

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE TIZI-OUZOU



FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
Département d'Hydraulique

Filière : Hydraulique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Présenté pour Obtenir le Diplôme de Master

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

Etude du Réseau d'assainissement de la ville de Tizi Gheniff

Réalisé par :

Mr LARBI Kamel

Mr OUMEILÀ Lounes

Encadré Par :

Mr ZAMOUM Saïd

Soutenu le 03/07/2024

Remerciements

Dieu merci d'avoir terminé ce travail

*Tout d'abord nous tenons à remercier Notre encadreur monsieur Zamoum Said
pour l'effort qu'il a déployé pour que se travaille voir le jour.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les professeurs de l'hydraulique qui nous ont
aidés et qui ont contribué à notre formation durant la période de nos études
universitaires.*

*Nous remercions les honorables membres du jury qui nous ont Font
l'honneur de corriger et juger notre travail*

*A tous les enseignants, à toute la Promotion De 2ème Année Mastère En Ouvrages
Hydrauliques, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de
ce mémoire.*

Dédicace

Nous dédions ce modeste travail à :

Nos chers pères, nos chères mamans pour leurs éducation, leurs patience, leurs énormes sacrifices à nous offrir une vie pleine de joie et d'amour, leurs soutiens et encouragements ; que Dieu les gardent.

Ainsi à Nos chères frères et sœurs

A Toute ma famille

A tous mes amis

A Toute la promotion hydraulique.

ملخص

تركز الدراسة على إنشاء شبكة للصرف الصحي لمدينة تيزي غنيف، بما في ذلك التجمع الثانوي في ماراكو. الهدف هو تخطيط البنية التحتية اللازمة لإدارة فعالة لمياه الصرف الصحي والأمطار. بعد جمع البيانات من الخدمات المحلية، قمنا بتحليل الخصائص الجغرافية والهيدرولوجية للمنطقة. سمحت الدراسة الهيدرولوجية بتقدير شدة الأمطار على مدى عشر سنوات. تم حساب معدلات تدفق مياه الصرف الصحي والأمطار لتحديد حجم المنشآت بشكل صحيح. تظهر التوقعات أن المنطقة تحتاج إلى نظام صرف صحي جديد يشمل منشآت التجميع و المعالجة. لحل المشكلات الحالية

Résumé

L'étude porte sur la réalisation d'un réseau d'assainissement pour la ville de Tizi Gheniff, comprenant également l'agglomération secondaire de Marako. L'objectif est de projeter les infrastructures nécessaires pour une gestion efficace des eaux usées et pluviales. Après une collecte de données auprès des services locaux, nous avons analysé les caractéristiques géographiques et hydrologiques de la zone. L'étude hydrologique a permis d'estimer l'intensité des pluies sur une période de dix ans. Les débits des eaux usées et pluviales ont été calculés pour dimensionner correctement les ouvrages. Les projections montrent que la zone nécessite un nouveau système d'assainissement incluant des ouvrages de collecte et d'épuration, pour résoudre les problèmes actuels.

Abstract

The study focuses on the development of a sanitation network for the city of Tizi Gheniff, including the secondary agglomeration of Marako. The goal is to design the necessary infrastructure for efficient management of wastewater and stormwater. Data was collected from local services, and the geographical and hydrological characteristics of the area were analyzed. The hydrological study estimated the rainfall intensity over a ten-year period. Wastewater and stormwater flow rates were calculated to properly size the structures. Projections indicate that the area requires a new sanitation system that includes collection and treatment facilities to address current issues.

Liste des figures

Figure I-1: carte de la situation géographique de la zone d'étude.....	3
Figure I-2: Délimitation de la zone concernée.....	4
Figure I-3 : Situation géographique de la commune de Tizi Gheniff.....	4
Figure I-4: Climat à Tizi Gheniff (3)	5
Figure I-5: Température moyenne maximale et minimale à Tizi Gheniff (3).....	6
Figure I-6: Probabilité de précipitation quotidienne à Tizi Gheniff (3).....	7
Figure I-7: Niveaux de confort selon l'humidité à Tizi Gheniff (3).....	8
Figure I-8: Vitesse moyenne du vent à Tizi Gheniff (3).....	9
Figure I-10: Evolution démographique de la zone d'étude.....	13
Tableau II-1 : Code et coordonnées Lambert de la station d'étude Draa el mizan (6).....	15
Tableau II-2 : Données pluviométriques de la station DRAA EL MIZAN (6).....	16
Figure II-1 : Graphique d'ajustement des données pluviométriques à la loi Normale.....	19
Figure II-2 :Graphique d'ajustement des données pluviométriques à la loi de Gumbel	20
Figure II-3 : Graphique d'ajustement des données pluviométriques à la loi log-Normale .	21
Figure IV-1 : Joint mécanique	42
Figure IV-2 : Divers joints sur tuyau en béton.....	43
Figure IV.3 - Déversoir classique à seuil latéral.....	50
Figure IV.4. Déversoir latéral à double seuil.....	51
Figure IV.5 .Déversoir avec ouverture de radier	51
Figure IV.6. Principe du déversement siphonide.....	51
Figure IV.7. : Partage des Bassins dans la zone d'étude.	54
Figure IV.8 : Position de la zone d'étude par rapport aux grands bassins versants Algériens	55
Figure IV-9 : Organigramme du programme.....	59

Liste des Tableaux

Tableau I-1: Recensement Générale de la population de la commune de Tizi Gheniff (6)	11
Tableau I-2: l'estimation de la population a tizi gheniff.....	12
Tableau II-3 : Ajustement des données pluviométriques à la loi Normale	18
Tableau II-4 : Ajustement des données pluviométriques à la loi de Gumbel.....	19
Tableau II-5 : Ajustement des données pluviométriques à la loi de log-Normale.....	20
Tableau II-6 : caractéristiques d'échantillon de chaque methode de calcule	21
Tableau II-7 : Intensité moyenne (mm/h) de précipitation pour une averse de fréquence (p%).	22
Tableau II-8 : Intensité moyenne (l/s/ha) de précipitation pour une averse de fréquence (p%).	23
Tableau III-1 : Les coefficients de ruissellement en zone rurale	26
Tableau III-2 :les différents coefficients de ruissellement selon les catégories d'urbanisation.	27
Tableau III-3 : l'estimation de la population a tizi gheniff.....	28
Tableau III-6 : récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.....	30
Tableau III-7 : Débit moyen journalier des eaux usées à 2054	31
Tableau III-8 : Débit moyen journalier des eaux usées à 2024	31
Tableau III-9: Débits des eaux usées aux différents horizons.	31
Tableau III-10: débit de point à l'horizon 2024.....	32
Tableau III-12 : Le calcul des débits Pluviaux et Ussé pour chaque sous bassin	33
Tableau III-13 : Calcule débits des traçons.....	34
Tableau IV-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre.....	39
Tableau IV-2 : les déférentes conduites en PVC et caractéristiques.....	40
Tableau IV -3 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet est de TIZI GHENIFF	61
Tableau IV.4 : Résultats de Calcul de diamètre de refoulement	67
Tableau IV.5 : Résultats de calculs	68

Tableau IV -1 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet est de TIZI GHENIFFE	73
Tableau IV -2 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 1	76
Tableau IV -3 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 2	78
Tableau IV -4 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 3	79
Tableau IV -5 : Calcul hydraulique du Collecteur MARAKO.....	80

Sommaire

Introduction Générale.....	1
INTRODUCTION :	3
I.2.Situation climatique :	4
I.2.2.Température moyenne à Tizi Gheniff :	5
I.2.3.Précipitation :	6
I.2.4.Humidité :	7
I.2.5.Vent :	8
I.3.Relief-Topographie :	9
Figure I- 9: Topographie de la zone d'étude.....	10
I.4.Situation hydraulique actuelle :	10
I.4.1.Alimentation en eau potable :	10
I.4.2.Assainissement :	10
I.5.1.Evolution démographique:.....	12
Conclusion :	13
Introduction :	14
II.1.Généralité :	14
A.Les averses :	14
B.Période de retour :	14
D.L'intensité moyenne de précipitation :	14
II.2.Présentation de la station pluviométrique :	15
II.3.Présentation du réseau hydrographique :	17
II.4.Ajustement de la série pluviométrique aux lois de probabilité :	17
II.4.1.Ajustement à la loi Normale :	17
II.4.2.Ajustement à la loi de Gumbel :	19
II.4.3.Ajustement à la loi log-Normale :	20
II.5.Estimation des intensités de pluie :	22

Introduction :	24
III.1.Objectif :	24
III.2.Evaluation des débits des eaux pluviales :	24
III.2.1.Méthode rationnelle :	24
A.Aire des sous bassins :	25
B.Intensité des precipitations :	25
C.Coefficient de ruissellement :	25
D.Validité de la méthode rationnelle :	27
E.Calcul des débits des eaux pluviales :	28
III.3.Estimation de la population aux différents horizons :	28
III.4.les besoins en eau de la population aux différents horizons :	29
III.4.1.Les besoins en eau des équipements :	29
A.Chef Lieu :	29
B.Marako :	30
Récapitulation des besoins :	30
III.4.2.Estimation des débits des eaux usées :	30
A.Débit d'eaux usées à l'horizon (2054) :	30
b.Débit moyen horaire (Q_{mh}) :	31
c.Débit de pointe (Q_p) :	32
Conclusion :	36
Introduction :	37
IV.1.Conditions d'implantation des réseaux :	37
IV.2.Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	37
IV.3.Collecteurs :	38
IV.3.1.Types de collecteur :	38
A.Conduites en béton non armé:	38
B. <i>Conduites</i> en béton arme :	38

C.Conduite en fonte :	39
D.Conduites en grés :	39
E.Conduite en P.V.C :	39
F.Les conduites Ovoïdes:	40
IV.4.Choix du type de canalisation à utiliser :	41
IV.5.Les Joints Des Conduites :	41
A.Joint Type Rocla :	41
B.Joint À Demi-Emboitement :	41
C.Joint Torique :	42
D.Joint A Collet :	42
E.Joint Plastique :	42
F.Joint mécanique :	42
G.Pour les Conduite en PVC :	43
IV.6.Les différentes actions supportées par la conduite :	43
A.Actions mécaniques :	43
B.Actions statiques :	43
C.Actions chimiques :	43
IV.6.Protection des conduites :	44
IV.7.Essais des tuyaux préfabriqués :	44
A.Essai à l'écrasement :	44
B.Essai à l'étanchéité :	44
C.Essai de corrosion :	45
IV.8.Les ouvrages annexes :	45
A.Les ouvrages normaux :	45
A.1.Les branchements :	45
B.Ouvrages des surfaces :	46
B.1.Les ouvrages des surfaces et de transport :	46

B.2.Les bouches d'égout :	46
C.Les ouvrages d'accès au réseau (les regards) :	47
C.1.Type des regards :	47
C.1.1.Regards de visite :	48
C.1.2.Regards de ventilation :	48
C.1.3.Regards de jonction :	48
D.Regard de chute :	48
La chute verticale profonde :	48
La chute toboggan :	49
E.Les déversoirs d'orage:	49
Déversoir à seuil frontal :	49
Déversoir à seuil latéral :	49
Déversoir à double seuil latéral :	50
Déversoir avec ouverture de radier :	50
Déversoir siphonide :	50
IV.9.Mode de calcul :	52
Variante 1:	55
Variante 2:	55
IV.11.Analyse Comparative Des Variantes :	56
IV.12.Ouvrages projetés :	56
IV.13.1.Réseau d'Assainissement :	57
IV.14.Déversoirs d'orage :	65
Déversoir d'orage N° 01	65
Déversoir d'orage N° 02	66
IV.15.Dimensionnement du poste de pompage	66
1.Calcul du diamètre de refoulement :	66
Conclusion :	69

Conclusion générale	70
Bibliographie	72
ANNEXE1.Dimensionnement du réseau d'assainissement :	73

Liste des abréviations :

APC : Assemblée Populaire Communale

RGPH : Recensement Global de la Population et des Habitation

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrique

I_m : Intensité moyenne ;

C_r : Coefficient de ruissellement ;

Q_{mJ} : Débit moyen journalier en (l/s) ;

Q_{mh} : Débit moyen horaire en (m³/h) ;

Q_p : Débit de pointe en(m³/h)

$CT_{,am}$ (m) : côte de terrain naturel amont (m) ;

$CT_{,av}$ (m) : côte de terrain naturel aval (m) ;

$CR_{,am}$ (m) : côte projet amont (m) du terrain ;

$CR_{,av}$ (m): côte projet aval (m) du terrain ;

Dist (m) : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Q_{pl} : débit d'eau pluviale (m³/s) ;

Q_{eu} :debit d'eau usée (m³/s) ;

Q_{ps} : débit à pleine section (m³/s) ;

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{exi} : diamètre de conduite existante (mm) ;

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

$R_{q,min}$: rapport des débits en temps sec ;

R_h : rapport des hauteurs ;

$R_{h,min}$: rapport des hauteurs en temps sec ;

R_v : rapport des vitesses ;

$R_{v,min}$: rapport des vitesses en temps sec ;

H :hauteur de remplissage (mm) ;

H_{min} :hauteur de remplissage en temps sec (mm) ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).

Introduction Générale

L'assainissement d'une agglomération a pour objectif d'assurer la collecte, le transit de l'ensemble des eaux usées et pluviales et de procéder au traitement avant leurs rejets dans le milieu naturel, par les modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Du point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissement doivent assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'agglomération ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

En effet, un système d'assainissement est en perpétuelle évolution, et on ne peut se limiter à étudier les ouvrages d'assainissement dans un secteur géographique donné sans se soucier des implications dans l'espace et dans le temps.

En fonction du plan d'occupation du sol de la zone d'étude, un réseau d'assainissement est projeté et une démarche permettant d'entreprendre le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires est adopté, afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui consiste à projeter un nouveau réseau qui répond aux besoins d'assainissement du chef-lieu de la commune de TIZI GHENIFF à wilaya de TIZI OUZOU.

Pour accomplir cette étude, nous avons subdivisé le présent mémoire en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, nous procéderons à la présentation de la zone d'étude d'un point de vue géographique, climatique, hydraulique, ainsi que les données collectées lors de la visite des différents organismes.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude hydrologique, afin de déterminer l'intensité pluviométrique, en se basant les précipitations maximales journalières enregistrées à partir de l'année 1989 jusqu' à 2009.

Le troisième chapitre est dédié à l'évaluation des débits des eaux usées (domestiques et publiques) à évacuer et les eaux pluviales.

Dans le quatrième chapitre, nous nous sommes intéressés, à la projection des variantes, aux dimensionnements des ouvrages et à la vérification des différents paramètres hydrauliques.

Chapitre I

Présentation la zone d'étude

INTRODUCTION :

Pour tout projet en hydraulique, la présentation de la zone d'étude constitue une étape indispensable qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ... ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception du projet.

I.1.Situation géographique :

La commune de TIZI GHENIFF, qui s'étale sur 4107 ha est située à 44 km ou Sud-Ouest du chef lieu de la wilaya de TIZI OUZOU :

- Nord: Commune de M'KIRA.
- Est : commune de DRAA EL MIZAN.
- Sud: wilaya de BOUIRA.
- Ouest : commune de CHEBET wilaya de BOUMERDES.

Il est desservi par des chemins communaux qui donnent sur la RN 68. Les coordonnées géographiques pour Tizi Gheniff sont $36,588^\circ$ de latitude, $3,774^\circ$ de longitude et 370 m d'altitude.

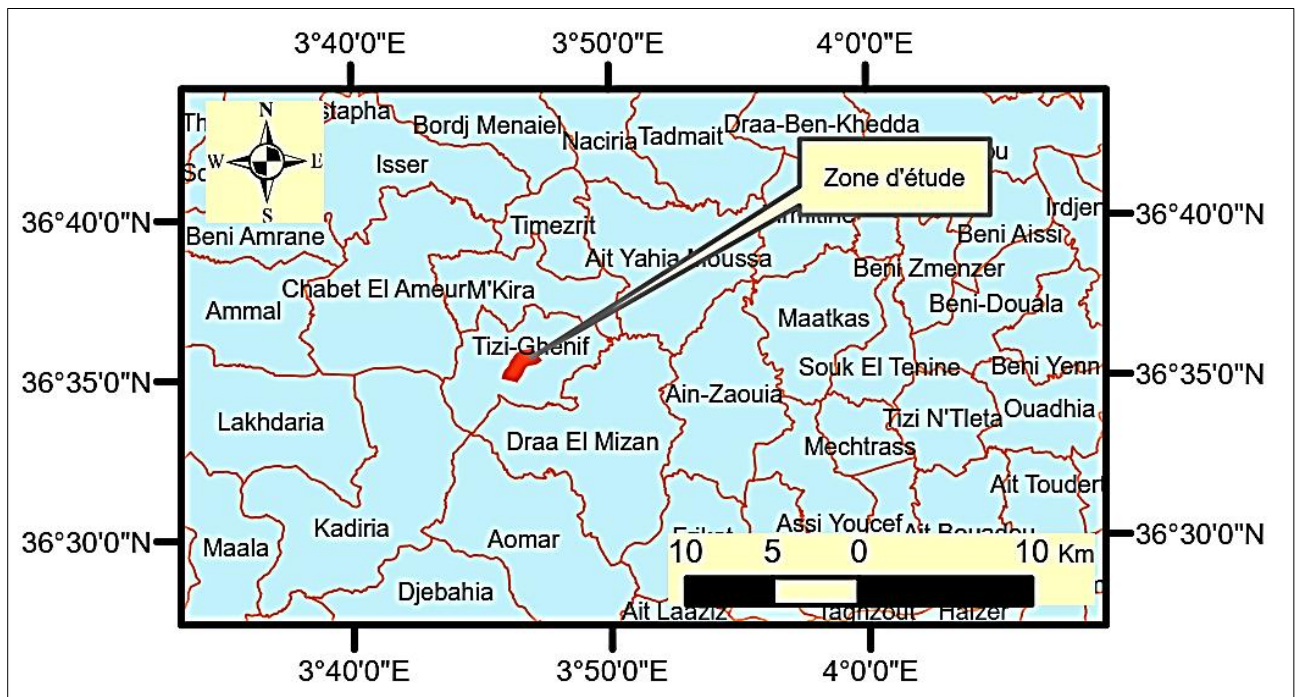


Figure I-1: carte de la situation géographique de la zone d'étude

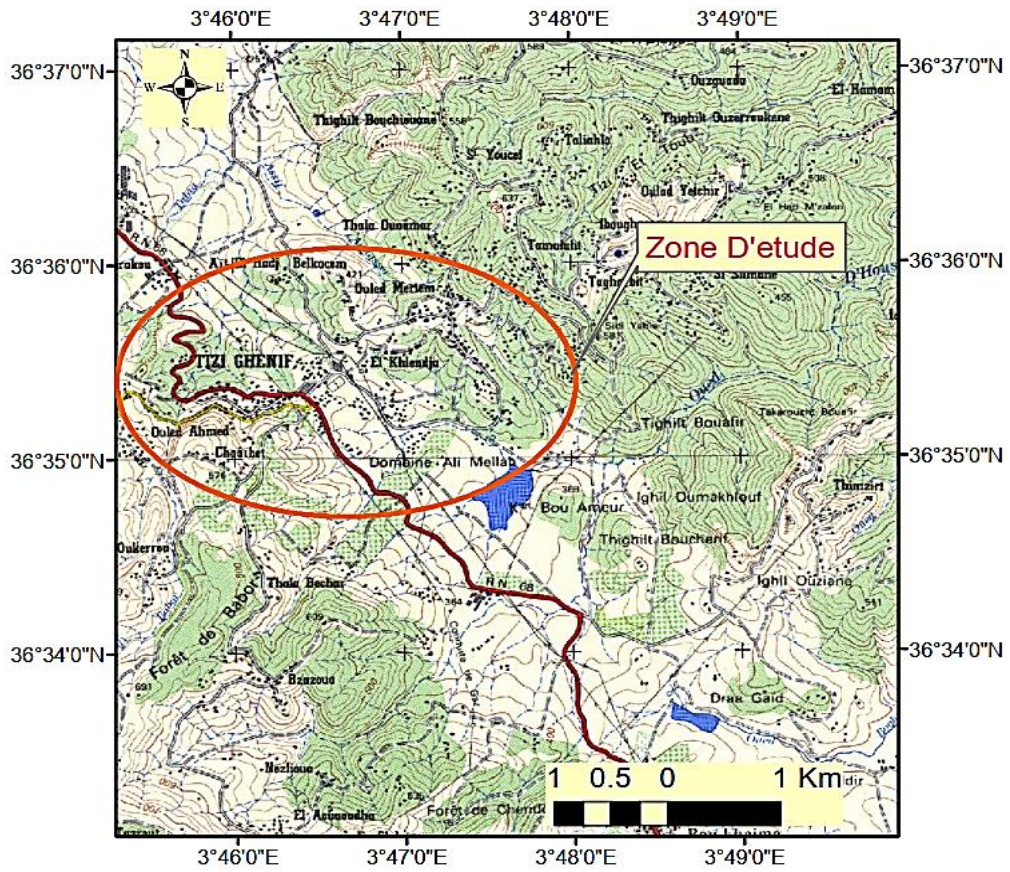


Figure I-2: Délimitation de la zone concernée



Figure I-3 : Situation géographique de la commune de Tizi Gheniff

I.2.Situation climatique :

La commune de Tizi Gheniff est homogène sur le plan climatique. Elle est de type méditerranéen à deux saisons : Une saison froide et humide, située généralement entre septembre et mai et une saison chaude et sèche qui va de juin à août. Seule la pluviométrie présente une certaine hétérogénéité dans sa répartition spatiale. (2)

I.2.1.Climat et moyennes météorologiques tout au long de l'année pour Tizi Gheniff Algérie :

À Tizi Gheniff, les étés sont courts, très chaud, sec et dégagé dans l'ensemble et les hivers sont long, frisquet, précipitation et partiellement nuageux. Au cours de l'année, la température varie généralement de 2 °C à 32 °C et est rarement inférieure à -2 °C ou supérieure à 36 °C. (2)

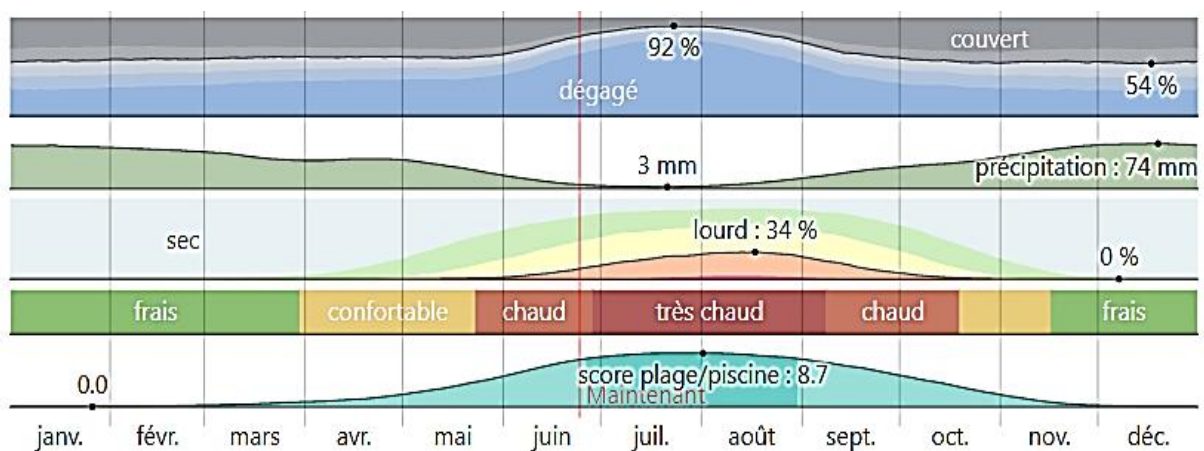


Figure I-4: Climat à Tizi Gheniff (3)

I.2.2.Température moyenne à Tizi Gheniff :

La saison très chaude dure 2,8 mois, du 20 juin au 14 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 28 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Tizi Gheniff est août, avec une température moyenne maximale de 32 °C et minimale de 18 °C.

La saison fraîche dure 4,0 mois, du 20 novembre au 21 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 18 °C. Le mois le plus froid de l'année à Tizi Gheniff est janvier, avec une température moyenne minimale de 2 °C et maximale de 14 °C. (2)

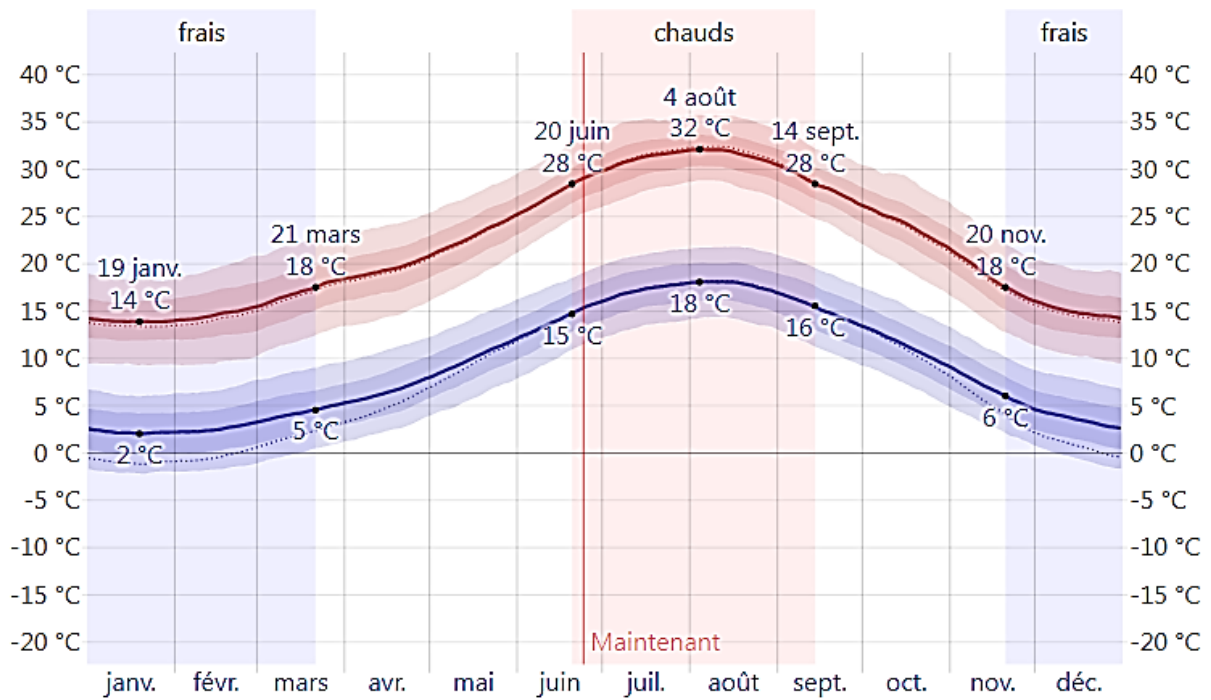


Figure I-5: Température moyenne maximale et minimale à Tizi Gheniff (3)

I.2.3. Précipitation :

A jour de précipitation est un jour au cours duquel on observe une accumulation d'eau ou mesurée en eau d'au moins 1 millimètre. La probabilité de jours de précipitation à Tizi Gheniff varie au cours de l'année.

La saison connaissant le plus de précipitation dure 8,4 mois, du 13 septembre au 25 mai, avec une probabilité de précipitation quotidienne supérieure à 15 %. Le mois ayant le plus grand nombre de jours de précipitation à Tizi Gheniff est février, avec une moyenne de 7,8 jours ayant au moins 1 millimètre de précipitation.

La saison la plus sèche dure 3,6 mois, du 25 mai au 13 septembre. Le moins ayant le moins de jours de précipitation à Tizi Gheniff est juillet, avec une moyenne de 1,0 jour ayant au moins 1 millimètre de précipitation.

Pour les jours de précipitation, nous distinguons les jours avec pluie seulement, neige seulement ou un mélange des deux. Le mois avec le plus grand nombre de jours de pluie seulement à Tizi Gheniff est février, avec une moyenne de 7,5 jours. En fonction de ce classement, la forme de précipitation la plus courante au cours de l'année est de la pluie seulement, avec une probabilité culminant à 28 % le 18 novembre (2)

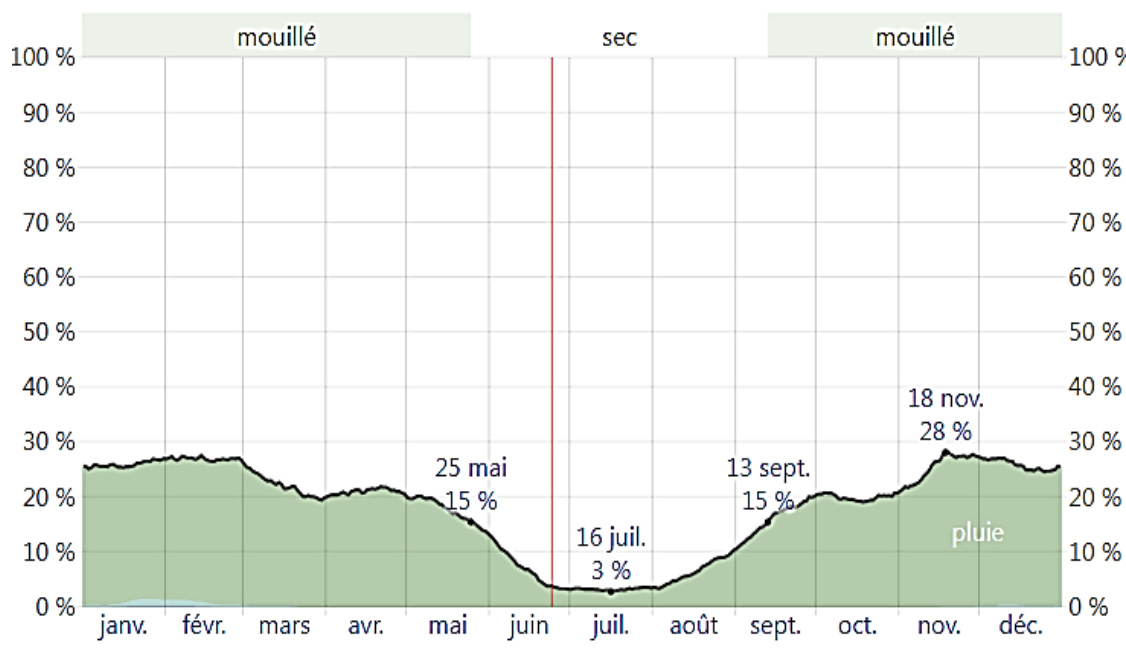


Figure I-6: Probabilité de précipitation quotidienne à Tizi Gheniff (3)

Les données de précipitations seront en détails dans la partie, étude hydrologique.

I.2.4. Humidité :

Nous estimons le niveau de confort selon l'humidité sur le point de rosée, car il détermine si la transpiration s'évaporerait de la peau, causant ainsi un rafraîchissement de l'organisme. Les points de rosée plus bas sont ressentis comme un environnement plus sec et les points de rosée plus haut comme un environnement plus humide. Contrairement à la température, qui varie généralement considérablement entre le jour et la nuit, les points de rosée varient plus lentement. Ainsi, bien que la température puisse chuter la nuit, une journée lourde est généralement suivie d'une nuit lourde.

Tizi Gheniff connaît des variations saisonnières considérables en ce qui concerne l'humidité perçue.

La période la plus lourde de l'année dure 3,4 mois, du 16 juin au 29 septembre, avec une sensation de lourdeur, oppressante ou étouffante au moins 9 % du temps. Le mois ayant le plus grand nombre de jours lourds à Tizi Gheniff est août, avec 10,0 jours lourds ou plus accablants.

Le jour le moins lourd de l'année est le 25 janvier, avec un climat lourd quasiment inexistant.

(2)

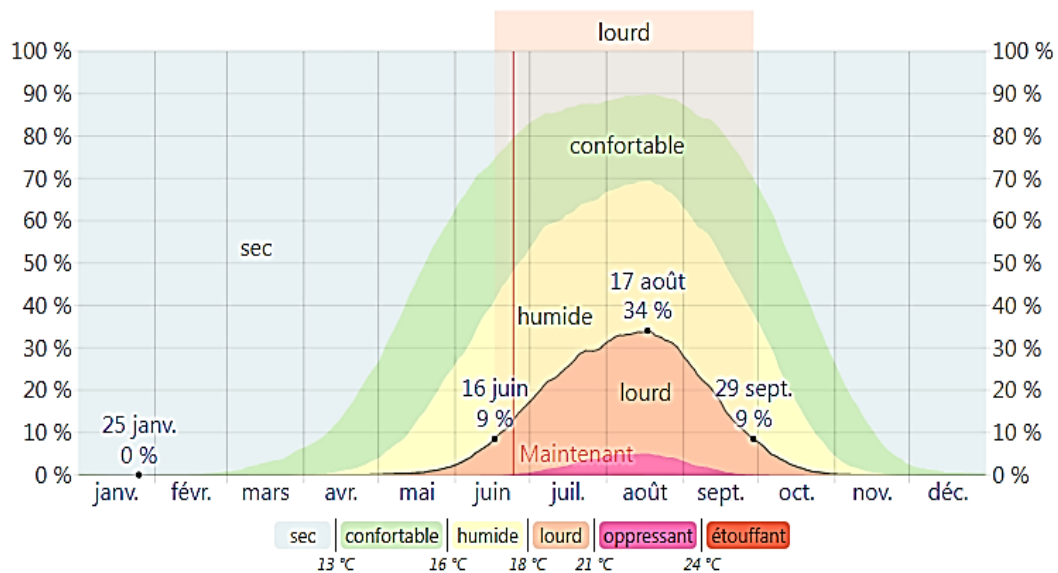


Figure I-7: Niveaux de confort selon l'humidité à Tizi Gheniff (3)

I.2.5. Vent :

Cette section traite du vecteur vent moyen horaire étendu (vitesse et direction) à 10 mètres au-dessus du sol. Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs, et la vitesse et la direction du vent instantané varient plus que les moyennes horaires.

La vitesse horaire moyenne du vent à Tizi Gheniff connaît une variation saisonnière modérée au cours de l'année.

La période la plus venteuse de l'année dure 5,7 mois, du 26 octobre au 17 avril, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 12,3 kilomètres par heure. Le mois le plus venteux de l'année à Tizi Gheniff est décembre, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 13,8 kilomètres par heure.

La période la plus calme de l'année dure 6,3 mois, du 17 avril au 26 octobre. Le mois le plus calme de l'année à Tizi Gheniff est juin, avec une vitesse horaire moyenne du vent de 10,9 kilomètres par heure.

La direction horaire moyenne principale du vent à Tizi Gheniff varie au cours de l'année.

Le vent vient le plus souvent du nord pendant 3,1 semaines, du 17 mai au 8 juin et pendant 1,3 semaine, du 10 août au 19 août, avec un pourcentage maximal de 35 % le 13 août. Le vent vient le plus souvent de l'est pendant 2,1 mois, du 8 juin au 10 août et pendant 1,2 mois, du 19 août au 26 septembre, avec un pourcentage maximal de 37 % le 18 juillet. Le vent vient le plus souvent de

l'ouest pendant 1,7 semaine, du 26 septembre au 8 octobre et pendant 6,4 mois, du 4 novembre au 17 mai, avec un pourcentage maximal de 29 % le 7 octobre. (4)

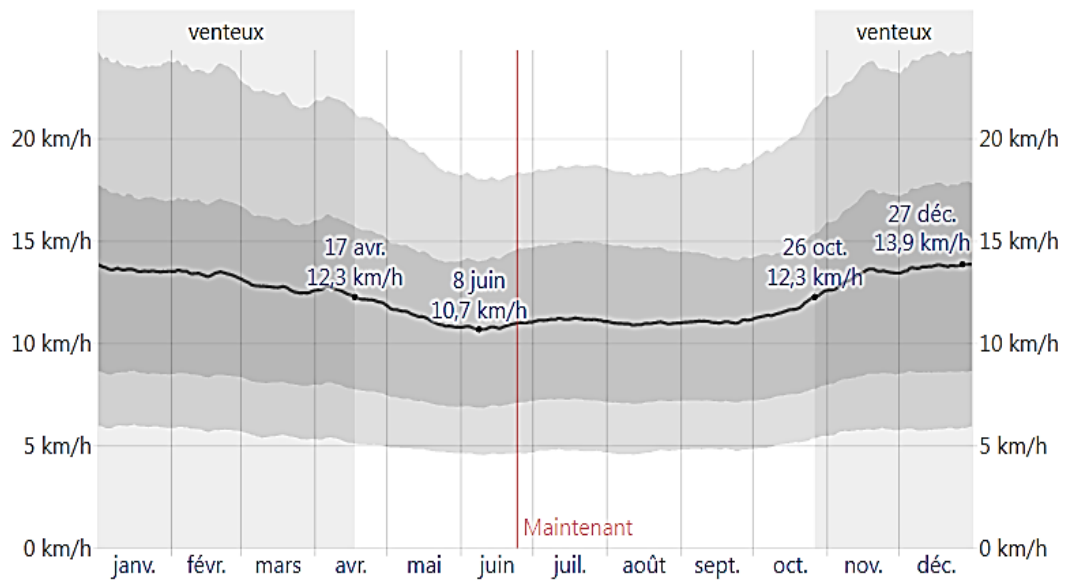


Figure I-8: Vitesse moyenne du vent à Tizi Gheniff (3)

I.3. Relief-Topographie :

À Tizi Gheniff, situé à la latitude $36,588^{\circ}$ et à la longitude $3,774^{\circ}$, le paysage présente une harmonie fascinante entre ses coordonnées géographiques et les caractéristiques topographiques qui le définissent. L'altitude, fixée à 370 mètres, n'est qu'une partie de l'histoire. Dans les 3 kilomètres entourant Tizi Gheniff, on découvre un terrain dynamique, où les altitudes oscillent avec une variation maximale de 476 mètres, créant un véritable spectacle naturel. La moyenne de l'altitude au-dessus du niveau de la mer s'établit à 408 mètres, témoignant de la diversité topographique unique de cette région.

Si l'on élargit notre champ de vision à 16 kilomètres, on est frappé par des variations toujours plus importantes, avec une amplitude de 1 011 mètres en altitude. Cette diversité altitudinale continue de captiver, offrant une expérience visuelle inoubliable dans cet environnement naturel d'une beauté exceptionnelle. À 80 kilomètres, l'histoire prend une ampleur épique avec des variations extrêmes atteignant 2 307 mètres d'altitude, révélant la majesté et la grandeur de la topographie régionale.

Au-delà des chiffres et des coordonnées, l'âme de Tizi Gheniff s'exprime à travers ses terres, dévoilant un équilibre délicat entre l'activité humaine et la nature. Dans un rayon de 3 kilomètres, la région est généreusement parée de terres cultivées (65 %), de pâturages (15 %), et d'arbres (11 %), formant une mosaïque vibrante qui témoigne de l'interaction harmonieuse entre l'homme et son

environnement proche. À 16 kilomètres, la symphonie se poursuit avec des terres cultivées (66 %) et des arbres (13 %), offrant une vision élargie de cette coexistence équilibrée. En étendant notre regard sur 80 kilomètres, la palette s'enrichit de terres cultivées (35 %) et d'eau (29 %), soulignant la diversité de cette région où la nature se présente sous des formes infiniment variées.

Tizi Gheniff, bien plus qu'un ensemble de coordonnées géographiques, révèle ainsi son histoire topographique et son caractère unique à travers une lente danse entre l'homme et la nature.

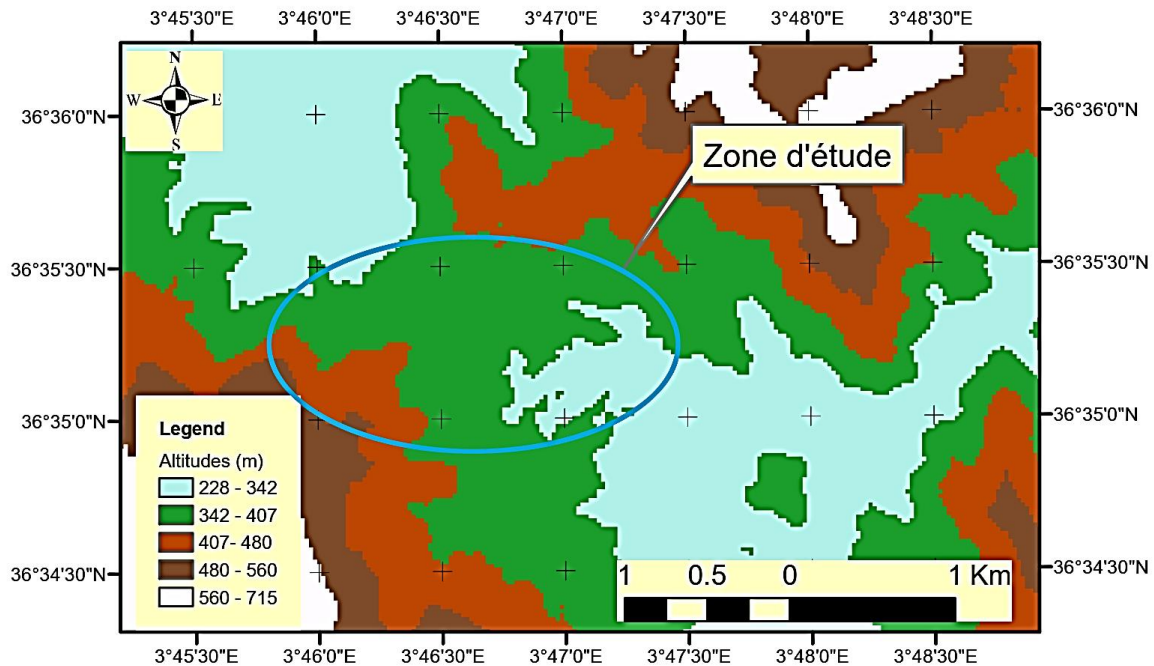


Figure I- 9: Topographie de la zone d'étude

I.4.Situation hydraulique actuelle :

I.4.1.Alimentation en eau potable :

Actuellement la commune de Tizi Gheniff est alimentée en eau potable à partir du transfert provenant du barrage Koudiet Acerdoune, et le barrage de Tizi Gheniff, ces derniers desservent la S.R.4, qui refoule l'eau vers R1000m3 de Boutaka.

I.4.2.Assainissement :

Lors de nos visites sur le terrain nous avons constaté que la zone d'étude est caractérisée par l'existence de réseaux partiels, individuels, semi collectif ou collectif qui sont dans l'ensemble fonctionnels et en bon état, ils se déversent directement dans des talwegs ou des oueds, ce qui a engendré une forte pollution notamment en période d'été, les principaux rejets trouvés sont les Suivants :

- ❖ **Rejet Ouled Meriem** : il collecte principalement les eaux usées du village Ouled Meriem et D'hous, il est en DN300mm, il se diverse dans un talweg.
- ❖ **Rejet est Tizi Gheniff** : il collecte principalement les eaux usées du chef-lieu de Tizi Gheniff partie est, il est en DN800mm, il se diverse dans un talweg.
- ❖ **Rejet ouest Tizi Gheniff** : il collecte les eaux usées de la partie ouest de Tizi Gheniff.

I.5.Démographie :

Selon les RGPH 2008 (Recensement Générale de la population de la commune de Tizi Gheniff)

les populations concernées par la présente étude sont comme suit :

Tableau I-1: Recensement Générale de la population de la commune de Tizi Gheniff (6)

villages	RGPH 2008
Chef lieu Tizi Gheniff	5331
Cité Marako (50%)	477
Tamelaht	795
Badis	625
Ait Boulakroun	802
Tagharbit	724
Bendou (50%)	411
Ouled Meriem	2329
D'hous Ivarahen	781
Sendia	724
Chabane	1697
Verrar-Ikhelef	566
Tala Mokrane	283
Ighil Oukarouille-Babor	462
Lourika-Bouslama	485
Sanana	578
Tala-n'ali-mekaoui	298
Total	17368

I.5.1. Evolution démographique :

Pour l'estimation de la population, nous nous baserons sur les données de l'Office National des Statistiques et nous retiendrons un taux d'accroissement de 2% proche du taux national, on tiendra compte également des zones éparses ou se fera l'extension future, nous effectuerons nos prévisions pour l'horizon futur 2054.

- L'estimation de la population est élaborée par la relation des intérêts composés :

$$P_n = p_0 (1 + \tau)^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

p_0 : la population à l'année de référence (2008).

τ : Le taux d'accroissement de la population en (%).

n : le nombre d'années à l'horizon considéré.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I-2: l'estimation de la population a tizi gheniff

villages	RGPH 2008	actuel	court terme	moyen terme	long terme
		2024	2034	2044	2054
Chef lieu Tizi Gheniff	5331	7318	8921	10875	13256
Cité Marako (50%)	477	655	798	973	1186
Tamelaht	795	1091	1330	1622	1977
Badis	625	857	1046	1275	1554
Ait Boulakroun	802	1100	1342	1636	1994
Tagharbit	724	934	1212	1477	1800
Bendou (50%)	411	564	688	838	1022
Ouled Meriem	2329	3197	3897	4751	5791
D'houc Ivarahen	781	1072	1307	1593	1942
Sendia	724	993	1212	1477	1800
Chabane	1697	2329	2840	3462	4220
Verrar-Ikhelef	566	776	947	1155	1407
Tala Mokrane	283	388	474	577	704
Ighil Oukarouille-Babor	462	634	773	942	1149
Lourika-Boslama	485	666	811	989	1206
Sanana	578	793	967	1179	1437
Tala-N'ali-Mekaoui	298	409	499	608	741
Population Total	17368	23786	29064	35429	43186

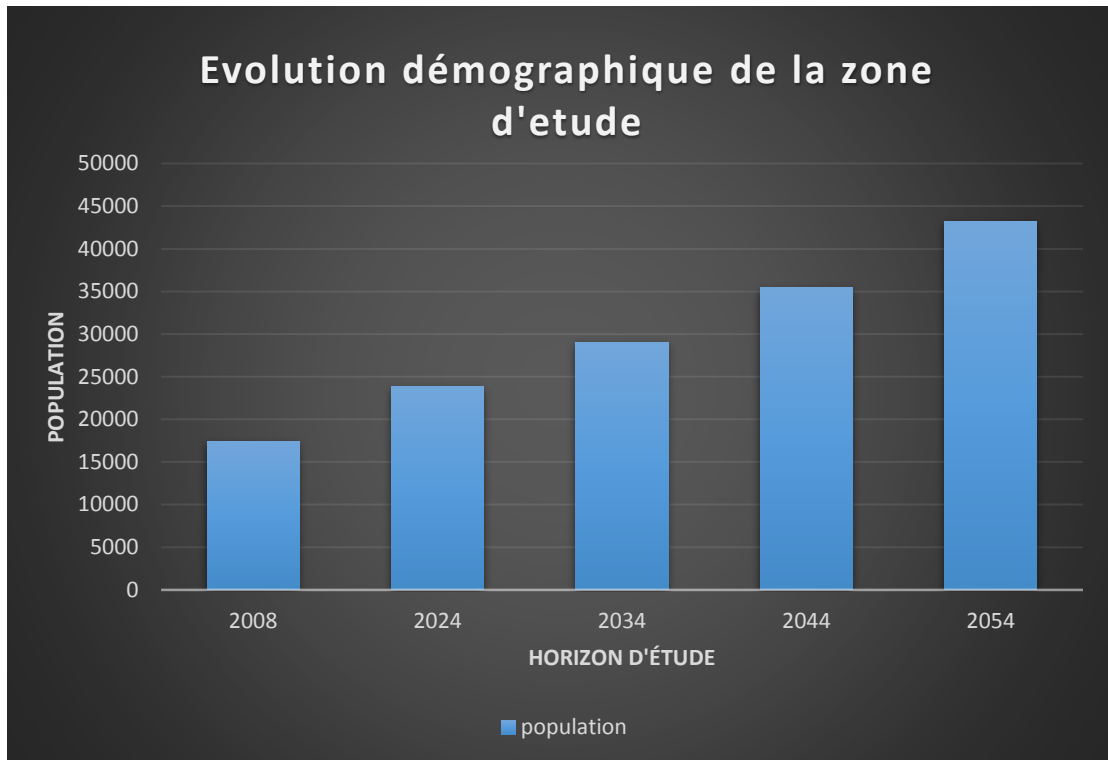


Figure I-9: Evolution démographique de la zone d'étude

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, nous avons opté pour le dimensionnement total d'un réseau d'assainissement.

Chapitre II :

Etude hydrologique

Introduction :

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment l'intensité pluviométrique.

Dans ce deuxième chapitre, consacré à l'étude hydrologique, une analyse statistique des données pluviométrique est effectuée pour leurs ajuster une loi de distribution. La relation de MONTANARI est utilisée pour l'évaluation de l'intensité pluviométrique pour une période de retour de 10 ans. Cette période de retour prise comme base de calcul pour le réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien.

II.1.Généralité :

A. Les averses :

Les averses sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Les averses les plus dangereuse sont les orages car elles son caractérisés par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit et généralement très charger.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

B. Période de retour :

Une période de retour c'est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décennale, le choix d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un coté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne sui pas les schémas de développement préconisés au préalable.

C. L'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recourir des données spécifiques adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il est convenu de déterminer les intensités moyennes pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence Δt .

L'intensité moyenne se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée pendant une durée Δt , soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

II.2. Présentation de la station pluviométrique :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre

La station pluviométrique de DRAA EL MIZAN est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : Code et coordonnées Lambert de la station d'étude Draa el mizan (6)

Nom	Code	Coordonnées Lambert		Période d'observation
Draa el mizan	02 19 02	X (km)	600.95	1989-2009 (21 ans)
		Y (km)	359.2	
		Z (m)	530	

- L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 21 ans.

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 21ans allant de 1989 jusqu'à 2009. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant (Tableau II-2) :

La série pluviométrique est composée de données de 21 ans comme le montre le tableau :

Tableau II-2 : Données pluviométriques de la station DRAA EL MIZAN (6)

	Pluie (mm)	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1989	PJ max	12	17	13	26	18	0	25,7	16	35,3	4	13,7	0	35,3
	Totaux	19	38	41	36	83	0	64,5	52,9	107	8,5	26,7	0	475,6
1990	PJ max	9	15	16	56	44	44	25,8	10	41,2	1,3	0,6	3,6	55,8
	Totaux	20	32	60	189	113	132	92	34,8	62,8	2,2	0,9	6,6	743,6
1991	PJ max	22	23	14	12	54	19	25,4	57,7	24,4	11	5,7	0	57,7
	Totaux	44	98	36	18	114	35,6	94,1	182	72,4	28	7,6	0	729
1992	PJ max	5,2	21	55	46	10	32	7,7	19,7	17,2	0	0	4,8	54,9
	Totaux	12	48	127	130	39	77	18,3	87,7	42,7	0	0	5,5	586,8
1993	PJ max	27	15	21	43	18	19	2,5	10,6	1,5	0	0	10	43
	Totaux	74	38	80	130	65	61	2,5	51	1,5	0	0	10	514,2
1994	PJ max	38	19	14	29	44	14	39,6	10,2	0,8	16	0	9,5	44
	Totaux	75	75	35	76	214	30	107	23,9	0,8	23	0	10,5	670,3
1995	PJ max	4,6	11	5,5	18	28	48	27,4	33,7	18	18	2	3,2	48,4
	Totaux	14	29	25	38	128	199	57,4	105	56,8	38	4,4	7,7	702,2
1996	PJ max	19	12	15	13	11	21	26,3	17,5	19	2,3	2,5	27,9	27,9
	Totaux	23	24	40	58	38	21	43,3	75,9	25,5	2,3	2,5	42,2	394
1997	PJ max	74	29	68	22	31	55	17,5	49,2	36,5	2	0	0,5	74,2
	Totaux	120	83	165	92	48	110	47,7	83,2	186	2	0	0,7	936,6
1998	PJ max	9,9	38	29	16	23	33	25	4,8	13,1	1,2	0	2,8	38,2
	Totaux	21	79	123	72	84	91	44,3	11,3	26,3	1,2	0	5,1	557,8
1999	PJ max	15	8,8	12	54	4,1	1,3	4,1	10,7	20	0	0	0	53,6
	Totaux	43	17	71	191	11	3,3	7,7	32,3	38,5	0	0	0	414,7
2000	PJ max	2,2	16	20	21	61	15	3,2	18,9	21,8	0	0	3,3	61,1
	Totaux	3,1	58	62	61	264	75	4,7	49,7	42,4	0	0	4,8	624,2
2001	PJ max	26	1,2	9	17	24	9,4	32,3	14,2	24,9	9,4	4,5	13,7	23,3
	Totaux	37	2,2	35	44	78	27	40,1	58,8	30,5	9,5	5,9	24	392,5
2002	PJ max	10	13	64	91	36	20,4	12,7	49,8	15,3	2,1	0	11,3	90,9
	Totaux	22,8	32	215	253	238	136	27,5	133	26,7	2,1	0	21,6	1107
2003	PJ max	20	41	33	34	21	14	12,8	31,1	50,8	0	0	8,5	50,8
	Totaux	39	116	69	123	92	37	44,7	82,3	120	0	0	8,5	730,8

2004	PJ max	9,3	31	71	33	41	33	7	0	1,5	0	0	0	70,8
	Totaux	25	48	100	177	172	138	23,7	0	1,9	0	0	0	685,7
2005	PJ max	9,5	28	29	31	20	34	26,9	6,3	104	1,5	0	0	33,9
	Totaux	28	40	78	105	90	124	65,5	7,2	29,5	2	0	0	592,2
2006	PJ max	49	15	13	54	1,5	14	59,2	35	26,7	2,8	19,1	5,5	59,2
	Totaux	73	20	13	176	2,7	53	248	181	57,4	2,8	19,1	13,9	859,2
2007	PJ max	39	39	55	12	5,9	9,4	24,2	21	23,5	9,1	0	0	55,1
	Totaux	54	129	150	90	14	28	78,8	25,4	64,9	16	0	0	648,8
2008	PJ max	24	19	27	27	21	20	6,7	15,5	38,2	2	0	2	38,2
	Totaux	65	38	98	77	156	29	21,8	91,3	59,6	3,7	0	3,1	641,9
2009	PJ max	48	6	25	32	25	28	35,5	22,1	17,7	10	0	0	48
	Totaux	154	15	84	132	84	69	72,8	32,6	48,5	14	0	0	921,8

II.3. Présentation du réseau hydrographique :

La commune de Tizi Gheniff est dotée d'un réseau hydrographique varié qui comprend principalement l'Oued Sebaou et plusieurs ruisseaux saisonniers. Ces cours d'eau jouent un rôle vital dans l'irrigation des terres agricoles, alimentant les cultures d'oliviers, de figuiers et autres plantations. Ils fournissent également de l'eau potable aux habitants grâce à des systèmes de pompage et de distribution.

Toutefois, ce réseau fait face à des défis majeurs tels que la pollution due aux activités agricoles et domestiques, ainsi que les variations climatiques qui affectent le débit des cours d'eau. Pour répondre à ces défis, des initiatives locales visant à la conservation de l'eau et au traitement des eaux usées sont en cours. Une gestion durable et une collaboration entre les autorités et la communauté sont essentielles pour préserver cette ressource précieuse.

II.4. Ajustement de la série pluviométrique aux lois de probabilité :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies.

- Loi de Galton ou loi Log Normale.
- Loi de GUMBEL.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur de papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « **Hyfran** » avec les trois lois suivantes : la loi Normale, la loi de Gumbel et la loi Log-Normale.

II.4.1. Ajustement à la loi Normale :

L'ajustement des séries par la loi normale ou loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles.

Les résultats de l'ajustement de l'échantillon à la loi normale sont comme suit :

Tableau II-3 : Ajustement des données pluviométriques à la loi Normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)
10000.0	0.9999	110	10.0	90.4 - 130
2000.0	0.9995	103	9.00	85.5 - 121
1000.0	0.9990	100.0	8.54	83.3 - 117
200.0	0.9950	91.8	7.37	77.3 - 106
100.0	0.9900	87.8	6.83	74.4 - 101
50.0	0.9800	83.5	6.24	71.2 - 95.7
20.0	0.9500	76.9	5.42	66.3 - 87.6
10.0	0.9000	71.1	4.75	61.8 - 80.4
5.0	0.8000	64.1	4.08	56.1 - 72.1
3.0	0.6667	57.5	3.65	50.4 - 64.7
2.0	0.5000	50.7	3.48	43.9 - 57.5
1.4286	0.3000	42.3	3.72	35.0 - 49.6
1.2500	0.2000	37.3	4.08	29.3 - 45.2
1.1111	0.1000	30.2	4.75	20.9 - 39.5
1.0526	0.0500	24.4	5.42	13.8 - 35.0
1.0204	0.0200	17.9	6.24	5.66 - 30.1
1.0101	0.0100	13.6	6.83	0.172 - 26.9
1.0050	0.0050	9.57	7.37	-4.88 - 24.0
1.0010	0.0010	1.37	8.54	-15.4 - 18.1
1.0005	0.0005	-1.83	9.00	-19.5 - 15.8
1.0001	0.0001	-8.66	10.0	-28.3 - 11.0

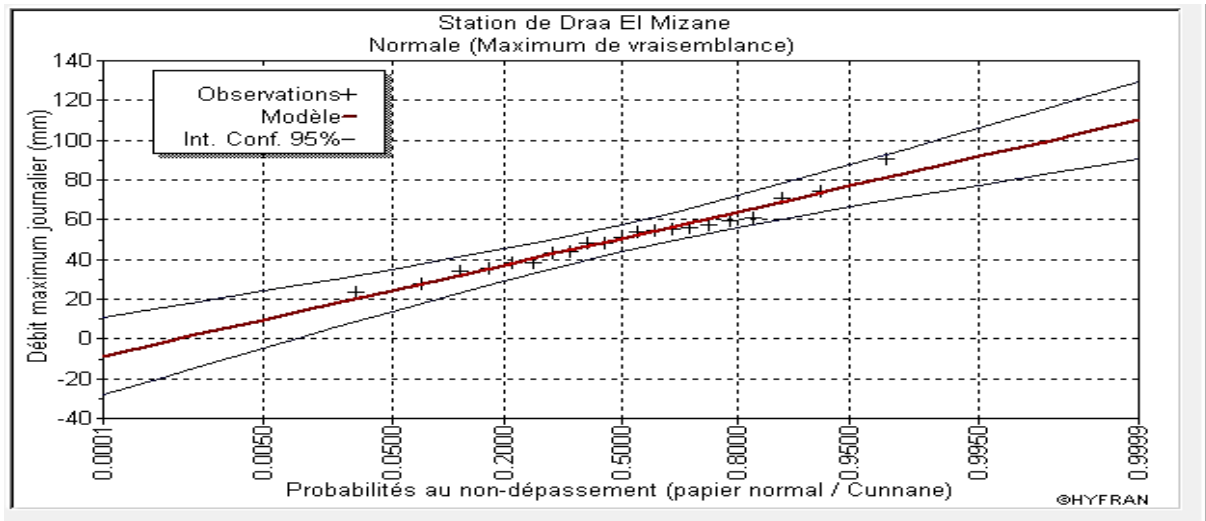


Figure II-1 : Graphique d’ajustement des données pluviométriques à la loi Normale

II.4.2. Ajustement à la loi de Gumbel :

Les résultats de l’ajustement des données pluviométriques à la loi Gumbel sont comme suit :

Tableau II-4 : Ajustement des données pluviométriques à la loi de Gumbel

T	q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance
10000.0	0.9999	158	26.6	106 - 210
2000.0	0.9995	138	22.1	94.8 - 181
1000.0	0.9990	129	20.1	90.0 - 169
200.0	0.9950	109	15.6	78.8 - 140
100.0	0.9900	101	13.7	73.9 - 128
50.0	0.9800	92.0	11.7	69.1 - 115
20.0	0.9500	80.5	9.18	62.4 - 98.5
10.0	0.9000	71.5	7.27	57.2 - 85.7
5.0	0.8000	62.2	5.38	51.6 - 72.7
3.0	0.6667	54.7	4.06	46.8 - 62.7
2.0	0.5000	48.1	3.20	41.8 - 54.3
1.4286	0.3000	41.2	2.94	35.4 - 46.9
1.2500	0.2000	37.6	3.13	31.5 - 43.7
1.1111	0.1000	33.1	3.62	26.0 - 40.2
1.0526	0.0500	29.8	4.10	21.8 - 37.9
1.0204	0.0200	26.5	4.67	17.4 - 35.7
1.0101	0.0100	24.5	5.04	14.6 - 34.4
1.0050	0.0050	22.8	5.37	12.2 - 33.3
1.0010	0.0010	19.5	6.01	7.67 - 31.2
1.0005	0.0005	18.3	6.25	6.01 - 30.5
1.0001	0.0001	15.9	6.74	2.66 - 29.1

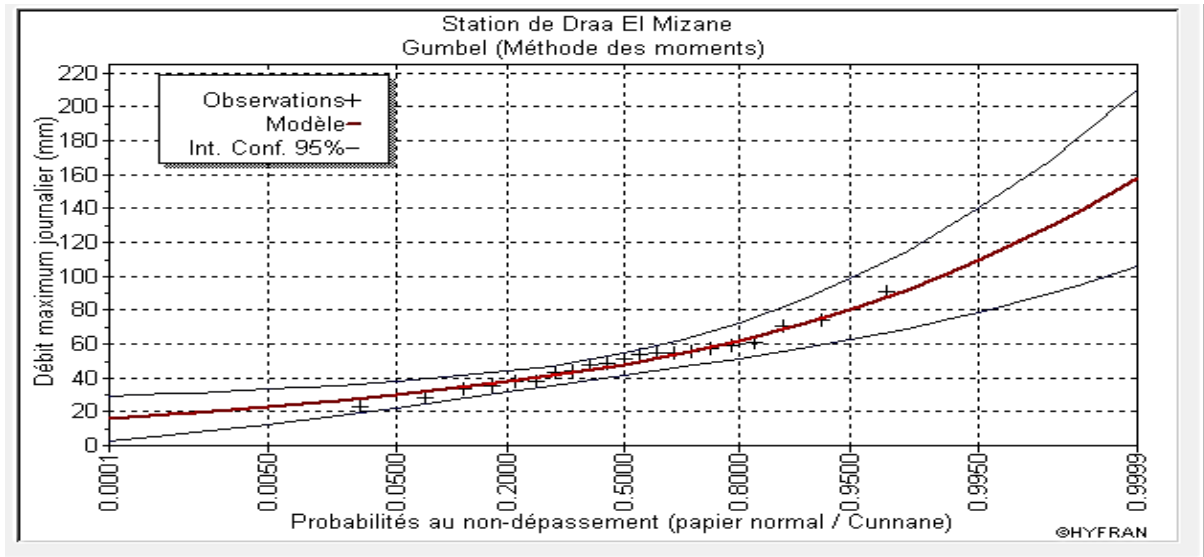


Figure II-2 : Graphique d’ajustement des données pluviométriques à la loi de Gumbel

II.4.3. Ajustement à la loi log-Normale :

Les résultats de l’ajustement des données pluviométriques à la loi log-Normale sont comme suit :

Tableau II-5 : Ajustement des données pluviométriques à la loi de log-Normale

T	q	XT	Ecart-Type	intervalle de confiance
10000.0	0.9999	162	33.0	97.1 - 227
2000.0	0.9995	141	25.8	90.1 - 191
1000.0	0.9990	132	23.0	86.9 - 177
200.0	0.9950	112	16.8	78.7 - 144
100.0	0.9900	103	14.3	74.8 - 131
50.0	0.9800	94.2	12.0	70.7 - 118
20.0	0.9500	82.4	9.10	64.6 - 100
10.0	0.9000	73.2	7.09	59.3 - 87.2
5.0	0.8000	63.5	5.28	53.1 - 73.8
3.0	0.6667	55.5	4.13	47.4 - 63.6
2.0	0.5000	48.3	3.43	41.6 - 55.0
1.4286	0.3000	40.7	3.09	34.7 - 46.8
1.2500	0.2000	36.7	3.05	30.7 - 42.7
1.1111	0.1000	31.8	3.08	25.8 - 37.9
1.0526	0.0500	28.3	3.12	22.2 - 34.4
1.0204	0.0200	24.8	3.15	18.6 - 30.9
1.0101	0.0100	22.7	3.15	16.5 - 28.8
1.0050	0.0050	20.9	3.14	14.7 - 27.0
1.0010	0.0010	17.7	3.08	11.6 - 23.7
1.0005	0.0005	16.6	3.04	10.6 - 22.5
1.0001	0.0001	14.4	2.94	8.64 - 20.2

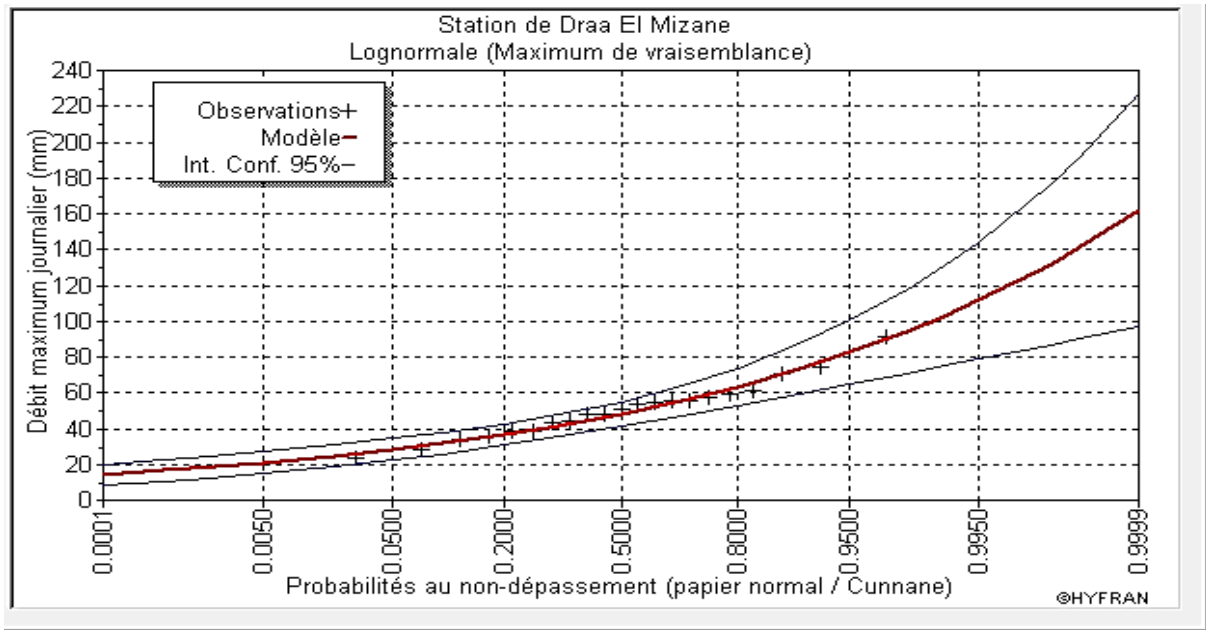


Figure II-3 : Graphique d’ajustement des données pluviométriques à la loi log-Normale

Tableau II-6 : caractéristiques d’échantillon de chaque méthode de calcul

caracteristiques	loi normale	log normal	gumble
moyenne	50,7	50,7	50,7
ecart-type	16	16	16
mediane	50,8	50,8	50,8
coeff de variation	0,315	0,315	0,315
coeff d'asymetrie	0,588	0,588	0,588
coeff d'aplatissement	3,03	3,03	3,03

II.5.Estimation des intensités de pluie :

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

$$I_{t15min, p \%} = I_{24, p \%} (t/24)^a$$

- $I_{t15min, p \%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).
- $I_{24, p \%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.
- t : Durée de l’averse en heure, $t=0.25=15$ min pour une période de retour.
- $b = (a-1)$; avec a : Exposant climatique de la région ($a=0.43$).

Dans les tableaux suivants sont présentées ; pour le tableau II.7 : la lame d'eau reçue d'après l'ajustement de la série pluviométrique aux différentes lois de probabilité pour un phénomène stochastique ; le tableau II.8 : l'intensité ou le débit reçu pour un hectare pour les mêmes lois de probabilité.

Pour le cas de la présente étude c.-à-d. la vérification et le dimensionnement des ouvrages d'un réseau d'assainissement, l'intensité prise en considération est celle correspondant à une période de retour de 10 ans.

Tableau II-7 : Intensité moyenne (mm/h) de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

méthodes Période de retour	Normale	Gumbel	Log-Normale
2 ans	50.7	48.1	48.3
5 ans	64.1	62.2	63.5
10 ans	71.1	71.5	73.2
50 ans	83.5	92.0	94.2
100 ans	87.8	101	103

Les intensités de pluie en (l/s/ha) sont résumées dans le tableau II.8 :

Tableau II-8 : Intensité moyenne (l/s/ha) de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

méthodes Période de retour	Normale	Gumbel	Log-Normale
2 ans	140.83	133.6	134.16
5 ans	178.05	172.78	176.39
10 ans	197.5	198.61	203.33
50 ans	231.94	255.56	261.67
100 ans	243.89	280.56	268.11

- Nous avons pris trois méthodes d'ajustement et pour choisir la plus adéquat on doit prendre celle qui a le moins grand (**p-value**)

Les résultats de ses méthodes se présentant comme suit :

p-value (loi normal) sw=0.97

p-value (loi lognormal) $sw=0.98$

p-value (loi de gumble) $sw=0.4378$

- Après avoir fait notre comparaison on trouve que la loi de gumble est la plus exacte donc on va la prendre en considération pour choisir notre intensité moyenne qui égale à 71.5 mm/h
- D'après les valeurs du tableau II.8, l'intensité à prendre en considération pour les estimations des débits pluviaux est celle estimée par l'ajustement à la loi de GUMBEL avec une valeur de :

➤ **$I=198.61$ l/s/ha**

Conclusion:

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi NORMAL et la loi LOG-NORMALE) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GUMBEL et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

Chapitre III

Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

III.1.Objectif :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie ; diarrhées infectieuses), Il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

III.2.Evaluation des débits des eaux pluviales :

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

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

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

III.2.1.Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est

qu'en 1906 qu'elle a été généralisé, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface (≤ 10 ha). Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement. qui traduit le fait qu'une partie de l'eau précipitée ne parvienne pas à l'exutoire (pertes au ruissellement).

i : intensité de précipitation (l / s / ha). Plus la pluie est intense et plus le débit sera important.

$\alpha = 1$: Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

A. Aire des sous bassins :

La surface des sous bassins élémentaire est obtenue après découpage de la zone d'étude.

Ce découpage se fait selon les critères suivants :

- La nature des sols
- La densité des habitants
- Les routes et les voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

B. Intensité des précipitations :

L'intensité pluviométrique fréquentielle est calculée par la formule de MONTANA (chapitre2), en fonction des précipitations maximales journalières fréquentielles, soit :

$$I = 198.61 \text{ l/s/ha}$$

C. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume d'eau précipité sur celle-ci. Il est évalué par la formule suivante :

$$Cr = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i}$$

Avec :

Cr : coefficient de ruissellement du bassin versant.

Ai : la surface élémentaire du bassin élémentaire i.

Ci : coefficient de ruissellement propre à la surface Ai.

Le coefficient de ruissellement est obligatoirement inférieur ou égal à 1 et varie dans l'intervalle suivant : **0.05 < Cr < 1**

➤ **Il dépend de plusieurs facteurs tel que :**

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air et du sol.
- La zone d'influence

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou Sur dimensionnement du réseau, tous ces facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient. Aussi, on le définit selon la nature de la zone d'étude, dont on distingue :

- La zone rurale.
- La zone urbain.
- En zone rurale :

On peut adopter les coefficients donnés dans le tableau :

Tableau III-1 : Les coefficients de ruissellement en zone rurale

Pente	Pente indice de végétation	Coefficient de ruissellement
Pente faible (bassin de plan)	-Plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation	0.3
	-De 30% a 50% de la surface est couverte de végétation	0.4
	-Moins de 30% de la surface est couverte de végétation	0.5
Pente forte (bassin de montagne)	-Plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation	0.4
	-De 30% a 50% de la surface est couverte de végétation	0.5
	-Moins de 30% de la surface est couverte de végétation	0.7

En zone urbaine

Le coefficient de ruissellement est assimilé au taux d'imperméabilisation (le rapport des surfaces imperméabilisées aux surfaces totales). On donne :

Tableau III-2 :les différents coefficients de ruissellement selon les catégories d'urbanisation.

Zone d'urbanisation	Coefficient de ruissellement
Zone d'habitation très dense	0.9
Zone d'habitation dense	0.6 a 0.7
Zone d'habitation moins dense	0.4 a 0.5
Quartier résidentielle	0.2 a 0.3
Jardins et praires	0.05 a 0.2

D.Validité de la méthode rationnelle :

L'utilisation de l'équation rationnelle est basée sur les hypothèses suivantes :

- L'intensité de la pluie est constante durant toute la durée de celle-ci.
- L'intensité de la pluie est uniforme sur l'ensemble des bassins versants.
- Le coefficient de ruissellement est constant durant toute la pluie $0.6 \leq Cr \leq 0.7$

➤ (On va prendre 0.7 comme coefficient de ruissellement)

E. Calcul des débits des eaux pluviales :

Le calcul concerne un collecteur qui drainent tout le périmètre de la zone d'étude ; issus le chef-lieu de la commune de TIZI GHENIFF

Le calcul des débits pluviaux est représenté dans le tableau suivant : **Tableau III-12**

III.3. Estimation de la population aux différents horizons :

Dans notre cas ce sont les rejets de chef-lieu de la commune de TIZI GHENIFF qui vont être acheminés vers la station d'épuration, ce qui nécessite l'évaluation de leurs population ainsi que leurs diverses consommations en eau .

Le choix de l'horizon se fait conformément à la durée de vie d'un réseau de collecteurs et de la station d'épuration à projeter, dont elle-même est fonction des matériaux du réseau et son entretien.

En général, cette durée dépasse les 25ans, nous optons ainsi pour deux horizons; 2024(moyen terme) et l'horizon 2054(long terme) sur une durée de 30 ans.

Pour évaluer la population future, nous nous sommes basés sur la loi dite des intérêts dont l'équation est :

$$P_n = p_0 (1 + \bar{T})^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon d'étude.

p_0 : la population à l'année de référence (2008).

\bar{T} : Le taux d'accroissement de la population en (%).

n : le nombre d'années à l'horizon considéré.

Pour l'estimation de la population, nous nous baserons sur les données de l'Office National des Statistiques et nous retiendrons un taux d'accroissement de 2% proche du taux national, on

tiendra compte également des zones éparses ou se fera l'extension future, nous effectuerons nos prévisions pour l'horizon futur 2054

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : l'estimation de la population a tizi gheniff

Lieu	RGPH 2008	RGPH 2024	RGPG 2034	RGPH 2044	RGPG 2054
CHEF LIEU	5331	7318	8921	10875	13256
MARAKO 50%	477	655	798	973	1186
TOTAL	5808	7884	7919	11848	14442

III.4.les besoins en eau de la population aux différents horizons :

Les besoins journaliers en eau de consommation de la zone d'étude à moyen et à long terme sont représentés ci dessous :

Pour calculer les besoins en eaux de la population nous nous sommes basés sur la loi

$$Q_{total} = \frac{\text{population} * \text{dotation}}{1000}$$

a- Année (2024) :

Tableau III-4 : les besoins en eau de la population aux différents horizons.

Désignation	Population	Dotation l/j/hab	Débit moyenne en m3/j
CHEF LIEU	3718	150	1098
MARAKO	655	150	98

b- Horizon (2054) :

Tableau III-5 : les besoins en eau de la population aux différents horizons.

Désignation	Population	Dotation l/j/hab	Débit moyenne en m3/j
CHEF LIEU	13256	150	1988
MARAKO	1186	150	178

A partir des résultats obtenus, on déduit que la consommation moyenne journalière évolue en fonction de la population.

III.4.1.Les besoins en eau des équipements :

A.Chef Lieu :

a- En (2024) :

$$\text{Besoin équipement} = 1098 * 0.2 = 111 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b- A horizons (2054) :

$$\text{Besoin équipement} = 1988 * 0.2 = 397 \text{ m}^3/\text{j}.$$

B.Marako :

a- En (2024)

$$\text{Besoin équipement} = 98 * 0.2 = 20 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b- A horizons (2054)

$$\text{Besoin équipement} = 178 * 0.2 = 36 \text{ m}^3/\text{j}$$

Récapitulation des besoins :

La récapitulation des besoins moyens en eau consommation de la zone d'étude pour chaque horizon est représentée dans le tableau suivant :

Tableau III-6 : récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.

horizon	Population a l'horizon	Besoin population (m ³ /j)	Besoin équipement (m ³ /j)	Total des besoins (m ³ /j)
2024 CHEF LIEU	3718	1098	219	1317
2054 CHEF LIEU	13256	1988	397	2386
2024 MARAKO	655	98	20	118
2054 MARAKO	1186	178	36	214

III.4.2. Estimation des débits des eaux usées :

Les eaux usées dans notre zone d'étude sont constituées en grande partie des eaux domestiques (eaux ménagères, eaux vannes), et des eaux industrielles (équipements et activités).

Le débit des eaux usées est calculé à partir du débit moyen journalier écoulé dans les robinets (débit moyen consommé) multiplié par un coefficient de rejet.

Le débit moyen journalier rejeté est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{mj} = Cr_j * Cons$$

Avec :

QmJ : Débit moyen journalier en l/s.

Cr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de l'eau consommée.

C : Consommation moyenne.

A. Débit d'eaux usées à l'horizon (2054) :

Tableau III-7 : Débit moyen journalier des eaux usées à 2054

Désignation	Consommation total (m ³ /j)	Cr	Débit de rejet (m ³ /j)	Débit de rejet (l/s)
Chef lieu Tizi Gheniff	2386	0.8	1908	22.08
MARAKO	214	0.8	171	1.98

De la même manière nous faisons ressortir les débits d'eaux usées à (2024).

Tableau III-8 : Débit moyen journalier des eaux usées à 2024

Désignation	Consommation total (m ³ /j)	Cr	Débit de rejet (m ³ /j)	Débit de rejet (l/s)
Chef lieu tizi gheniff	1317	0.8	1054	12.2
MARAKO	118	0.8	94	1.37

Tableau récapitulatif des débits d'eaux usées aux différents horizons.

Tableau III-9: Débits des eaux usées aux différents horizons.

horizon	Population	Cons population	Cons équipement (m ³ /j)	Débit total (l/s) (m ³ /j)	
2024 CHEF LIEU	7318	1098	219	12.2	1054
2054 CHEF LIEU	13256	1988	397	22.08	1909
2024 MARAKO	655	98	20	1.37	94
2054 MARAKO	1186	178	36	1.98	171
TOTAL 2024	7973	1196	239	13.57	1148
TOTAL 2054	17629	2166	433	24.06	2538

b. Débit moyen horaire (Qmh) :

- Long terme (2054) Ce débit est donné par la relation :

On aura donc :

$$\text{TOTAL}_{2054} (Q_{mh} = \frac{Q_{mj}}{24} = 87 \text{ m}^3/\text{h})$$

$$\text{TOTAL}_{2024} (Q_{mh} = \frac{Q_{mj}}{24} = 48 \text{ m}^3/\text{h})$$

➤ Chef lieu 2054 :

Rejets $Q_{mh} = 80 \text{ m}^3/\text{h}$

➤ chef lieu (2024) :

Rejets $Q_{mh} = 44 \text{ m}^3/\text{h}$

➤ Marako 2024

Rejets $Q_{mh} = 4 \text{ m}^3/\text{h}$

➤ Marako 2054

Rejets $Q_{mh} = 7 \text{ m}^3/\text{h}$

c. Débit de pointe (Q_p) :

Le débit de pointe est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_p = C_p * Q_{moyj}$$

Avec :

C_p : coefficient de pointe

Q_{moyj} : débit moyen journalier

Le coefficient de pointe est calculé à partir du débit moyen journalier :

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \text{ si } Q_{moyj} \geq \frac{2.8 \text{ l}}{\text{s}}$$

$$C_p = 3 \text{ si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

Le calcul des débits de pointe de rejets est représenté dans les tableaux suivants :

$$\underline{(Q_{\text{point}} = c_p * Q_{\text{eaux usée}})}$$

Tableau III-10: débit de point à l'horizon 2024

désignation	Q eaux usée l/s	Coefficient de point	Qpoint l/s
-------------	-----------------	----------------------	------------

Chef lieu TIZI GHENIFF	12.2	2.2	26.84
MARAKO	1.37	3	4.11
TOTAL	13.57	2.17	29.45

Tableau III-11 : débit de point à l'horizon 2054

designation	Q eaux usée l/s	Coefficient de point	Qpoint l/s
Chef lieu tizi gheniff	22.08	2.03	44.82
MARAKO	1.98	3	5.94
TOTAL	24.06	2.01	48.36

➤ **Le calcul des débits :**

Tableau III-12 : Le calcul des débits Pluviaux et Ussé pour chaque sous bassin

Nom du bassin versant	Sous bassin	Surface (ha)	Débit Ussé (l/s)	Coefficient de ruissèlement	Débit pluviale partiel (l/s)
Bassin versant 1 (marako)	1	8.58	1,07	0.7	1192.85
	2	9.4	1,17	0.7	1306.85
	3	5.22	0,65	0.3	311.02
	4	9.77	1,22	0.3	582.13
		$\Sigma=32.97$	$\Sigma=4.11$		
Bassin versant 2 (chef lieu) Rejet est de TIZI GHENIFF	1	3.34	0,43	0.7	464.35
	2	8.97	1,15	0.7	1247.07
	3	7.88	1,01	0.7	1095.53
	4	9.75	1,26	0.7	1355.51
	5	9.37	1,21	0.7	1302.68
	6	9.14	1,18	0.7	1270.71
	7	9.93	1,28	0.7	1380.54
	8	7.99	1,03	0.7	1110.83
	9	9.98	1,28	0.7	1387.5
	10	9.18	1,18	0.7	1276.27
	11	6.13	0,79	0.7	852.24

	12	9.89	1,27	0.7	1374.98
		$\Sigma=101.6$	$\Sigma=10.47$		
Bassin versant 3 (chef lieu) Rejet ouest de TIZI GHENIFF	1	9.04	1,16	0.7	1256.8
	2	8.78	1,13	0.7	1220.66
	3	4.19	0,54	0.7	582.52
	4	9.43	1,21	0.7	1311.02
	5	9.55	1,23	0.7	1327.70
	6	6.04	0,78	0.3	359.88
	7	4.38	0,56	0.3	260.97
	8	9.49	1,22	0.3	565.44
		$\Sigma=60.9$	$\Sigma=7.84$		
Bassin versant 4 (chef lieu) Rejet ouest de TIZI GHENIFF	1	4.14	0,53	0.3	246.67
	2	5.63	0,72	0.7	782.72
	3	4.32	0,56	0.3	257.4
	4	3.35	0,43	0.3	199.6
	5	1.32	0,17	0.3	78.65
		$\Sigma=18.76$	$\Sigma=2.41$		
Bassin versant 5 (chef lieu) Rejet ouest de TIZI GHENIFF	1	6.75	0,87	0.3	402.19
	2	4.69	0,60	0.3	156.11
	3	6.58	0,85	0.3	219.27
	4	9.28	1,19	0.3	309.24
			$\Sigma=27.3$	$\Sigma=3.15$	

Tableau III-13 : Calcule débits des traçons

Bassin	traçons	Q Ussé	Q Pluviale	Qusse+Qpluvial
	N1+N2	0.43	464,35	464,78

Rejet est de TIZI GHENIFF	N2+N3	1.58	1711,42	1713,01
	N3+N4	2.60	2806,95	2809,55
	N4+N5	3.85	4162,47	4166,32
	N5+N6	4.46	4813,8097	4818,27
	N7+N8	4.46	651,341495	655,80
	N9+N10	1.28	1270,71	1271,99
	N10+N11	2.56	2651,24	2653,81
	N12+N13	1.28	1387,49	1388,77
	N13+N14	2.47	2663,76	2666,22
	N6+N15	4.60	4972,49909	4977,10
	N8+N16	4.60	810,030885	814,63
	N11+N17	2.71	2809,93428	2812,64
	N14+N18	2.61	2822,44671	2825,06
	N16+N17+N18	10.07	3778,65456	3788,73
	N18+N15	12.83	6759,79066	6772,62
	N15+N19	17.59	11890,9791	11908,56
	N20+N21	0,79	852,24	853,02
	N21+N22	1.21	1310,56119	1311,77
N19+N22	18.01	12349,3048	12367,31	
N22+N23	19.65	14118,1917	14137,84	
Rejet ouest de TIZI GHENIFF 1	N24+N25	1.16	1256,80	1257,97
	N26+N27	2.29	2477,46	2479,75
	N27+N28	2.83	3059,98	3062,82
	N28+N29	4.05	4371,01	4375,06
	N29+N30	5.28	5698,72	5703,99
	N30+N31	6.05	6058,60	6064,65
	N31+N32	6.62	6319,57	6326,19
	N32+N33	7.84	6885,01	6892,85
	N34+N35	0.87	402,19	403,05

Rejet ouest de TIZI GHENIFF 2	N35+N36	1.47	681,63	683,10
	N36+N37	2.32	1073,69	1076,01
	N37+N38	3.51	1626.62	1630,13
Rejet ouest de TIZI GHENIFF 3	N39+N40	0.53	246,67	247,21
	N40+N41	1.26	1029,40	1030,65
	N41+N42	1.81	1286,79	1288,61
	N42+N43	2.24	1486,40	1488,64
	N43+N44	2.41	1565,05	1567,46
(marako)	N45+N46	1.07	1192,85	1193,92
	N46+N47	2.24	2499,71	2501,95
	N47+N48	2,89	2810,73	2813,62
	N48+49	4,11	3392,85	3396,96

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque sous bassin. Si on fait une comparaison entre la quantité des eaux usées et des eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, en effet, les eaux pluviales sont beaucoup plus importantes.

Par conséquent, le choix du système d'assainissement doit être judicieux afin d'assurer un auto-curage pour le débit minimum.

Chapitre IV

Réseau d'assainissement et

Calculs Hydrauliques

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

IV.1. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de $0,005 \text{ m/m}$.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

IV.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m/s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

IV.3. Collecteurs :

Ils se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Ils sont désignés par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

IV.3.1. Types de collecteur :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

A. Conduites en béton non armé:

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation,...etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser **2,5 m**. Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables. L'étanchéité est effectuée sous une pression de 1 bar pendant **30** minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

B. Conduites en béton armé :

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

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » ;
- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de **15 cm**.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

A titre indicatif ; il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent dans tableau suivant :

Tableau IV-1 : Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

C. Conduite en fonte :

Ces conduites sont rarement utilisées en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- Traversée d'un bassin hydro – minéral ;
- Les cas de refoulement ;
- Traversée des oueds par conduite siphon ;
- Pour évacuer les eaux usées industrielles ;

D. Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200 °c à 1300 °c. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m, et les parois intérieures très lisses permettant une très faible perte de charge.

E. Conduite en P.V.C :

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques, c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle manomètre ; celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène. Le PVC rigide non plastifié, utilisé en Assainissement, est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique, de ce fait, offrir un intérêt dans les installations internes industrielles. Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité ; il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine ; munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère. Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre ; c'est-à-dire pour les branchements.

Tableau IV-2 : les différentes conduites en PVC et caractéristiques

Référence	Désignation	Diamètre Extérieur en mm	Epaisseur En (mm)	Jonction	Pression Service
10 004 1101	Tube PVC	110	3,2	A Joint	6 Bars
10 004 1251	Tube PVC	125	3,7	A Joint	6 Bars
10 004 1601	Tube PVC	160	4,0	A Joint	6 Bars
10 004 2001	Tube PVC	200	4,9	A Joint	6 Bars
10 004 2501	Tube PVC	250	6,2	A Joint	6 Bars
10 004 3151	Tube PVC	315	7,7	A Joint	6 Bars
10 004 4001	Tube PVC	400	9,8	A Joint	6 Bars
10 004 5001	Tube PVC	500	12,3	A Joint	6 Bars
10 004 6301	Tube PVC	630	15,4	A Joint	6 Bars

(Source d'information : Entreprise STPM CHIALI)

F. Les conduites Ovoïdes:

Ce sont des conduites de forme parabolique évasée, fermées à leur partie supérieure.

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montrent qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il est préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$; Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800mm de diamètre (problème d'auto curage). Peuvent être présentés soit en béton armé ou en béton non armé.

IV.4.Choix du type de canalisation à utiliser :

Nous allons faire notre choix en se basant sur les données du projet qui sont :

- ❖ La pente du terrain ;
- ❖ Les diamètres utilisés ;
- ❖ La nature du sous-sol traversé ;
- ❖ La nature des effluents évacués dans le réseau ;
- ❖ Les charges mécaniques exercées sur l'étendue de chaque section ;

Pour ce projet, on utilise des conduites en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent qui sont :

- ❖ Etanchéité primordiale.
- ❖ Résistance aux attaques chimiques.
- ❖ Bonne résistance mécanique.
- ❖ Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- ❖ Pose et assemblage facile.
- ❖ La disponibilité sur le marché et ayant une large durée de vie

IV.5.Les Joints Des Conduites :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint qui en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol, et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), Donc on opte à des joints à mortier de ciment pour les collecteurs à petit diamètre, et des joints type ROCLA pour les collecteurs à grand diamètre vu leur avantage appréciable Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

A.Joint Type Rocla :

C'est un type à emboîtement, où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis.

B.Joint À Demi-Emboitement :

Ce joint il est utilisé que dans les sous-sols, ne résiste pas aux pressions élevées, il est utilisé pour des tronçons de longueurs faibles (environ de 1m). La liaison entre les deux bouts se fait par bourrage de ciment.

C.Joint Torique :

Ce joint s'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres (700-900) mm.

D.Joint A Collet :

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment. Ce type de joint est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

E.Joint Plastique :

Ce joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

F.Joint mécanique :

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

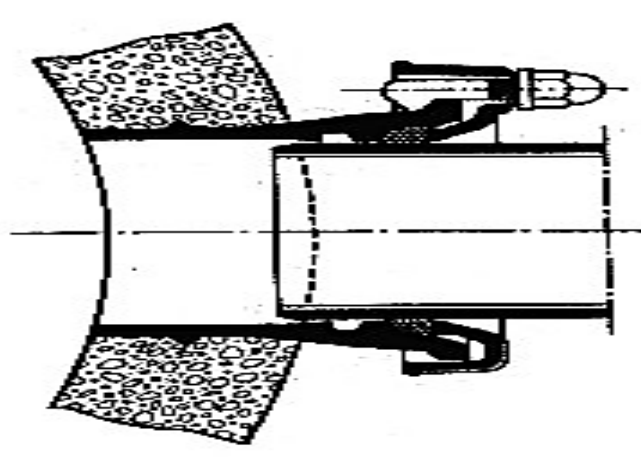


Figure IV-1 : Joint mécanique

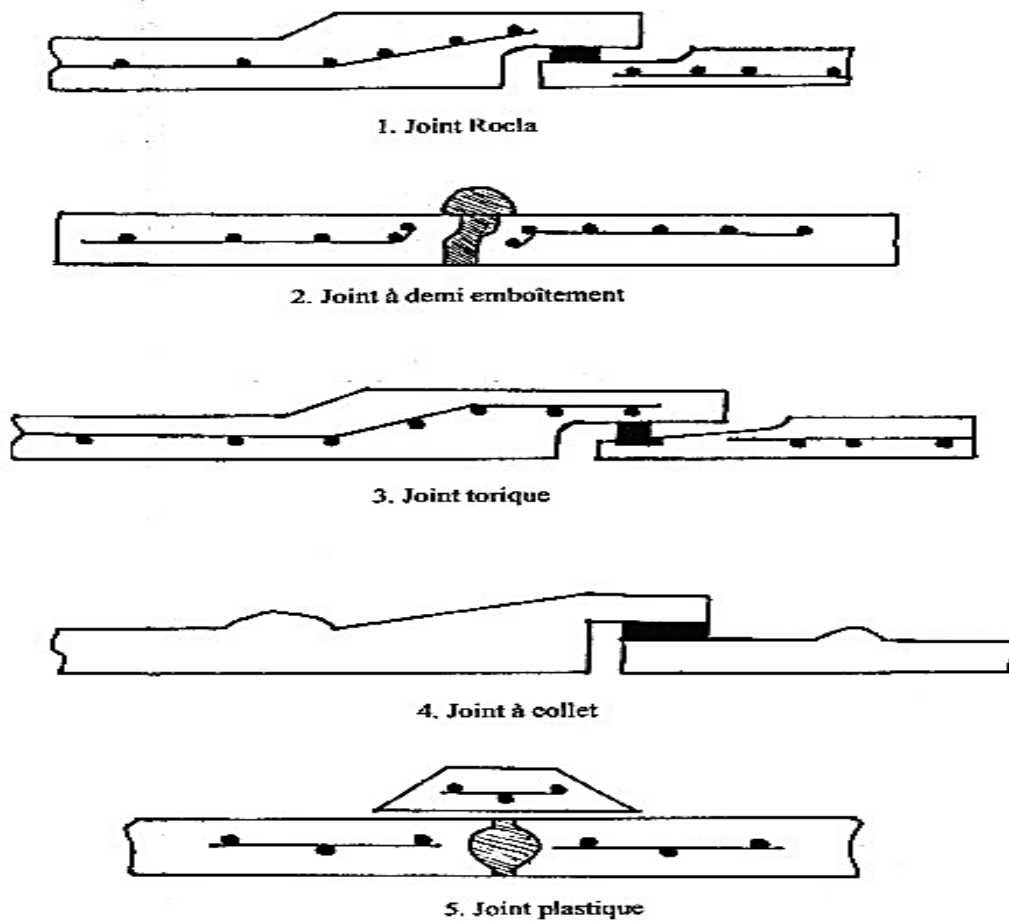


Figure IV-2 : Divers joints sur tuyau en béton

G.Pour les Conduite en PVC :

Pour l'assemblage des collecteurs en PVC on a les méthodes suivant :

- ❖ Assemblage a collé
- ❖ Assemblage a bagues d'étanchéité

IV.6. Les différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

A. Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion du essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

B. Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

C. Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2SO_4) corrosif et néfaste aux conduites.

IV.6. Protection des conduites :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit

- ❖ Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- ❖ L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S).

- ❖ Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- ❖ Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).
- ❖ Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout.

IV.7.Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations, il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, à l'étanchéité et à la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

A.Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. À une vitesse de 1000 dan/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

B.Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- ❖ Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- ❖ Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mm Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- ❖ Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de

l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

C.Essai de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H_2S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles .Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits acides, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

IV.8.Les ouvrages annexes :

Ils ont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

Pour les ouvrages annexes, on va projeter des regards de jonction, de visite, et pour collecter les eaux de surfaces, on va placer des bouches d'égout le long de la voirie où se place le collecteur principal

A.Les ouvrages normaux :

A.1.Les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

- ❖ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation, et du contrôle du bon fonctionnement, les canalisations de branchement sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

- ❖ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

B.Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné à recueillir des eaux pluviales. On distingue deux catégories

- A. Les ouvrages de recueil et de transport
- B. Les ouvrages de recueil proprement dit en tête et sur le cours du réseau principal.

B.1.Les ouvrages des surfaces et de transport :

1) Les fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

2) Les caniveaux ou rigoles :

Les caniveaux sont destinés à recueillir des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée, et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

B.2.Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (Pluviale et de lavage des chaussées) , Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, Soit sur le trottoir. La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches .afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation. Ce type de bouches d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent. Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égout.

❖ Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un

siphon, soit directement par sur verse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

❖ **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonide ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

❖ **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :**

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

❖ **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné :**

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

❖ **La bouche d'égout à grille seule :**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

C. Les ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue :

- ❖ **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- ❖ **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;

C.1. Type des regards :

On distingue différents types qui sont :

C.1.1. Regards de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 m** à **80 m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- ❖ Profondeur inférieure à **1.5 m** ; diamètre **80 cm** ;
- ❖ Profondeur supérieure à **1.5 m** ; diamètre **1.00 m** avec échelon d'accès
- ❖ L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

C.1.2.Regards de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- ❖ Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- ❖ Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- ❖ Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

C.1.3.Regards de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- ❖ Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- ❖ Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- ❖ Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- ❖ Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

D.Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée. Il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

E. Les déversoirs d'orage:

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval. Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

Nous citons les différents déversoirs d'orage selon les caractéristiques de la zone d'étude.

Déversoir à seuil frontal :

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil latéral à seuil haut ou bas.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

On notera, à ce propos, que la longueur de crête déversant d'un déversoir latéral, calculée selon la formule d'Engels, est de 3 à 4 fois plus importante que celle d'un déversoir frontal.

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;

- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.

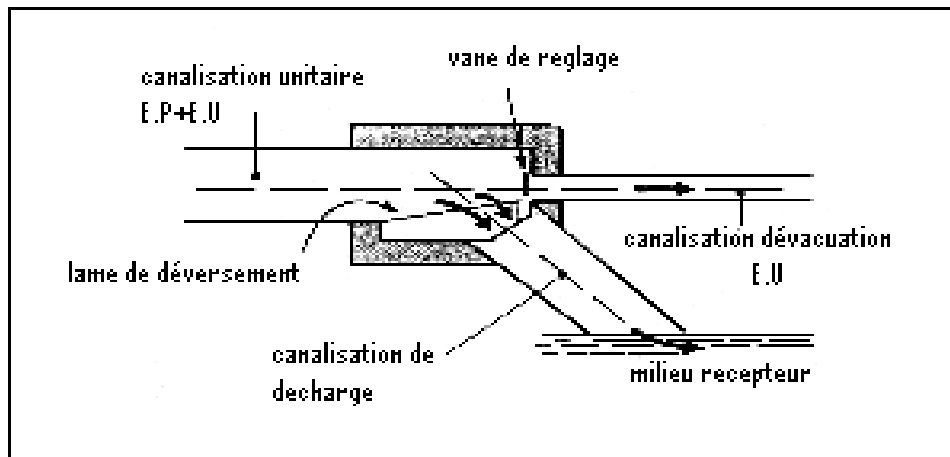


Figure IV.3 - Déversoir classique à seuil latéral

Déversoir à double seuil latéral :

Pour éviter d'avoir des dimensions trop importantes ($b > 6m$) ; on opte pour un déversoir à double seuil déversant.

Déversoir avec ouverture de radier :

Ce type de déversoir est rencontré dans les terrains très accidentés et donc préconisé pour un écoulement torrentiel.

Déversoir siphonide :

Le déversoir siphonide a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon.

Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré.

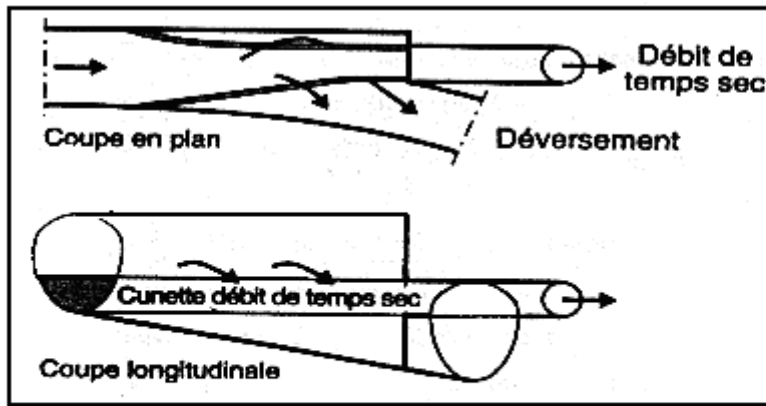


Figure IV.4. Déversoir latéral à double seuil

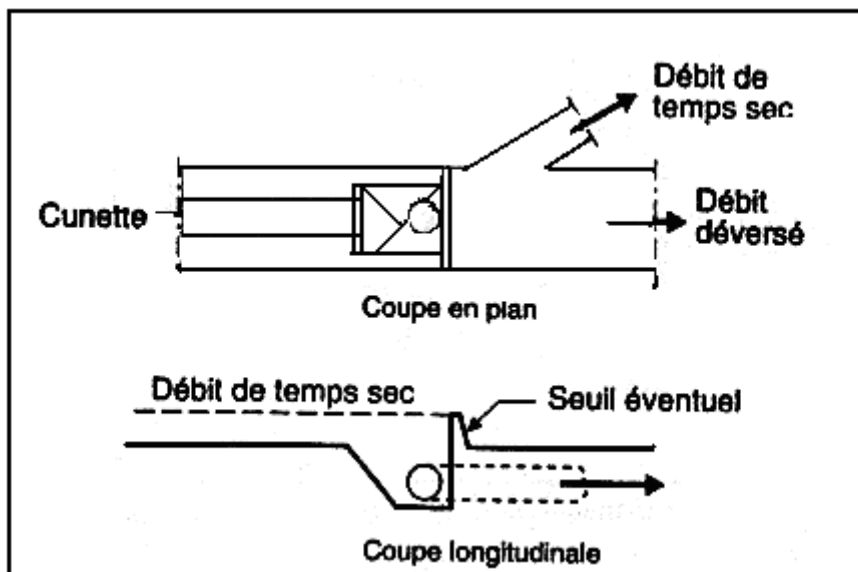


Figure IV.5 .Déversoir avec ouverture de radier

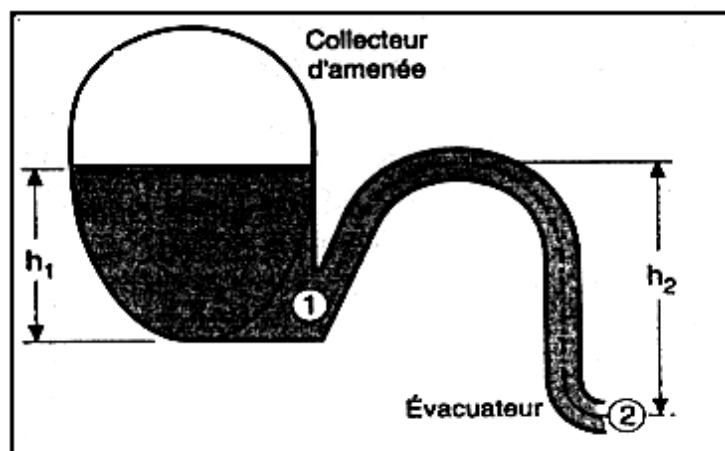


Figure IV.6. Principe du déversement siphonide

- ❖ Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- ❖ Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- ❖ La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- ❖ Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- ❖ Topographie du site et variations des pentes.

IV.9.Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère l'hypothèse suivante :

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

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

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

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_i}$$

Où :

I_i (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_i}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

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

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4}$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs (voir abaque) nous avons établi la relation entre, R_q , R_v et R_h

Les relations sont les suivantes :

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

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

IV.10. Schéma d'évacuation des eaux

Cette partie de l'étude permettra de définir le réseau d'assainissement tout faisant intervenir les différents critères affectant le susdit réseau.

Les critères permettant de projeter un schéma d'assainissement sont :

1. La topographie de la zone d'étude.
2. La position des points de rejets
3. L'extension urbaine de la zone d'étude.

Comme présenté dans le chapitre I (présentation de la zone d'étude), la zone d'étude est caractérisée par une ligne de crête la partageant en deux parties (Figure IV.1)

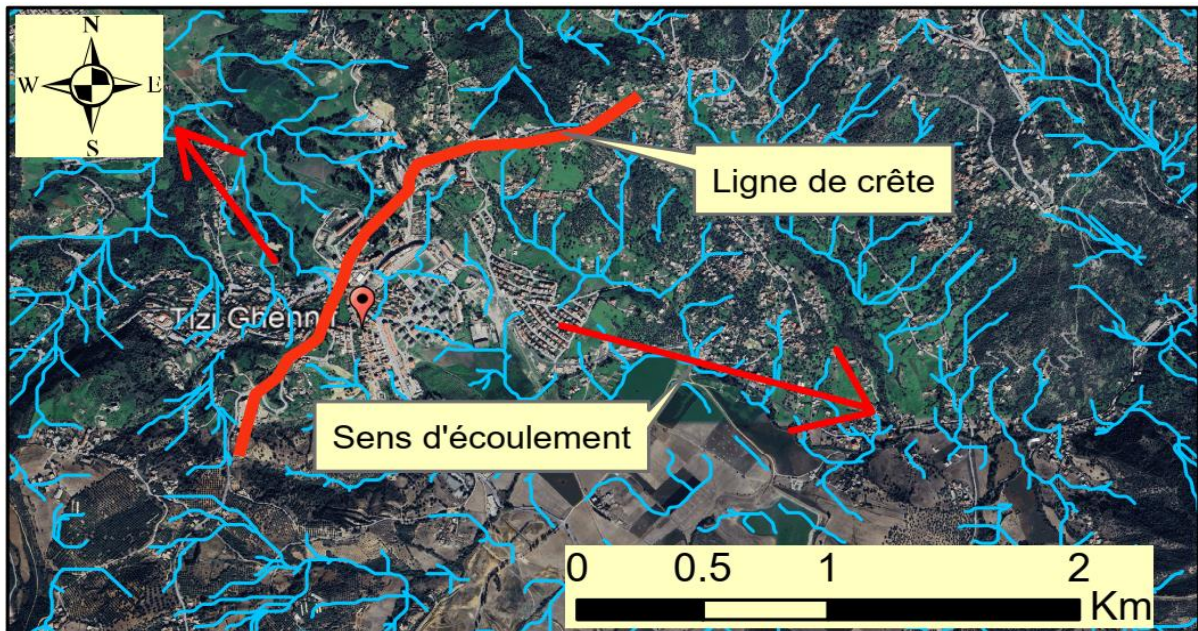


Figure IV.7. : Partage des Bassins dans la zone d'étude.

La figure ci-dessus montre, l'existence de deux bassins versant caractérisant la zone d'étude. Selon la carte du réseau hydro-climatologique éditée par l'ANRH, ces deux bassins sont :

- 02 19
- 09 05

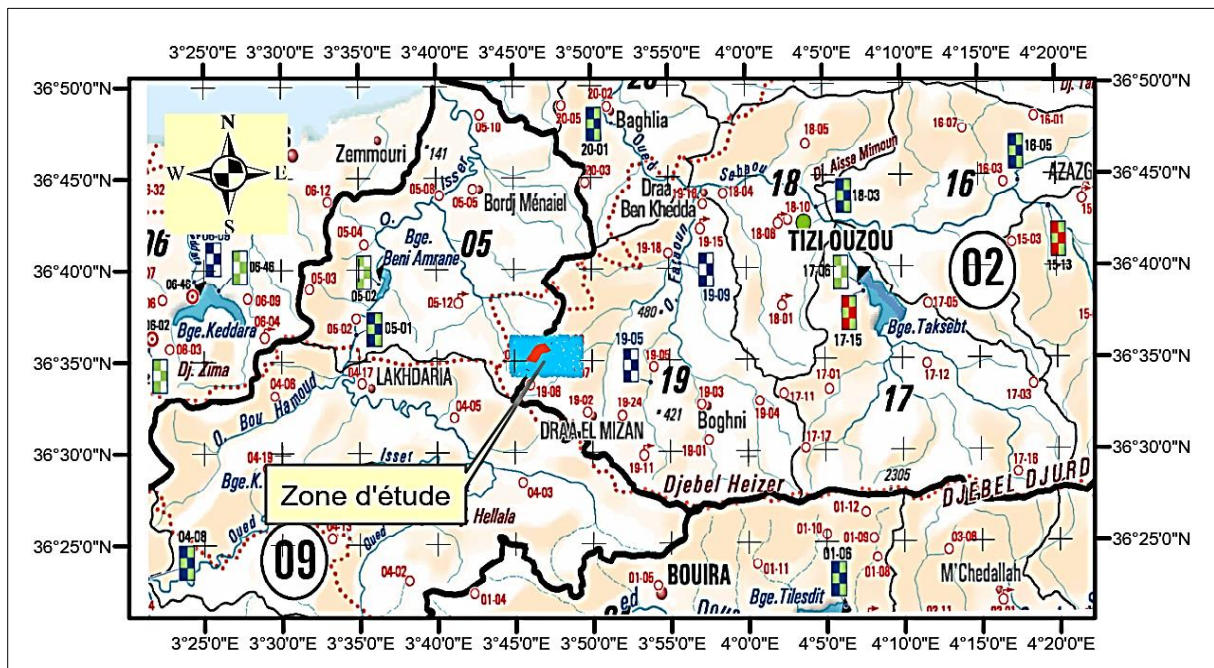


Figure IV.8 : Position de la zone d'étude par rapport aux grands bassins versants Algériens

Selon les critères énumérés ci-dessus, deux variantes s'imposent pour le schéma global du système d'Assainissement, à savoir :

Variante 1:

- Elle consiste à acheminer gravitairement, les rejets des villages situés à l'Est de la zone d'étude vers le rejet Ouled Meriem et rejet Est Tizi Gheniff.
- Collecter les eaux usées des villages situés à l'Ouest de la zone d'étude vers un même endroit où il sera projeté une station de refoulement, dont le rôle est de refouler les eaux usées vers l'Est de Tizi Gheniff. Cet endroit peut être proposé comme site d'une station d'épuration future.

Variante 2:

- Elle consiste à :
 - 1- Acheminer gravitairement les rejets des villages situés à l'Est de la zone d'étude vers le rejet Ouled Meriem et rejet est Tizi Gheniff (comme pour la première variante)
 - 2- Acheminer les rejets de la partie ouest (ceux de chef-lieu et Marako) vers un même sans les refoulés vers la partie Est.

Dans cette variante, l'épuration des eaux usées sera assurée séparément grâce à deux mini-stations d'épuration.

IV.11. Analyse Comparative Des Variantes :

A. Variante 1 :

a. **Avantage :**

- Toutes les eaux seront collectées vers un seul endroit (station d'épuration), les moyens d'exploitation sont ainsi concentrés et mieux gérés et le projet moins coûteux

b. **Inconvénients :**

- Hauteur manométrique élevée vue la dénivelée importante du terrain concernant la station de refoulement.

B.Variante 2 :**a. Avantage :**

- Meilleur rendement épuratoire

b. Inconvénients :

- Cout de projet important vue la nature de terrain accidenté et la présence des contre pentes qui nécessitent des grands travaux de terrassement.
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et nombreuse pour mieux gérer les deux stations d'épuration.

Après comparaison des deux variantes, il est conclu que techniquement les deux variantes peuvent être proches, car les stations d'épuration engendrées par les deux systèmes, ne seront pas très importantes et leur gestion ne sera pas compliquée.

Toutefois, Economiquement, la variante N°01 est la plus avantageuse. Par conséquent cette dernière est celle choisie pour l'élaboration du système d'assainissement.

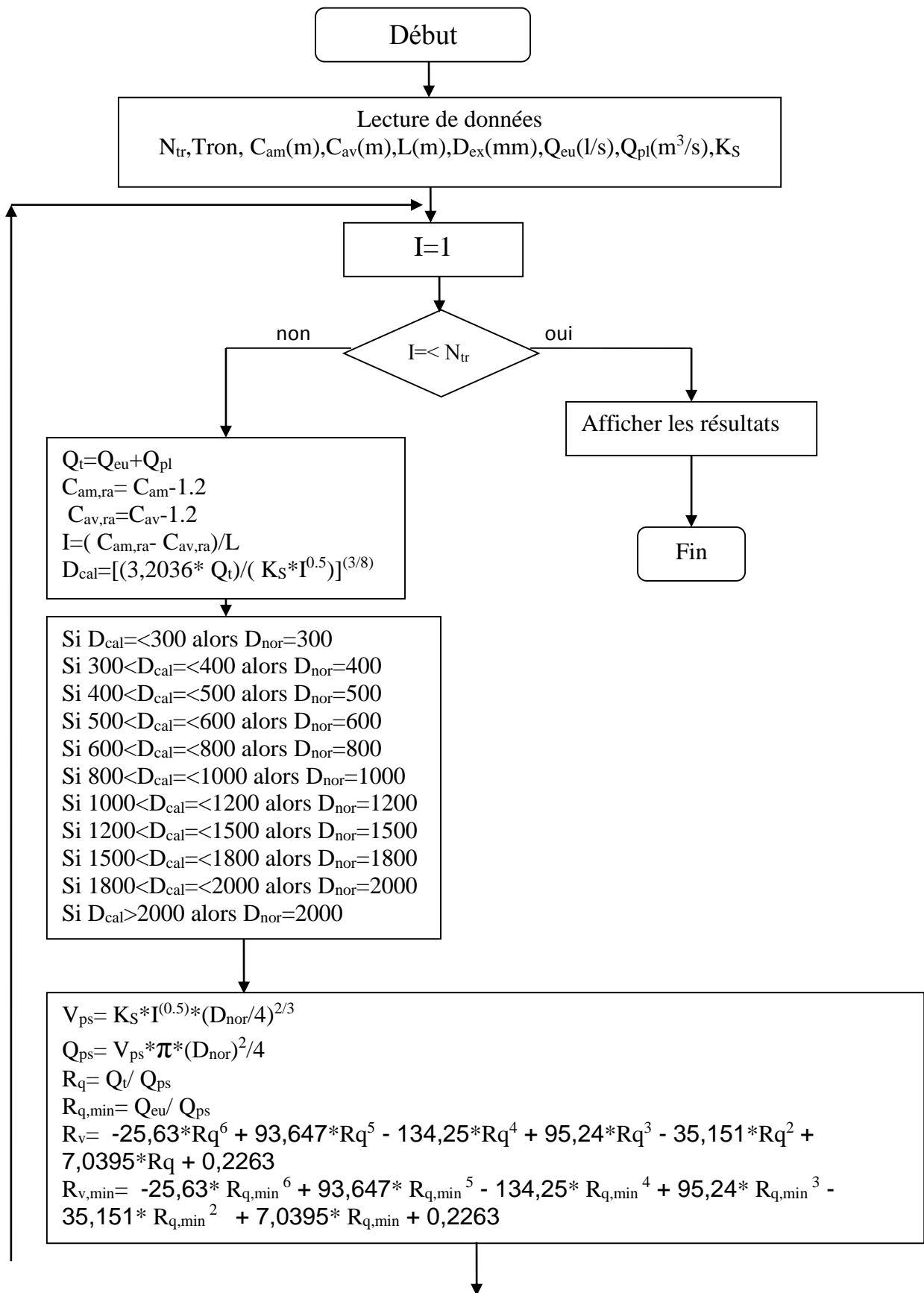
IV.12.Ouvrages projetés :

Selon la variante adoptée et après analyse du tracé du réseau d'assainissement projeté et de l'importance des débits pluviaux, trois types d'ouvrages :

- Réseau d'assainissement : les calculs pour le réseau d'assainissement, comporteront deux parties. Une vérification du réseau existant et un dimensionnement des parties projetées.
- Déversoirs d'orage : ces ouvrages permettront d'évacuer le débit d'eaux pluviales vers l'oued, afin de réduire les couts de réalisation, d'éviter l'inondation de la zone d'étude et de faciliter la réalisation du réseau.
- Refoulement des eaux usées : dans le schéma adopté, une station de relevage et une conduite de refoulement sont projetées pour acheminer les eaux de la partie Ouest vers la zone Est de l'aire d'étude.

IV.13.1.Réseau d'Assainissement :

Les étapes de dimensionnement et de la vérification du notre réseau sont représentées dans l'organigramme suivant :



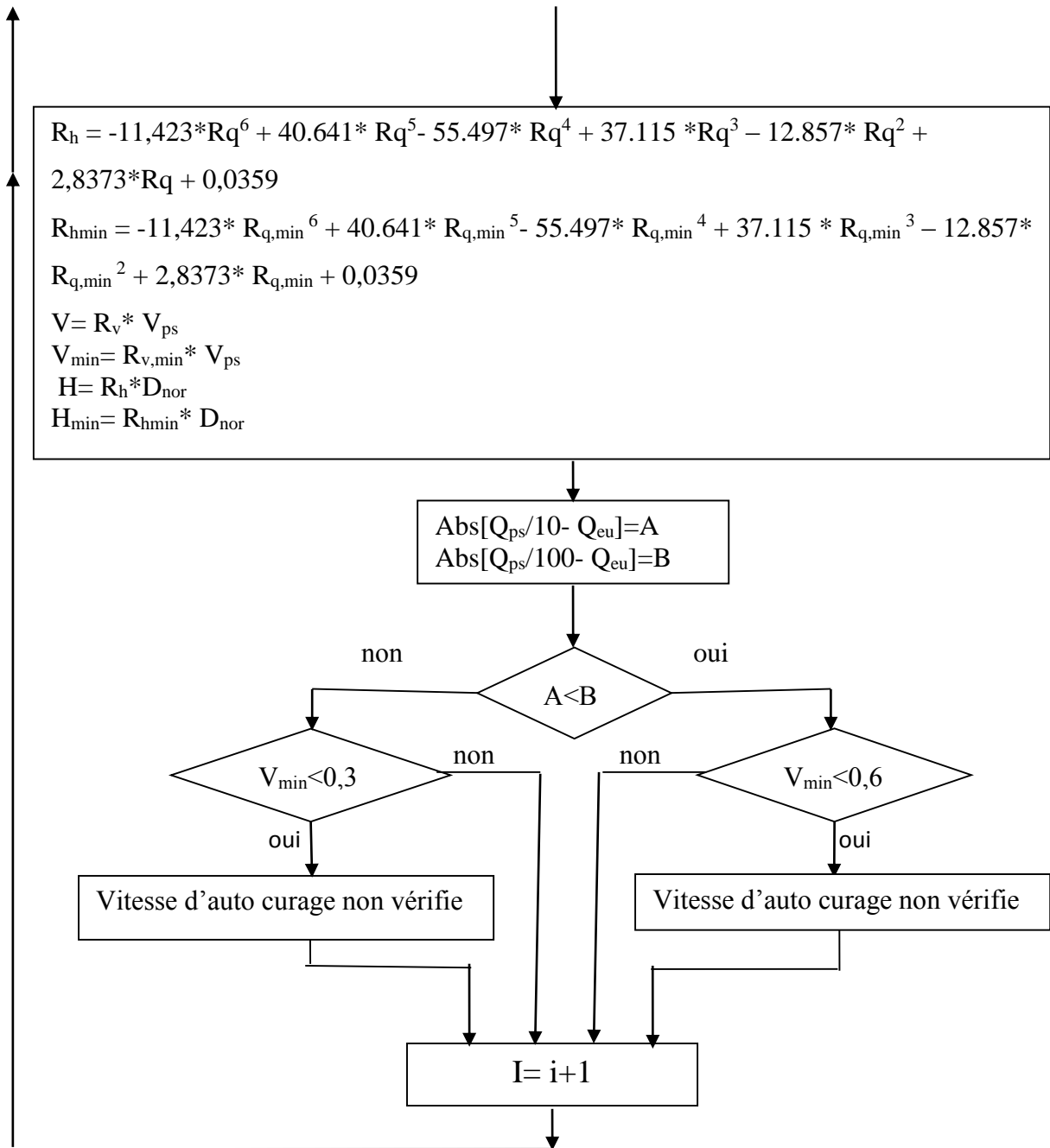


Figure IV-9 : Organigramme du programme

Le calcul du réseau d'assainissement est itératif et comporte plusieurs étapes et résultats. Dans cette partie sera présenté un aperçu des calculs et résultats et les autres seront présentés en annexes.

Tableau IV -3 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet est de TIZI GHENIFF

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
N1-N2	454,04	453,29	452,04	451,29	19,93	0,0376	0,4643	0,00025	0,46455	70	800	436,44
N2-N3	453,29	446,6	451,29	444,53	169,46	0,0399	1,7114	0,00091	1,71231	70	800	704,09
N3-N4	446,6	440,95	444,53	438,02	122,26	0,0532	2,8069	0,0015	2,8084	70	800	802,96
N4-N5	440,95	433,33	417,01	431,26	189,42	0,0532	4,1624	0,00222	4,16462	70	800	930,97
N5-N6	433,33	421,32	431,73	419,32	284,03	0,0437	4,8138	0,00257	4,81637	70	800	1020,11
N7-N8	430,69	419,06	428,69	416,76	270,77	0,0441	0,6513	0,00257	0,65387	70	300	481,68
N9-N10	426,26	424	423,76	421,1	64,32	0,0414	1,2707	0,00074	1,27144	70	300	625,48
N10-N11	424	420,82	421,6	418,02	158,8	0,0225	2,6512	0,00148	2,65268	70	300	923,40
N12-N13	418,2	416,75	415,4	413,65	157,03	0,0111	1,3874	0,00074	1,38814	70	300	826,59
N13-N14	416,75	414,45	414,25	411,45	52,98	0,0529	2,6637	0,00142	2,66512	70	300	788,45
N6-N15	421,32	413,83	418,32	410,33	217,86	0,0367	4,9724	0,00265	4,97505	70	800	1067,04
N8-N16	419,06	417,69	416,06	414,19	57,57	0,0325	0,81	0,00265	0,81265	70	300	553,33
N11-N17	420,82	417,69	417,32	413,79	67,69	0,0521	2,8099	0,00156	2,81146	70	300	806,43
N14-N18	414,45	414,27	413,95	413,47	49,81	0,0096	2,8224	0,00151	2,82391	70	300	1108,63
N16-N17-N18	417,69	414,27	416,89	413,17	96,88	0,0384	3,7786	0,00581	3,78441	70	300	954,76
N18-N15	414,27	413,23	413,17	412,13	113,24	0,0092	6,7597	0,0074	6,7671	70	300	527,00
N15-N19	413,23	407,33	412,63	406,63	178,84	0,0335	11,8909	0,01014	11,90104	70	800	1504,81

N20-N21	410,28	406,82	409,58	405,72	100,26	0,0385	0,8522	0,00045	0,85265	70	300	545,72
N21-N22	406,82	403,54	405,72	401,34	122,3	0,0358	1,3105	0,0007	1,3112	70	300	650,05
N19-N22	407,55	403,54	406,85	402,54	116,17	0,0371	12,3493	0,01038	12,35968	70	800	1497,77
N22-N23	403,45	399,42	402,45	397,92	331,4	0,0137	14,1181	0,01132	14,12942	70	800	1899,10

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu		Vitesse Autocurage
500	3,39	0,666	0,70	0,00	1,075	0,18	0,61	0,02	3,650	0,628	0,306	0,011	0,07	0,0064	3	Autocurage vérifie
800	4,78	2,40	0,71	0,00	1,080	0,18	0,62	0,02	5,164	0,884	0,497	0,018	0,24	0,0231	3	Autocurage vérifie
1000	6,41	5,03	0,56	0,00	1,032	0,18	0,53	0,02	6,614	1,179	0,530	0,022	0,50	0,0488	3	Autocurage vérifie
1000	6,41	5,03	0,83	0,00	1,123	0,19	0,69	0,02	7,196	1,190	0,694	0,023	0,50	0,0481	3	Autocurage vérifie
1200	6,56	7,41	0,65	0,00	1,063	0,18	0,58	0,02	6,969	1,210	0,699	0,027	0,74	0,0716	3	Autocurage vérifie
500	3,67	0,72	0,91	0,00	1,139	0,22	0,74	0,04	4,184	0,824	0,371	0,021	0,07	0,0046	3	Autocurage vérifie
800	4,87	2,45	0,52	0,00	1,012	0,18	0,51	0,02	4,927	0,895	0,408	0,018	0,24	0,0237	3	Autocurage vérifie
1000	4,17	3,27	0,81	0,00	1,117	0,19	0,68	0,02	4,657	0,775	0,683	0,023	0,33	0,0313	3	Autocurage vérifie
1000	2,93	2,30	0,60	0,00	1,049	0,18	0,56	0,02	3,077	0,540	0,555	0,022	0,23	0,0223	3	Autocurage vérifie
800	5,50	2,76	0,96	0,00	1,140	0,19	0,78	0,02	6,272	1,027	0,623	0,018	0,28	0,0262	3	Autocurage vérifie
1200	6,01	6,79	0,73	0,00	1,086	0,19	0,63	0,02	6,527	1,112	0,761	0,027	0,68	0,0653	3	Autocurage vérifie
600	3,56	1,01	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	2,463	2,463	0,152	0,152	0,10	0,0074	3	Autocurage vérifie
1000	6,34	4,98	0,56	0,00	1,035	0,18	0,53	0,02	6,564	1,168	0,534	0,022	0,50	0,0482	3	Autocurage vérifie
1200	3,08	3,48	0,81	0,00	1,117	0,19	0,68	0,02	3,440	0,572	0,821	0,027	0,35	0,0333	3	Autocurage vérifie
1000	5,44	4,27	0,89	0,00	1,137	0,20	0,73	0,03	6,190	1,074	0,729	0,028	0,42	0,0369	3	Autocurage vérifie

600	1,89	0,54	12,64	0,01	1,131	0,33	95229224,49	0,08	4,010	0,624	57137534,693	0,050	0,05	0,0020	3	Autocurage vérifié
1800	7,53	19,15	0,62	0,00	1,055	0,19	0,57	0,02	7,944	1,407	1,018	0,041	1,90	0,1814	3	Autocurage vérifié
600	3,88	1,10	0,78	0,00	1,104	0,19	0,66	0,02	4,280	0,719	0,398	0,014	0,11	0,0105	3	Autocurage vérifié
800	4,53	2,28	0,58	0,00	1,040	0,18	0,54	0,02	4,710	0,834	0,432	0,018	0,23	0,0221	3	Autocurage vérifié
1500	7,01	12,38	1,00	0,00	1,143	0,19	0,81	0,02	8,012	1,338	1,211	0,037	1,23	0,1135	3	Autocurage vérifié
3000	1,90	13,42	1,05	0,00	1,140	0,19	0,88	0,02	2,167	0,363	2,635	0,074	1,33	0,1229	3	Autocurage vérifié

IV.14. Déversoirs d'orage :

Le dimensionnement des déversoirs d'orage est effectué sur la base de la formule de Bazin.

$$Qd = 2 / 3 \mu L \sqrt{2gH_d}^{3/2}$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversante qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Hd : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

D'où :

$$L = \frac{3}{2} \times \frac{Qd}{m.Hd.\sqrt{2.g.Hd}}$$

Sachant que :

$$RQ = \frac{Q_{\text{seuil}}}{Q_{\text{ps}}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_{\text{seuil}}}{De}$$

Et cela sachant que **Rh** est calculé en fonction du **RQ**

Déversoir d'orage N° 01

Débit arrivée = 927,5 l/sec

Hauteur de remplissage = 487,96 mm

Débit à décharger = 675 l/sec

Débit restant = $927,75 - 675 = 250,75$ l/sec correspondant à une hauteur de = 233,85 mm

$Ld = 1.2 Qd / (19.62^{0.5} x dh^{(3/2)}) / u$, où

Ld : longueur du déversoir d'orage en mètres

1.2 : coefficient de sécurité

Qd, débit à évacuer par le déversoir d'orage, l/sec

Dh, charge sur le déversoir, en mètres

U : coefficient du débit du déversoir d'orage

Longueur du déversoir DVO1 = 8 mètres

Déversoir d'orage N° 02

Débit arrivée = 6104.78 l/sec

Hauteur de remplissage = 976.90 mm

Débit à décharger = 5647.4/sec

Débit restant = 457.3 = l/sec correspondant à une hauteur de = 223mm

 $Ld = 1.2 Qd / (19.62^{0.5} \times dh^{(3/2)}) / u$, où

Ld : longueur du déversoir d'orage en mètres

1.2 : coefficient de sécurité

Qd, débit à évacuer par le déversoir d'orage, l/sec

Dh, charge sur le déversoir, en mètre

U : coefficient du débit du déversoir d'orage

Longueur du déversoir DVO1 = 13 mètres

IV.15. Dimensionnement du poste de pompage**1. Calcul du diamètre de refoulement :**

Le débit refoulé par la station projeté (partie Ouest) est de 93.30 l/s sur une longueur de 1110 et une Hauteur géométrique de 105m.

La hauteur manométrique totale HMT sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi * g * D^{5,3}}$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

Avec : $\lambda = \left(1,14 - 0,86 * \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2}$ (Formule de Nikuradzé – Régime Turbulent rugueux)

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}}\right)$ (Formule de Colebrook)

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule de Nikuradzé

R_e : Nombre de Reynolds : $R_e = \frac{V * D}{\nu}$;

V : vitesse d'écoulement dans la conduite.

D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

ε : Rugosité absolue de la conduite ; pour notre cas est de 0.015mm.

ν : Viscosité cinématique de l'eau usée ($1.3 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ pour une température de 20° C) ;

Pour le choix du diamètre de refoulement, le critère principal est la vitesse d'écoulement, à savoir :

- Vitesse proche de 1 m/s et permettant d'assurer le brassage de la conduite (eaux usées chargées en MES).
- Vitesse pas trop importante pour éviter la création de gaz nocifs (surtout H₂SO₄).

Dans la tableau IV.2, sont présentés les résultats de calculs pour différents diamètres. Etant donné la hauteur géométrique et la nature agressive des eaux, le matériau choisi est le PEHD PN16.

Tableau IV.4 : Résultats de Calcul de diamètre de refoulement

PEHD PN16	Diamètre (m)	Q (l/s)	V (m/s)
160	0.1308	93.3	6.95
200	0.1636	93.3	4.44
250	0.2046	93.3	2.84
315	0.2578	93.3	1.79
400	0.3274	93.3	1.11
500	0.4092	93.3	0.71
630	0.5156	93.3	0.45

Selon les résultats du tableau nous optons pour le diamètre 400 mm avec une vitesse de 1.11 m/s.

A. Détermination de régime d'écoulement :

La vitesse d'écoulement est de :

$$V = \frac{Q * 4}{\pi * D^2} = \frac{0.933 * 4}{\pi * (0.3274)^2} = 1.11 \text{ m/s}$$

La valeur de nombre de Reynolds est obtenue comme suit :

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{1.11 \cdot 0.3274}{1.3 \cdot 10^{-6}} = 342474 > 5000, \text{ donc le régime d'écoulement est turbulent}$$

Donc nous utilisons la formule de Nikuradzé pour le calcul de coefficient des pertes de charge.

Tableau IV.5 : Résultats de calculs

PEHD PN16	Diamètre (mm)	Q (l/s)	V (m/s)	Re	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
400	0.3274	93.3	1.11	342474	0.01523917	0.0036	1110	3.72	109

Le calcul de la hauteur manométrique totale de la pompe a permis d'obtenir une valeur de 110m.

2. Calcul du volume du puisard de la station de pompage :

Le volume du puisard sera déterminé en fixant le nombre de démarrages par heures

$$V = 0,9 \cdot Q_m / Z$$

Où :

Q_m : débit moyen de refoulement d'une pompe en L/sec

Z : Nombre de démarrages, fonction de la puissance des pompes.

Z = Nombre de mise en circuit par heure (nombre de démarrages)

Jusqu'à 7.5 KW Z < 15.

Jusqu'à 50 KW Z < 12.

Au dessus de 50 KW Z < 10.

$$Q_{mt} = 93.30 \text{ l/sec}$$

Pour un poste de relevage à (2+1+1) groupes

$$Q_m = 31.10 \text{ l/sec}$$

HMT estimée à = 110 m

$$\text{Puissance prévisionnelle d'une pompe} = 9.81 \cdot 0,031 \cdot 110 / 0,7 = 48 \text{ kw.}$$

nous retenons 6 démarrages par heure

$$V = 0,9 \cdot 31.10 = 27 \text{ m}^3$$

Le volume du puisard est égal à 27 m³

Conclusion :

Le quatrième chapitre a permis de dimensionner les ouvrages nécessaires pour l'évacuation des débits estimés dans les chapitres précédents (débits domestiques et pluviaux).

Le schéma dimensionné comporte :

- Un réseau d'assainissement
- Une station de relevage
- Une conduite de refoulement
- Deux déversoirs d'orage.

Les résultats de quatrième chapitre permettront d'élaborer un dossier d'exécution et un dossier d'appel d'offre nécessaire pour la réalisation des solutions projetées.

Conclusion générale

Le travail réalisé dans le présent mémoire a été consacré au réseau d'assainissement de chef-lieu Tizi Gheniff, ainsi que l'agglomération secondaire Marako. Dans le but de projeter les ouvrages nécessaires à la bonne gestion des eaux usées et pluviales de la susdite zone.

L'élaboration des différentes parties citée dans la conclusion générale, a nécessité une collecte de données réalisée par des visites auprès des différents organismes, à savoir services d'APC, subdivision d'hydraulique. Toutefois, plusieurs données nécessaires sont non disponibles ce qui a ralenti parfois certaines étapes de l'étude.

Après la collecte des données, la présentation de la zone d'étude a permis de connaître les différentes caractéristiques permettant d'orienter le schéma principal du système d'assainissement à projeter (Topographie), de type de conduites envisageable (topographie, géologie), ainsi que l'existence d'ouvrages d'épuration ou pas.

L'exploitation des données hydrologiques de la station pluviométrique la plus proche de la zone d'étude, a permis d'estimer l'intensité de pluie pour une période de retour de dix ans, qui est une donnée indispensable à l'estimation des débits pluviaux.

Une étude de régime de consommation des eaux et de leurs rejets ont permis de calculer les débits usés à évacuer jusqu'au point de rejet permettant leur transport vers une station d'épuration en cours d'étude.

Dans le dernier chapitre nous avons procédé à la projection du système d'assainissement le plus adéquat à notre cas d'étude, ainsi que le dimensionnement des différents ouvrages projetés pour le même système.

Enfin et à travers cette étude, on peut déduire que la zone d'étude est dans le besoin d'un nouveau système d'assainissement composé à la fois des ouvrages de collecte et d'épuration des usées. Et l'exécution des projections proposées et étudiées dans ce travail permettra de remédier aux soucis liés à l'assainissement de la zone d'étude.

Bibliographie

1. Bouchakour, Manel , Ibourichene, Ferhat, Etude du réseau d'assainissement de la commune d'Iflissen Wilaya de Tizi Ouzou, 2021.
2. Baiche, Djahid Lounis, M'hamed, Etude Des Schémas Directeurs D'assainissement De Chef- Lieu Et Thaghouza Athmane Commune Tizi N'tleta Wilaya De Tizi Ouzou, 2023
3. B. Salah : Polycop de l'assainissement à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, (ENSH).BLIDA 1993
4. Guide technique de l'assainissement (2^{ème} édition).
5. Guide de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (paris 1986).
6. Guide des pratiques hydrologiques (5^{ème} édition 1994).
7. Régis bourrier : les réseaux d'assainissement. Calculs application et perspective. Paris 1981.
8. « Cours d'assainissement, 4^{ème} » de M^{me} Dernouni.F, E.N.S.H, 2009, Blida
9. Bourrier.R. «Les réseaux d'Assainissement, Calcul-Application- Perspectives» ; 11, rue Lavoisier 75384 Paris Cedex 08.1997
10. Dr Bénina Touaïbia - Mars 2004 « Manuel pratique d'hydrologie »

ANNEXE1.Dimensionnement du réseau d'assainissement :

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

Tableau IV -1 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet est de TIZI GHENIFFE

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
N1-N2	454,04	453,29	452,04	451,29	19,93	0,0376	0,4643	0,00025	0,46455	70	800	436,44
N2-N3	453,29	446,6	451,29	444,53	169,46	0,0399	1,7114	0,00091	1,71231	70	800	704,09
N3-N4	446,6	440,95	444,53	438,02	122,26	0,0532	2,8069	0,0015	2,8084	70	800	802,96
N4-N5	440,95	433,33	417,01	431,26	189,42	0,0532	4,1624	0,00222	4,16462	70	800	930,97
N5-N6	433,33	421,32	431,73	419,32	284,03	0,0437	4,8138	0,00257	4,81637	70	800	1020,11
N7-N8	430,69	419,06	428,69	416,76	270,77	0,0441	0,6513	0,00257	0,65387	70	300	481,68
N9-N10	426,26	424	423,76	421,1	64,32	0,0414	1,2707	0,00074	1,27144	70	300	625,48
N10-N11	424	420,82	421,6	418,02	158,8	0,0225	2,6512	0,00148	2,65268	70	300	923,40
N12-N13	418,2	416,75	415,4	413,65	157,03	0,0111	1,3874	0,00074	1,38814	70	300	826,59
N13-N14	416,75	414,45	414,25	411,45	52,98	0,0529	2,6637	0,00142	2,66512	70	300	788,45
N6-N15	421,32	413,83	418,32	410,33	217,86	0,0367	4,9724	0,00265	4,97505	70	800	1067,04
N8-N16	419,06	417,69	416,06	414,19	57,57	0,0325	0,81	0,00265	0,81265	70	300	553,33
N11-N17	420,82	417,69	417,32	413,79	67,69	0,0521	2,8099	0,00156	2,81146	70	300	806,43
N14-N18	414,45	414,27	413,95	413,47	49,81	0,0096	2,8224	0,00151	2,82391	70	300	1108,63
N16-N17-N18	417,69	414,27	416,89	413,17	96,88	0,0384	3,7786	0,00581	3,78441	70	300	954,76

N18-N15	414,27	413,23	413,17	412,13	113,24	0,0092	6,7597	0,0074	6,7671	70	300	527,00
N15-N19	413,23	407,33	412,63	406,63	178,84	0,0335	11,8909	0,01014	11,90104	70	800	1504,81
N20-N21	410,28	406,82	409,58	405,72	100,26	0,0385	0,8522	0,00045	0,85265	70	300	545,72
N21-N22	406,82	403,54	405,72	401,34	122,3	0,0358	1,3105	0,0007	1,3112	70	300	650,05
N19-N22	407,55	403,54	406,85	402,54	116,17	0,0371	12,3493	0,01038	12,35968	70	800	1497,77
N22-N23	403,45	399,42	402,45	397,92	331,4	0,0137	14,1181	0,01132	14,12942	70	800	1899,10

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu		Vitesse Autocurage
500	3,39	0,666	0,70	0,00	1,075	0,18	0,61	0,02	3,650	0,628	0,306	0,011	0,07	0,0064	3	Autocurage vérifie
800	4,78	2,40	0,71	0,00	1,080	0,18	0,62	0,02	5,164	0,884	0,497	0,018	0,24	0,0231	3	Autocurage vérifie
1000	6,41	5,03	0,56	0,00	1,032	0,18	0,53	0,02	6,614	1,179	0,530	0,022	0,50	0,0488	3	Autocurage vérifie
1000	6,41	5,03	0,83	0,00	1,123	0,19	0,69	0,02	7,196	1,190	0,694	0,023	0,50	0,0481	3	Autocurage vérifie
1200	6,56	7,41	0,65	0,00	1,063	0,18	0,58	0,02	6,969	1,210	0,699	0,027	0,74	0,0716	3	Autocurage vérifie
500	3,67	0,72	0,91	0,00	1,139	0,22	0,74	0,04	4,184	0,824	0,371	0,021	0,07	0,0046	3	Autocurage vérifie

800	4,87	2,45	0,52	0,00	1,012	0,18	0,51	0,02	4,927	0,895	0,408	0,018	0,24	0,0237	3	Autocurage vérifie
1000	4,17	3,27	0,81	0,00	1,117	0,19	0,68	0,02	4,657	0,775	0,683	0,023	0,33	0,0313	3	Autocurage vérifie
1000	2,93	2,30	0,60	0,00	1,049	0,18	0,56	0,02	3,077	0,540	0,555	0,022	0,23	0,0223	3	Autocurage vérifie
800	5,50	2,76	0,96	0,00	1,140	0,19	0,78	0,02	6,272	1,027	0,623	0,018	0,28	0,0262	3	Autocurage vérifie
1200	6,01	6,79	0,73	0,00	1,086	0,19	0,63	0,02	6,527	1,112	0,761	0,027	0,68	0,0653	3	Autocurage vérifie
600	3,56	1,01	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	2,463	2,463	0,152	0,152	0,10	0,0074	3	Autocurage vérifie
1000	6,34	4,98	0,56	0,00	1,035	0,18	0,53	0,02	6,564	1,168	0,534	0,022	0,50	0,0482	3	Autocurage vérifie
1200	3,08	3,48	0,81	0,00	1,117	0,19	0,68	0,02	3,440	0,572	0,821	0,027	0,35	0,0333	3	Autocurage vérifie
1000	5,44	4,27	0,89	0,00	1,137	0,20	0,73	0,03	6,190	1,074	0,729	0,028	0,42	0,0369	3	Autocurage vérifie
600	1,89	0,54	12,64	0,01	1,131	0,33	95229224,49	0,08	4,010	0,624	57137534,693	0,050	0,05	0,0020	3	Autocurage vérifie
1800	7,53	19,15	0,62	0,00	1,055	0,19	0,57	0,02	7,944	1,407	1,018	0,041	1,90	0,1814	3	Autocurage vérifie

600	3,88	1,10	0,78	0,00	1,104	0,19	0,66	0,02	4,280	0,719	0,398	0,014	0,11	0,0105	3	Autocurage vérifié
800	4,53	2,28	0,58	0,00	1,040	0,18	0,54	0,02	4,710	0,834	0,432	0,018	0,23	0,0221	3	Autocurage vérifié
1500	7,01	12,38	1,00	0,00	1,143	0,19	0,81	0,02	8,012	1,338	1,211	0,037	1,23	0,1135	3	Autocurage vérifié
3000	1,90	13,42	1,05	0,00	1,140	0,19	0,88	0,02	2,167	0,363	2,635	0,074	1,33	0,1229	3	Autocurage vérifié

Tableau IV -2 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 1

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
N24-N25	459,69	454,67	457,69	451,97	109,48	0,0522	1,2568	0,00067	1,25747	100	300	521,54
N25-N26	456,67	450,8	454,67	448,1	152,12	0,0432	2,4774	0,00132	2,47872	100	300	697,13
N26-N27	450,8	445,71	448,8	443,01	157,43	0,0368	3,0599	0,00163	3,06153	100	800	777,67
N27-N28	445,71	442,81	443,71	440,11	314,74	0,0114	4,37101	0,00233	4,37334	100	800	1106,57
N28-N29	442,81	441,09	440,81	438,39	97,82	0,0247	5,6987	0,00304	5,70174	100	800	1057,69
N29-N30	441,09	441,76	439,09	439,06	109,75	0,0003	6,0586	0,00349	6,06209	100	800	2518,91
N30-N31	441,76	441,57	439,76	438,87	113,07	0,0079	6,3915	0,00381	6,39531	100	800	1368,69

N31-N32	441,57	440,88	439,57	438,18	88,15	0,0158	6,88501	0,00452	6,88953	100	800	1235,52
---------	--------	--------	--------	--------	-------	--------	---------	---------	---------	-----	-----	---------

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu		Vitesse Autocurage
1200	1,30	1,47	0,86	0,00	1,132	0,19	0,71	0,02	1,471	0,242	0,853	0,027	0,15	0,0140	3	Autocurage non vérifié
1200	2,30	2,60	0,95	0,00	1,139	0,19	0,77	0,02	2,621	0,429	0,925	0,027	0,26	0,0247	3	Autocurage vérifié
1200	3,30	3,73	0,82	0,00	1,121	0,19	0,69	0,02	3,698	0,613	0,828	0,027	0,37	0,0357	3	Autocurage vérifié
1200	4,30	4,86	0,90	0,00	1,139	0,19	0,74	0,02	4,896	0,801	0,885	0,027	0,48	0,0463	3	Autocurage vérifié
1200	5,30	5,99	0,95	0,00	1,139	0,19	0,77	0,02	6,039	0,989	0,924	0,027	0,60	0,0569	3	Autocurage vérifié
2000	6,30	19,78	0,31	0,00	0,883	0,18	0,38	0,02	5,562	1,148	0,756	0,045	1,97	0,1943	3	Autocurage vérifié
1500	7,30	12,89	0,50	0,00	0,998	0,18	0,50	0,02	7,285	1,342	0,745	0,033	1,29	0,1251	3	Autocurage vérifié
1500	8,30	14,66	0,47	0,00	0,981	0,18	0,48	0,02	8,146	1,527	0,723	0,033	1,46	0,1421	3	Autocurage vérifié

Tableau IV -3 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 2

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
N33-N34	419,28	417,26	417,28	414,56	71,43	0,0381	0,4027	0,0005	0,4032	100	300	796,00
N34-N35	417,26	364,26	415,26	361,56	114,92	0,4673	0,6816	0,00085	0,68245	100	300	796,00
N35-N36	364,26	362,35	362,26	359,65	196,74	0,0133	1,0736	0,00134	1,07494	100	300	796,00
N36-N37	362,35	359,41	360,35	356,71	105,17	0,0346	1,6266	0,00203	1,62863	100	300	796,00

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10-Qeu	Qps/100-Qeu		Vitesse Autocurage
800	9,30	4,67	0,09	0,00	0,613	0,18	0,20	0,02	5,700	1,687	0,158	0,019	0,47	0,0462	3	Autocurage vérifie
800	10,30	5,17	0,13	0,00	0,680	0,18	0,25	0,02	7,002	1,876	0,197	0,018	0,52	0,0509	3	Autocurage vérifie
800	11,30	5,68	0,19	0,00	0,763	0,18	0,29	0,02	8,622	2,069	0,235	0,018	0,57	0,0554	3	Autocurage vérifie
800	12,30	6,18	0,26	0,00	0,850	0,18	0,35	0,02	10,452	2,266	0,278	0,018	0,62	0,0598	3	Autocurage vérifie

Tableau IV -4 : Calcul hydraulique du Collecteur Rejet ouest de TIZI GHENIFFE 3

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
------	-----------	-----------	-----------	-----------	----------	---------	-------------------------	-------------------------	------------------------	----	----------	-----------

N39-N40	430,24	423,55	428,24	420,85	192,35	0,0384	0,2466	0,00031	0,24691	100	300	796,00
N40-N41	423,55	398,45	421,55	395,75	293,65	0,0879	1,0294	0,00072	1,03012	100	300	796,00
N41-N42	398,45	395,37	396,45	392,67	37,8	0,1000	1,2867	0,00105	1,28775	100	300	796,00
N42-N43	395,37	381,55	393,37	378,85	72,9	0,1992	1,4864	0,00129	1,48769	100	300	796,00
N43-N44	381,55	366,98	379,55	364,28	24,23	0,6302	1,56505	0,00139	1,56644	100	300	796,00

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu		Vitesse Autocurage
800	13,30	6,68	0,04	0,00	0,480	0,18	0,13	0,02	6,390	2,402	0,104	0,020	0,67	0,0665	3	Autocurage vérifié
800	14,30	7,18	0,14	0,00	0,696	0,18	0,26	0,02	9,959	2,593	0,205	0,019	0,72	0,0711	3	Autocurage vérifié
800	15,30	7,69	0,17	0,00	0,732	0,18	0,28	0,02	11,196	2,781	0,221	0,018	0,77	0,0758	3	Autocurage vérifié
800	16,30	8,19	0,18	0,00	0,752	0,18	0,29	0,02	12,260	2,967	0,230	0,018	0,82	0,0806	3	Autocurage vérifié
800	17,30	8,69	0,18	0,00	0,750	0,18	0,29	0,02	12,977	3,150	0,229	0,018	0,87	0,0855	3	Autocurage vérifié

Tableau IV -5 : Calcul hydraulique du Collecteur MARAKO

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dex (mm)	Dcal (mm)
------	-----------	-----------	-----------	-----------	----------	---------	-------------------------	-------------------------	------------------------	----	----------	-----------

N45-N46	395,61	391,67	393,61	388,97	126,27	0,0367	1,1928	0,00107	1,19387	100	300	796,00
N46-N47	391,67	392,64	389,67	389,94	208,5	-0,0013	2,4997	0,00224	2,50194	100	300	796,00
N47-N48	392,64	392,8	390,64	390,1	129,19	0,0042	2,81073	0,00289	2,81362	100	300	796,00
N48-N49	392,8	392,54	390,8	389,84	18,7	0,0513	3,3928	0,00411	3,39691	100	300	796,00

Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu		Vitesse Autocurage
800	18,30	9,19	0,13	0,00	0,677	0,18	0,24	0,02	12,388	3,322	0,195	0,019	0,92	0,0909	3	Autocurage vérifie
800	19,30	9,70	0,26	0,00	0,845	0,18	0,34	0,02	16,302	3,532	0,275	0,018	0,97	0,0947	3	Autocurage vérifie
800	20,30	10,20	0,28	0,00	0,860	0,18	0,36	0,02	17,466	3,729	0,285	0,018	1,02	0,0991	3	Autocurage vérifie
800	21,30	10,70	0,32	0,00	0,890	0,18	0,39	0,02	18,954	3,940	0,309	0,018	1,07	0,1029	3	Autocurage vérifie