindage par caissons métalliques préassemblés
- 3-blindage par panneaux coulissants entre cadres guides.



FIGURE 7.5 – le blindage

7.2.5 Le lit de sable :

Les conduits doivent être posés sur un lit de sable pour protéger les collecteurs contre les roches qui peuvent générer des forces ponctuelles entraînant des fissures ou des ruptures, en commençant par :

- Assécher si besoin le fond de fouille par pompage
- Mettre en place le matériau du lit de pose
- Régler et niveler de manière à obtenir 10 cm de lit de pose une fois le tuyau posé.
- Respecter le profil en long du projet



FIGURE 7.6 – lit de sable

7.2.6 Les techniques de pose des canalisations :

Poser une canalisation implique d'implanter un corps étranger dans le sol. Il se produit une interaction entre les deux. Pour comprendre le comportement du tuyau dans le sol, imaginons l'expérience suivante : Soit un cube de caoutchouc figurant le sol dans lequel a été réalisé un trou cylindrique représentant le tuyau :

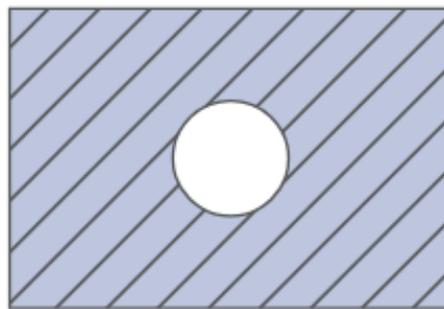


FIGURE 7.7 – Expérience avec le cube de caoutchouc

Si nous comprimons ce cube entre deux parois rigides, les forces vont se transmettre selon les lignes de force.

En revanche, si nous introduisons un cylindre métallique rigide et comprimons à nouveau le cube, nous obtenons une concentration de lignes de force au niveau du point dur.

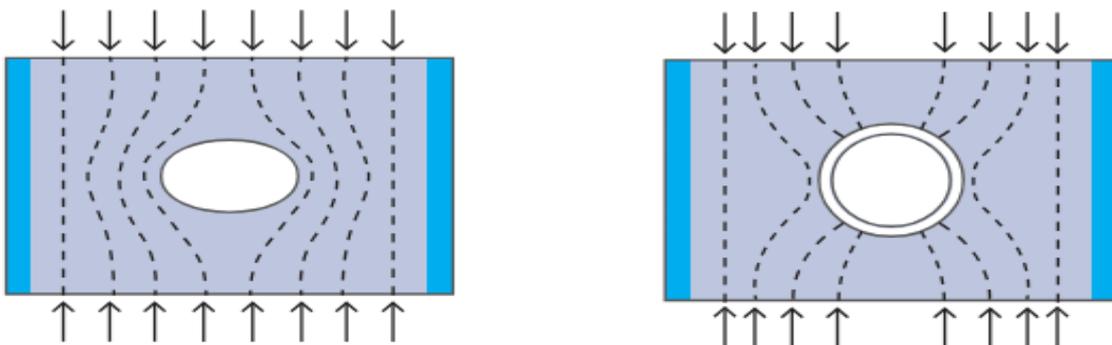


FIGURE 7.8 – Comportement des conduites sous la charge

7.2.7 ZONE D'ENROBAGE

La zone d'enrobage est délimitée dans sa partie inférieure par le sol en place, dans sa partie supérieure par le remblai proprement dit, et se compose du lit de pose, de l'assise, du remblai latéral et du remblai initial avec :

Remblai de protection = remblai latéral + remblai initial

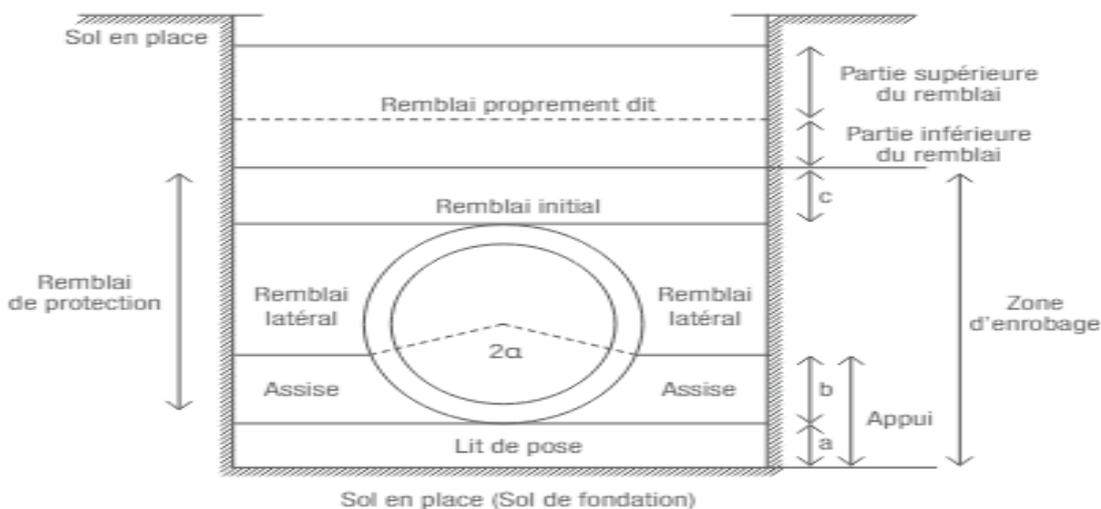


FIGURE 7.9 – Expérience avec le cube de caoutchouc

◆ **ASSISE** : C'est le matériau au-dessus du lit de pose, son épaisseur est définie par l'angle d'appui. La mise en œuvre de l'assise est entreprise en prenant soin de pousser les matériaux sous les flancs afin de supprimer toutes cavités. Pour les ≤ 600 sa nature est généralement la même que celle du lit de pose, elle peut être de nature différente pour les > 600 .

◆ Remblai Latéral

Le remblai latéral est un remblai de protection allant de l'assise jusqu'à la génératrice supérieure. Selon le diamètre et la nature des canalisations, le remblai latéral peut être réalisé en une seule fois ou en plusieurs fois, voire même être réalisé en même temps que l'assise et le remblai initial.

◆ Remblai Initial

C'est la partie du remblai de protection située au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation d'une épaisseur généralement de 15 cm mais pouvant être supérieure. Il protège la canalisation des efforts de compactage plus importants s'exerçant dans les couches de remblais proprement dites dont les objectifs de densification sont généralement q_5 ou q_4 .

◆ **GRILLAGE AVERTISSEUR** : En tranchée ouverte, un grillage avertisseur est posé à environ 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure. Ce grillage avertisseur a pour but de signaler la présence de la canalisation en cas de travaux ultérieurs d'excavation ou de creusement.

Bleu	Eau potable, distribution et transport
Marron	Assainissement et pluvial
Jaune	Gaz combustible (transport et distribution), et hydrocarbures
Rouge	Electricité (BT, HTA, HTB), éclairage, feux tricolores, signalisation routière (BT)
Orange	Produits chimiques (et gaz autres que combustible)
Violet	Chauffage et climatisation
Vert	Télécommunications, feux tricolores et signalisation routière (TBT)

FIGURE 7.10 – le code couleur de grillage avertisseur

7.2.8 COMPACTAGE DU REMBLAI PROPREMENT DIT :

Pourquoi est-il nécessaire de compacter ?

- Pour obtenir dans un temps très court, un équilibre proche de l'équilibre naturel du terrain qui, sans compactage, serait atteint après de longues années,
- Pour éviter les tassements ultérieurs car l'extraction d'un sol provoque un décompactage ou une décompression correspondant à une augmentation de volume (ou « foisonnement ») de 20 à 30% en moyenne. C'est l'opération inverse qui est réalisée par compactage, qui réduit les volumes des interstices (« les vides ») pour limiter les tassements ultérieurs.
- Pour limiter des différences de perméabilité qui favorisent les cheminements préférentiels de l'eau.

Comment réaliser le compactage ?

Il est d'usage dans la zone de remblai d'utiliser deux niveaux de qualité de compactage (q4, q3). Les niveaux de qualité de compactage, en fonction des conditions de surface,

Recommandations : • Eviter la décompression des terrains environnants,

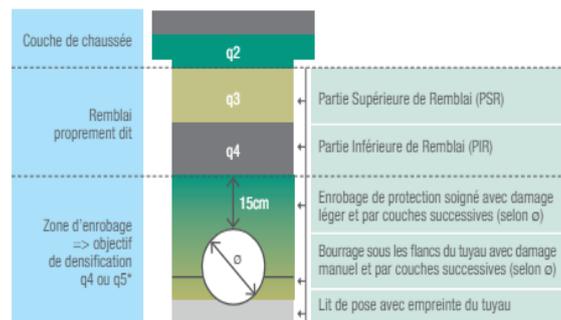


FIGURE 7.11 – Les niveaux de qualité de compactage

- Choisir des matériaux adaptés à l'objectif de compactage visé,
- Réaliser le compactage couche par couche avec l'engin approprié en respectant le mode opératoire et surtout pas avec les roues d'un camion.

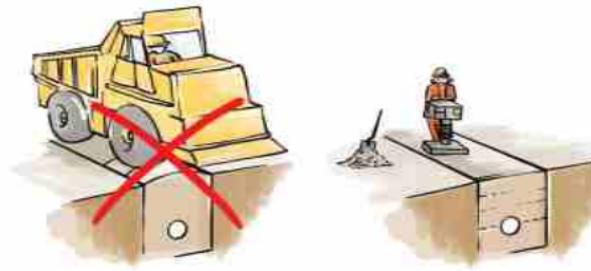


FIGURE 7.12 – Comparaison des méthodes de compactage

7.3 Détermination des différents volumes de travaux :

Les différents volumes de travaux de chantier peuvent être calculés à l'aide des formules suivantes[11]

7.3.1 Volume de décapage de la couche végétale :

$$V_{dec} = H_{CV} \times L \times B_{cv} \quad (7.3.1)$$

Tel que :

- V_{dec} : volume de la couche végétale décapée (m³).
- H_{CV} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

7.3.2 Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (7.3.2)$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m³).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

7.3.3 Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (7.3.3)$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

7.3.4 Volume occupée par les conduites :

$$V_{\text{cond}} = \frac{\pi \times D_{\text{ext}}}{4} \times L \quad (7.3.4)$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

7.3.5 Volume de remblai :

$$V_{\text{remb}} = V_d - (V_{ls} + V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}}) \quad (7.3.5)$$

Avec :

- V_{remb} : volume du remblai (m³).
- V_d : volume du déblai (m³).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).
- V_{cond} : volume de conduit (m³).
- V_{dec} : volume de la couche végétale décapée (m³).

7.3.6 Volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{remb}} \quad (7.3.6)$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné (m³).
- V_{remb} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (7.3.7)$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.[\[22\]](#)
- $K_f = 1.28$

Type de sol	Kf
Sables, matériaux fins	1.08-1.17
Limons argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.30

TABLE 7.1 – Valeurs de Kf pour différents types de sol

7.4 Conclusion :

L'organisation du chantier est une étape très importante pour la bonne exécution des travaux. Elle a pour but d'obtenir une qualité de travail satisfaisante selon les moyens existants tout en évitant les incidents financiers. L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui est de 107.576.099,3 DA.

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
I Travaux de terrassement					
1	Décapage de la terre végétale	m3	3021.07818	150	453161.727
2	Déblai de tranchée	m3	25175.6515	250	6293912.875
3	Pose lit de sable, e=20cm	m3	1007.02606	1000	1007026.06
4	Remblai compacté de la tranchée avec la terre épierrée	m3	18756.86534	200	3751373.068
5	Évacuation des terres excédentaires à la décharge publique	m3	12712.69903	300	3813809.71
6	Grillage avertisseur	Ml	9024.52	50	451226
II Canalisation					
1	FOURNITURE TRANSPORT ET POSE DE CANALISATION EN PVC PN 06 ET BETON ARME CLASSE 135 A				
Canalisation en PVC					
1.1	Ø315mm	Ml	4871	3800	18509420
1.2	Ø400mm	Ml	482	4800	2315424
1.3	Ø500mm	Ml	472	6000	2833800
1.4	Ø630mm	Ml	879	8000	7029600
Canalisation en béton armé					
1.5	Ø800mm	Ml	1041.87	9000	9376830
1.6	Ø1000mm	Ml	1070.35	12000	12844200
1.7	Ø1200mm	Ml	208.02	15000	3120300
2 Génie civil					
2.2	Regard	U	178	100000	17800000
2.3	Déversoir d'orage	U	1	800000	800000
Total (HT)					90400083.44
T.V.A (19%)					17176015.85
Total (T.T.C)					107576099.3

TABLE 7.3 – Devis quantitatif et estimatif

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif principal de ce mémoire a été de concevoir un système d'évacuation des eaux usées et pluviales pour l'agglomération de Taffisour, dans le but de protéger à la fois la santé publique et l'environnement en dirigeant ces eaux vers un exutoire approprié.

Nous avons débuté par une analyse approfondie de la zone d'étude, en examinant ses caractéristiques géographiques, hydrologiques et urbanistiques. Par la suite, une étude hydrologique rigoureuse a été conduite afin de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations, estimée à 130.749L/s/ha, sur la base d'une modélisation statistique des données pluviométriques ajustée à la loi de distribution de type GEV .

En raison des contraintes topographiques de la région, le choix s'est porté sur un réseau unitaire, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral. Ce réseau a été conçu pour collecter et acheminer les eaux usées et pluviales vers une station d'épuration future, dont l'implantation est prévue dans la zone d'étude.

Pour le dimensionnement des débits des eaux usées, seuls les débits domestiques et publics ont été pris en considération, en l'absence d'activités industrielles significatives dans la région. Quant aux débits pluviaux, la zone a été divisée en 6 sous-bassins , chaque sous-bassin étant caractérisé par un coefficient de ruissellement déterminé en fonction de la nature des surfaces drainées. La méthode rationnelle a été retenue pour estimer ces débits, permettant une dimension précise du réseau de collecte.

Les diamètres des conduites varient de 315 à 613 mm pour les sections en PVC, et de 800 à 1200 mm pour les sections en béton armé, conformément aux exigences du projet. D'un point de vue économique, une étude détaillée des coûts a été menée à travers l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif, fixant le coût global du projet à 107.576.099,3 DA.

En somme, ce travail a permis de proposer une solution technique et économique viable pour l'assainissement des eaux usées et pluviales de l'agglomération de Taffisour, tout en tenant compte des contraintes environnementales et hydrologiques spécifiques à la région.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] ANCTIL, François, ROUSSELLE, Jean, et LAUZON, Nicolas. Hydrologie : cheminements de l'eau. Presses inter Polytechnique, 2012.
- [2] TOUAIBIA, Benina. Manuel pratique d'hydrologie. 2004.
- [3] MOKADEM, Maamar. Polycopie de cours. Assainissement Urbain et initiation au logiciel «COVADIS assainissement, 2020.
- [4] BENABDESSELAM, Tamara et AMARCHI, Hocine. Regional approach for the estimation of extreme daily precipitation on North-east area of Algeria. Int. J. Water Resour. Environ. Eng, 2013, vol. 5, no 10, p. 573-583.
- [5] BOURRIER, Régis et CLAUDON, J. G. Les réseaux d'assainissement : calculs, applications, perspectives. Technique et documentation, 1981.
- [6] GOUBERT, Jean-Pierre. La France s' équipe. Les réseaux d'eau et d'assainissement. 1850-1950. In : Les annales de la recherche urbaine. Persée-Portail des revues scientifiques en SHS, 1984. p. 47-53.
- [7] AMIRA BABAHAMED, S. Polycopié de cours Assainissement urbain Dimensionnement et exploitation des réseaux d'assainissement. 2021.
- [8] R. Bourrier, (2008), Les réseaux d'assainissement (calculs, applications, perspectives), Ste édition Lavoisier, Paris
- [9] FOUZIA, Dernouni, BOUALEM, Salah, et AHMED, Kettab. ORIGINE, CAUSES, ET APPROCHE DE MODELISATION DE L'INTRUSION DES EAUX PARASITES DANS LES COLLECTEURS D'ASSAINISSEMENT. ORIGIN, CAUSES, AND APPROACH MODELING OF THE INTRUSION PARASITIC WATER IN THE COLLECTORS OF CLEANSING.
- [10] Les Canaliseurs. 2019. GUIDE TECHNIQUE RÉSEAUX D'EAU ET D'ASSAINISSEMENT. Organisation professionnelle membre de la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP). Conception – Réalisation – Impression : Isabelle Castelain. Dépôt Légal : 03 – 2019.
- [11] SABRI, BERHAIL. Organisation et mécanisation des travaux. 2023.

- [12] VAZQUEZ, J., ZUG, M., PHAN, L., et al. Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg. France, 2006.
- [13]
- [14] @URL <https://tpdemain.com/>
- [15] ANRH
- [16] ONM
- [17] bureau d'étude 'AH2E'
- [18] L'APC de Tefessou
- [19] (selon KADIK, 1987)
- [20] Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique @URL <https://www.craag.dz/index.php/reseau-sismologique/>
- [21] LEFRANC, M. Edmond. Sidi-Bel-Abbès. Topographie, Climatologie Et Botanique. Bulletin de la Société Botanique de France, 1865, vol. 12, no 9, p. 383-395.
- [22] TEBIRI, Boutaina. Caractérisation géotechnique de différentes stériles miniers pour leur usage en remblais. 2023. Thèse de doctorat.
- [23] Guerree Gomella, R. (1967). Les eaux usées dans les agglomérations urbaines. Paris : Eyrolles.
- [24] K.Imhoff, (1964), Manuel d'assainissement, dition Dunod, Paris.
- [25] R. Bourrier, (1991), Les réseaux d'assainissement urbains, édition OTH, Paris
- [26] Marc Satin, Béchir Selmi, (2006), Guide technique de l'assainissement, 3 ème édition le moniteur, Paris.
- [27] <https://www.polytub.dz/tubes-pvc-pression/>
<https://bonnatp.com/wp-content/uploads/2021/09/Brochure-Ame-tole-092021.pdf>

Annexe 1 :

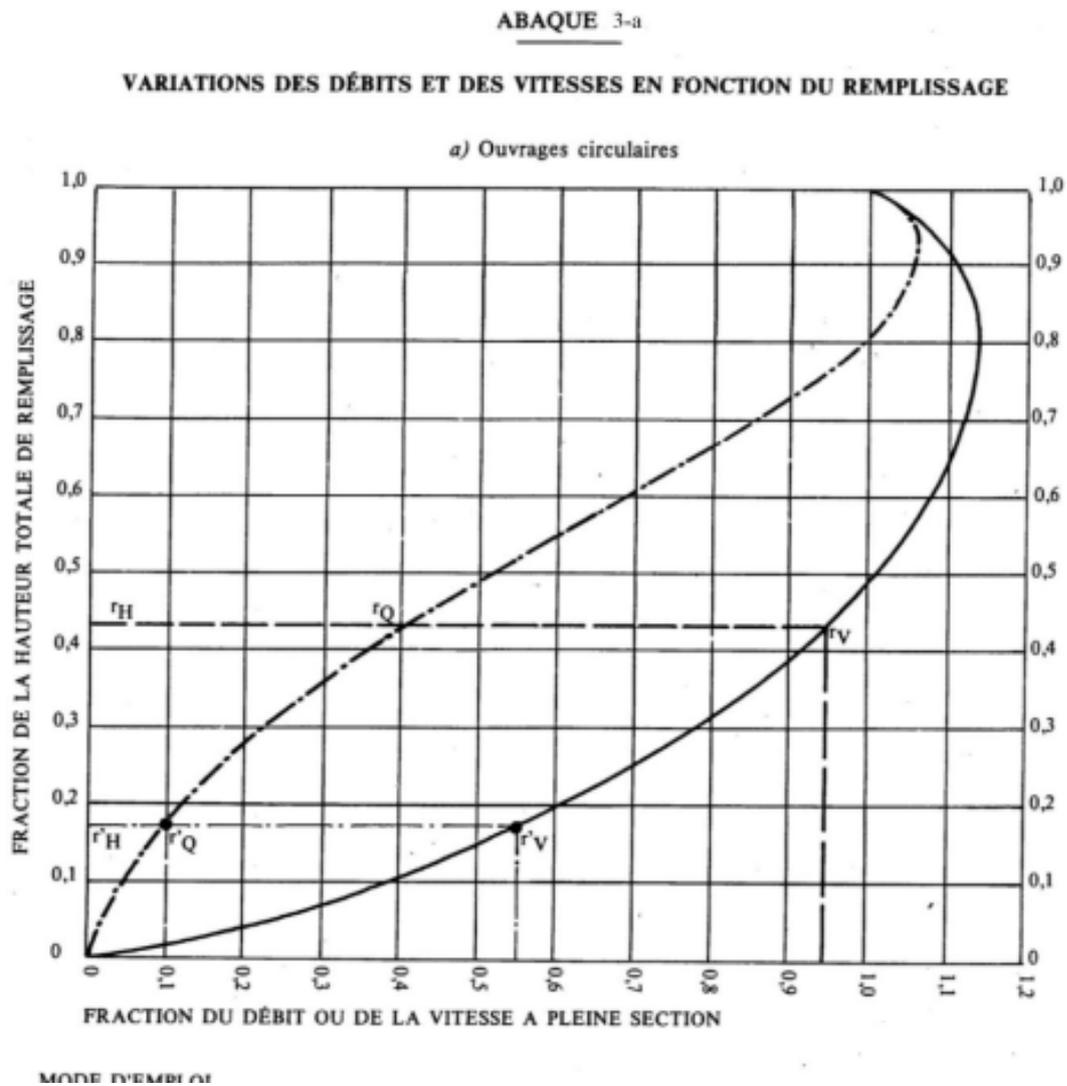


FIGURE 7.13 – variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage

Annexe 2. Table du χ^2

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	45.419	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

FIGURE 7.14 – table ki 2

Dimensionnement des Collecteurs principales

sb	trancant	CTN	CP amnt	CP aval	I%	L	Q calcule	D nor	V ps	Qps	RQ	RV	RH	V min	V curage	RQ min	RV min	AUTO CUR
sb4	R1	1035.690	1032.690		4.68	55.11	26.20	315.000	3.578	278.673	0.094	0.625	0.568	2.236	0.687	0.001	0.192	verifier
		R2	1031.610															
	R2	1031.610	1030.110		4.46	54.04	51.90	315.000	3.492	271.989	0.191	0.765	0.655	2.671	0.713	0.002	0.204	verifier
		R3	1029.200															
	R3	1029.200	1027.700		2.85	60.39	80.61	315.000	2.791	217.361	0.371	0.921	0.750	2.569	0.630	0.004	0.226	verifier
		R4	1027.480															
	R4	1027.480	1025.980		1.95	70.34	164.64	315.000	2.308	179.746	0.916	1.139	0.870	2.629	0.659	0.009	0.285	verifier
		R5	1026.110															
	R5	1026.110	1024.610		2.94	65.00	195.55	315.000	2.834	220.780	0.886	1.137	0.860	3.223	0.800	0.009	0.282	verifier
		R6	1024.700															
	R6	1024.700	1022.700		1.11	50.60	577.06	630.000	2.761	860.331	0.671	1.068	0.908	2.949	0.717	0.007	0.260	verifier
		R7	1024.140															
	R7	1024.140	1022.140		0.54	53.24	602.38	630.000	1.937	603.569	0.998	1.143	0.700	2.214	0.569	0.010	0.294	verifier
		R8	1023.850															
	R8	1023.850	1021.850		0.40	60.69	631.23	800.000	1.613	810.360	0.779	1.104	0.780	1.781	0.438	0.008	0.271	verifier
	R15	1023.610		1021.610														

sb1	R56	1020.300	1017.300		1.54	55.16	1365.19	800.000	3.184	1599.662	0.853	1.131	0.780	3.601	0.889	0.009	0.279	verifier
		R57	1019.450	1016.450														
	R57	1019.450	1016.450		1.19	61.18	1401.35	800.000	2.802	1407.627	0.996	1.142	0.660	3.201	0.822	0.010	0.293	verifier
		R58	1017.220	1015.720														
	R58	1017.220	1015.720		2.05	59.03	1436.24	800.000	3.672	1844.961	0.778	1.104	0.870	4.054	0.996	0.008	0.271	verifier
		R59	1016.010	1014.510														
	R59	1016.010	1014.510		1.58	67.84	1649.95	1000.000	3.738	2934.314	0.562	1.034	0.849	3.864	0.926	0.006	0.248	verifier
		R60	1015.940	1013.440														
em	R60	1015.940	1013.440		0.986	35.510	1649.955	1000.000	2.955	2319.617	0.711	1.079	0.933	3.190	0.781	0.007	0.264	verifier
		R61	1015.090	1013.090														
	R61	1015.090	1013.090		1.670	32.930	1649.955	800.000	3.315	1685.392	0.991	1.142	0.780	3.785	0.971	0.010	0.293	verifier
		R62	1014.040	1012.540														
	R62	1014.040	1012.540		3.321	30.410	1649.955	800.000	4.674	2348.461	0.703	1.077	0.927	5.034	1.230	0.007	0.263	verifier
		R63	1013.030	1011.530														
	R63	1013.030	1011.530		3.154	32.020	1649.955	800.000	4.555	2288.658	0.721	1.082	0.941	4.931	1.208	0.007	0.265	verifier
		R64	1012.020	1010.520														
	R64	1012.020	1009.020		2.997	34.030	1649.955	800.000	4.441	2231.002	0.740	1.089	0.957	4.835	1.186	0.007	0.267	verifier
		R65	1011.000	1008.000														
	R65	1011.000	1008.000		1.662	30.090	1649.955	800.000	3.306	1661.135	0.993	1.142	0.650	3.776	0.969	0.010	0.293	verifier
		R66	1010.000	1007.500														
	R66	1010.000	1007.500		1.568	57.410	1649.955	800.000	3.212	1613.461	1.023	1.146	0.870	3.681	0.951	0.010	0.296	verifier
		R67	1008.100	1006.600														

em	R85		991.820	990.320		2.710	71.230	3230.833	1000.000	4.899	3845.960	0.840	1.127	0.970	5.522	1.360	0.008	0.278	verifier
		R86	989.890		988.390														
	R86		989.890	988.390		2.711	71.570	3230.833	1000.000	4.900	3846.741	0.840	1.127	0.780	5.523	1.361	0.008	0.278	verifier
		R87	987.950		986.450														
	R87		987.950	986.450		2.725	55.040	3230.833	1000.000	4.914	3857.128	0.838	1.126	0.670	5.534	1.363	0.008	0.277	verifier
		R88	986.450		984.950														
	R88		986.450	984.950		2.721	40.430	3230.833	1000.000	4.909	3853.914	0.838	1.127	0.870	5.531	1.362	0.008	0.278	verifier
		R89	985.350		983.850														
	R89		985.350	983.850		2.721	37.120	3230.833	1000.000	4.910	3854.023	0.838	1.127	0.650	5.531	1.362	0.008	0.278	verifier
		R90	984.340		982.840														
	R90		984.340	982.840		2.740	37.220	3230.833	1000.000	4.927	3867.849	0.835	1.126	0.650	5.546	1.366	0.008	0.277	verifier
		R91	983.320		981.820														
	R91		983.320	981.820		2.751	36.720	3230.833	1000.000	4.936	3874.957	0.834	1.125	0.870	5.554	1.368	0.008	0.277	verifier
		R92	982.310		980.810														
	R92		982.310	980.810		2.734	33.650	3230.833	1000.000	4.921	3863.305	0.836	1.126	0.650	5.541	1.365	0.008	0.277	verifier
		R93	981.390		979.890														
R93		981.390	979.890		2.736	41.660	3230.833	1000.000	4.924	3865.008	0.836	1.126	0.980	5.543	1.365	0.008	0.277	verifier	
	R94	980.250		978.750															

Dimensionnement des Collecteurs secondaires

sb	trancant	CTN	CP amnt	CP aval	I %	L	Q calcule	D nor	V ps	Qps	RQ	RV	RH	V min	V curage	RQ min	RV min	AUTO CUP	
sb4	R4-1	1034.320	1031.320		4.598	34.360	16.34	315	3.546	276.186	0.059	0.558	0.530	1.978	0.00059	0.188	0.665	verifier	
		R4-2	1031.740																1029.740
		R4-2	1031.740	1029.740		5.070	47.730	39.03	315	3.723	290.010	0.135	0.684	0.603	2.546	0.00135	0.197	0.734	verifier
		R4-3	1028.820		1027.320														
		R4-3	1028.820	1027.320		5.519	24.280	50.57	315	3.885	302.572	0.167	0.731	0.633	2.840	0.00167	0.201	0.782	verifier
		R4	1027.480		1025.980														
		R6-4-5-1	1033.000	1030.000		5.978	78.790	37.46	315	4.043	314.902	0.119	0.661	0.589	2.674	0.00119	0.195	0.789	verifier
		R6-4-5	1026.790		1025.290														
		R6-4-4-1	1028.680	1027.180		2.088	36.880	17.53	315	2.389	186.102	0.094	0.625	0.568	1.494	0.00094	0.192	0.459	verifier
		R6-4-4	1027.910		1026.410														
		R6-2-1	1029.700	1028.200		1.073	55.910	26.58	315	1.713	133.423	0.199	0.777	0.662	1.330	0.00199	0.205	0.352	verifier
		R6-2	1029.600		1027.600														
		R6-3-1	1028.550	1027.050		1.225	50.600	24.06	315	1.830	142.568	0.169	0.734	0.634	1.343	0.00169	0.201	0.369	verifier
		R6-3-2	1027.930		1026.430														
		R6-3-2	1027.930	1026.430		1.395	53.040	49.28	315	1.953	152.130	0.324	0.894	0.734	1.746	0.00324	0.220	0.430	verifier
		R6-3	1027.690		1025.690														
		R6-4-1	1026.750	1025.250		1.299	57.740	27.45	315	1.885	146.789	0.187	0.760	0.651	1.432	0.00187	0.204	0.384	verifier
		R6-4-2	1026.000		1024.500														
		R6-4-2	1026.000	1024.500		1.385	49.080	50.79	315	1.946	151.601	0.335	0.900	0.738	1.752	0.00335	0.222	0.431	verifier
		R6-4	1025.820		1023.820														
	R6-4-3	1032.540	1029.540		4.131	75.770	36.02	315	3.361	261.772	0.138	0.688	0.606	2.313	0.00138	0.198	0.664	verifier	
	R6-4-4	1027.910		1026.410															
	R6-4-4	1027.910	1026.410		3.496	32.040	68.78	315	3.092	240.804	0.286	0.868	0.719	2.684	0.00286	0.216	0.667	verifier	
	R6-4-5	1026.790		1025.290															

R6-4-4		1027.910	1026.410		3.496	32.040													
	R6-4-5	1026.790		1025.290			68.78	315	3.092	240.804	0.286	0.868	0.719	2.684	0.00286	0.216	0.667	verifier	
R6-4-5		1026.790	1025.290		2.430	60.490													
	R6-4	1025.820		1023.820			134.96	315	2.578	200.778	0.672	1.068	0.909	2.754	0.00672	0.260	0.670	verifier	
R6-1		1031.930	1029.430		5.521	24.090													
	R6-2	1029.600		1028.100			11.45	315	3.885	302.627	0.038	0.485	0.490	1.883	0.00038	0.185	0.718	verifier	
R6-2		1029.600	1028.100		10.111	18.890													
	R6-3	1027.690		1026.190			46.98	315	5.258	409.544	0.115	0.655	0.586	3.446	0.00115	0.195	1.024	verifier	
R6-3		1027.690	1026.190		8.700	27.240													
	R6-4	1025.820		1023.820			109.17	315	4.877	379.901	0.287	0.869	0.719	4.240	0.00287	0.216	1.053	verifier	
R6-4		1025.820	1023.820		4.136	27.080													
	R6	1024.700		1022.700			307.66	400	3.943	495.279	0.621	1.055	0.882	4.160	0.00621	0.254	1.003	verifier	
R6-7		1025.910	1023.910		0.935	54.530													
	R6-6	1025.400		1023.400			25.93	315	1.599	124.557	0.208	0.788	0.670	1.261	0.00208	0.206	0.330	verifier	
R6-6		1025.400	1023.400		1.258	23.840													
	R6-5	1024.600		1023.100			37.26	315	1.855	144.480	0.258	0.845	0.704	1.567	0.00258	0.212	0.394	verifier	
R6-5		1024.600	1023.100		1.517	26.370													
	R6	1024.700		1022.700			49.80	315	2.037	158.626	0.314	0.888	0.730	1.808	0.00314	0.219	0.446	verifier	

sb5	R9-2-1	1032.370	1030.870		5.230	56.400	36.51	315	3.782	294.559	0.124	0.669	0.594	2.528	0.00124	0.196	0.741	verifier
		R9-2	1029.920	1027.920														
	R9-1	1030.250	1028.750		1.707	48.620	31.48	315	2.160	168.280	0.187	0.760	0.651	1.642	0.00187	0.204	0.440	verifier
		R9-2	1029.920	1027.920														
	R9-2	1029.920	1027.920		1.397	46.530	98.11	315	1.954	152.227	0.645	1.061	0.894	2.074	0.00645	0.257	0.502	verifier
		R9	1028.770	1027.270														
	R11-1	1025.990	1024.490		0.990	49.480	32.03	315	1.645	128.169	0.250	0.837	0.700	1.377	0.00250	0.211	0.348	verifier
		R11	1025.500	1024.000														
	R13-6-6	1025.220	1023.720		1.543	50.560	32.73	315	2.054	159.972	0.205	0.784	0.667	1.610	0.00205	0.206	0.423	verifier
		R13-6-7	1024.440	1022.940														
	R13-6-7	1024.440	1022.940		1.550	71.600	79.09	315	2.059	160.363	0.493	0.996	0.805	2.051	0.00493	0.240	0.494	verifier
		R13-6	1023.330	1021.830														
	R13-1	1026.290	1024.790		1.713	64.780	41.94	315	2.164	168.594	0.249	0.836	0.699	1.809	0.00249	0.211	0.457	verifier
		R13-2	1025.180	1023.680														
	R13-2	1025.180	1023.680		2.332	52.310	75.80	315	2.525	196.693	0.385	0.929	0.755	2.346	0.00385	0.228	0.575	verifier
		R13-3	1023.960	1022.460														
	R13-3	1023.960	1022.460		3.337	43.750	104.13	315	3.021	235.281	0.443	0.964	0.778	2.911	0.00443	0.234	0.708	verifier
		R13-4	1022.500	1021.000														
	R13-4	1022.500	1021.000		1.374	56.050	140.41	315	1.938	150.959	0.930	1.139	0.780	2.208	0.00930	0.287	0.556	verifier
		R13	1022.730	1020.230														
R13-5	1024.130	1022.630		1.578	50.700	32.82	315	2.077	161.786	0.203	0.782	0.665	1.623	0.00203	0.206	0.427	verifier	
	R13-6	1023.330	1021.830															
R13-6	1023.330	1021.830		3.459	46.260	141.86	315	3.075	239.529	0.592	1.046	0.867	3.216	0.00592	0.251	0.772	verifier	
	R13	1022.730	1020.230															

