



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche
Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : génie civil

Option : Constructions hydrauliques et aménagements

Thème

**Calcul d'un réseau d'Assainissement :
Etude des collecteurs d'amenée des eaux
usées de oued falı vers la step**

Réalisé par :

IDDIR Abdenour

TERMOUL Koceila

Encadré par :

M' :DJEMAI Mohammed

Année universitaire : 2021/ 2022

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Au nom de Dieu le tout puissant qui ma donné la volonté, la patience et qui m'avait mis sur le bon chemin pour arriver à ce jour-là, je dédie ce modeste travail

A mon père, Tu as su m'inculper le sens de la responsabilité, tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite, je te dois ce que je suis aujourd'hui. Merci infiniment et que dieu te garde.

A ma chère maman, Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection, tu n'as cessé de me soutenir et m'encourager tout au long de mon parcours. En ce jour mémorable, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour. .

A mes chers frères, Merci pour votre disponibilité, soutien, conseils et d'avoir toujours cru en moi .

A ma chère sœurs, Je ne saurai jamais vous remercier pour votre soutien et votre amour envers moi.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis

Ainsi qu'à tout qui me sont chers.

Abdenour

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A ma très chère maman, pour son amour, ses encouragements, ses sacrifices et ses prières qui m'ont toujours accompagnées.

Au meilleur des pères, pour son soutien, son affection et la confiance qu'il m'a accordé.

"Mes parents" Quoique je puisse dire, je ne pourrais exprimer ma grande affection et ma profonde reconnaissance et j'espère être à la hauteur de leurs attentes.

*A mes précieuses sœurs, source de force et d'amour.
A mes chers frères, source de bonheur.*

A toute ma famille, oncles et tantes et toutes les personnes qui m'ont encouragé et soutenu.

Koceila

Remerciement

Nous remercions en premier lieu DIEU qui nous a donné le courage, la patience et la force pour achever ce travail

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à **Mr M.DJEMAI** pour son encadrement, son attention, ses orientations judicieuses et sa patience qui nous a permis d'accomplir ce projet de fin d'étude.

Nous adressons aussi nos remerciement à tous les profs du département Génie civil.

Nous souhaitons également remercier les membres de jury, Mme **F.CHERIFI**, Mr **H.DEHMOUS** et d'avoir accepté d'évaluer ce travail de fin d'étude

Nos remerciements vont également à nos familles pour leur soutien et leurs encouragements.

Résumé

Abstract

The aim of our work is the sanitary protection of the oued and the SEBAOU aquifer.

The water conveyed by a unitary network from the western zone of Tizi-Ouzou discharges directly into the oued without any prior treatment. Population growth and the projection of a newly urbanized area increasingly increase the amount of pollution released daily.

Finally, it was proposed to complete the sewerage network in accordance with the applicable standards and in accordance with the region's requirements for the discharge of wastewater (domestic sewage and storm water), in addition to eliminating pollution in the area of study.

Key words : Sewage network, Wastewater, Sanitation, Rainwater, Pollution.

المخلص

لهدف من عملنا هو الحماية الصحية للوادي وطبقة المياه الجوفية سيباو.
تصب المياه المنقولة بشبكة وحدوية من المنطقة الغربية لتيزي| وزو مباشرة إلى الوادي دون أي معالجة مسبقة. يؤدي النمو السكاني وتوقع منطقة حضرية جديدة إلى زيادة كمية التلوث التي يتم إطلاقها يوميًا بشكل متزايد.
أخيرًا، تم اقتراح استكمال شبكة الصرف الصحي وفقًا للمعايير المعمول بها وفقًا لمتطلبات المنطقة لتصريف مياه الصرف الصحي (مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار)، بالإضافة إلى إزالة التلوث في منطقة الدراسة.
الكلمات المفتاحية: شبكة الصرف الصحي ، الصرف الصحي ، الصرف الصحي ، مياه الأمطار ، التلوث.

Résumé

L'objectif de notre travail est la protection sanitaire de l'oued et la nappe SE-BAOU. Les eaux acheminées par un réseau unitaire de la zone ouest de Tizi-Ouzou déversent directement dans l'oued sans aucun traitement préalable. La croissance de la population et la projection d'une zone nouvellement urbanisée, augmentent de plus en plus la quantité de pollution rejetée journalièrement.

Enfin, il a été proposé de terminer le réseau d'égouts conformément aux normes applicables conformément aux exigences de la région en matière de rejet d'eaux usées (eaux usées et eaux pluviales), en plus d'éliminer la pollution dans la zone d'étude.

Mots clés : Réseau d'assainissement, eaux usées , assainissement, eaux pluviales, pollution.

Table des matières

Introduction générale	I
I Généralité sur l'assainissement.	1
I.1 Introduction	1
I.2 Objectif de l'assainissement	1
I.3 Classification des eaux	1
I.3.1 Les eaux usées domestiques	1
I.3.2 Les eaux usées industrielles	2
I.3.3 Les eaux pluviales	2
I.4 Types d'assainissement	2
I.4.1 L'assainissement collectif	2
I.4.2 L'assainissement individuel ou autonome	3
I.5 Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	4
I.5.1 Systèmes fondamentaux	4
I.6 Choix du système d'assainissement	9
I.7 Schémas d'évacuation	9
I.7.1 Schéma Perpendiculaire	9
I.7.2 Schéma à Déplacement Latéral	9
I.7.3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	10
I.7.4 Schéma à Collecteur Etagé	10
I.7.5 Schéma Type Radial	11
I.8 Choix du schéma du réseau d'évacuation	11
I.9 Principe du tracé du réseau	12
I.10 Les éléments constitutifs du réseau d'égout	12
I.10.1 Les ouvrages principaux	12
I.10.1.1 Canalisations	13
I.10.2 Les ouvrages annexes	13
I.10.2.1 Les ouvrages normaux	14
I.10.2.2 Les ouvrages spéciaux	15
I.11 La dégradation d'un réseau d'assainissement	16
I.11.1 Types de dégradation	16
I.12 Conclusion	17
II Présentation de la zone d'étude	18
II.1 Introduction	18
II.2 Situation géographique.	18

II.3	La morphologie	19
II.4	Etude climatique :	19
II.4.1	la température de l'air.	20
II.4.2	Le Vent :	20
II.4.3	L'humidité relative.	21
II.4.4	L'ensoleillement.	21
II.4.5	. La gelée.	22
II.4.6	La neige.	22
II.4.7	L'orage.	23
II.4.8	L'évaporation.	23
II.4.9	La pluviométrie.	23
II.5	Evolution de la population	26
II.6	Situation hydraulique	27
II.6.1	Besoins en eau de consommation.	27
II.6.2	Alimentation en eau potable.	27
II.6.2.1	Ressources en eau.	27
II.6.2.2	Description de l'alimentation en eau potable.	27
II.7	Le réseau d'assainissement actuel de la zone d'étude	28
II.8	Conclusion	29
III	Etude hydrologique	30
III.1	Objectif de l'étude hydrologique	30
III.2	Détermination de la précipitation maximale journalière décennale.	30
III.3	Généralités sur les précipitations	31
III.3.1	Les averses	31
III.3.2	Période de retour	31
III.3.3	Intensité moyenne des précipitations	31
III.4	Etude des précipitations maximales journalières	32
III.4.1	Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	33
III.4.1.1	Calcul de la fréquence expérimentale	33
III.4.1.2	Analyse statistique	35
III.4.2	Le choix du type de la loi	36
III.4.2.1	Méthode de GAUSS	37
III.4.2.2	Loi de GUEMBEL	39
III.5	Calcul de l'intensité de précipitation (I) [l/s/ha].	41
III.6	Conclusion	41
IV	Evaluation Des Débits	42
IV.1	Introduction	42
IV.2	Objectif	42
IV.3	Evaluation des débits des eaux pluviales	42
IV.3.1	Méthode rationnelle	43
IV.3.1.1	Aire des sous bassins	43
IV.3.1.2	Intensité des précipitations	43
IV.3.1.3	Coefficient de ruissellement	43

IV.3.1.4	Validité de la méthode rationnelle	45
IV.3.1.5	Calcul des débits des eaux pluviales.	45
IV.4	Estimation de la population aux différents horizons.	46
IV.4.1	les besoins en eau de la population aux différents horizons : . . .	48
IV.4.2	Les besoins en eau des équipements.	49
IV.4.3	Estimation des débits des eaux usées	50
V	Dimensionnement et Calcul Hydraulique	54
V.1	Introduction	54
V.2	Conception du réseau	54
V.3	Conditions d'écoulement et du dimensionnement	55
V.3.1	Dimensionnement des collecteurs	55
V.3.2	les résultats	64
V.4	Calcul hydraulique	65
V.4.1	Equation de base	65
V.4.1.1	Evaluation de coefficient de CHEZY	66
V.5	Calcul de la vitesse à pleine section V_{ps}	67
V.6	Calcul du débit à pleine section Q_{ps}	68
V.7	Calcul des vitesses et hauteurs d'eau dans les conduites	68
V.8	Calcul et dimensionnement du déversoir d'orage	75
V.8.1	Calcul du DVO du collecteur A	76
V.9	Conclusion	77
	Conclusion générale	79
	Bibliographie	80

Liste des figures

I.1	Types d'installation d'assainissement collectif.	3
I.2	Type d'installation d'assainissement autonome.	4
I.3	Schéma d'un réseau unitaire.	5
I.4	schéma d'un système séparatif.	6
I.5	schéma du réseau mixte.	6
I.6	Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.	7
I.7	Schéma perpendiculaire.	9
I.8	Schéma par déplacement latéral.	10
I.9	Schéma transversal ou oblique	10
I.10	Schéma par zone étagée.	11
I.11	Schéma radial.	11
I.12	Caniveaux.	14
II.1	: Situation géographique de l'assiette du terrain (photo satellite). . .	19
II.2	Diagramme ombro-thermique	26
V.1	Déversoir classique à seuil lateral	75

Liste des tableaux

I.1	La pollution journalière produite par une personne	2
I.2	Classes des eaux industrielles	2
I.3	Avantages et inconvénients des différents systèmes	8
I.4	Différents type de conduite et leur utilisation.	13
II.1	Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006], station de (DBK).	20
II.2	vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période [1990-2006]. (ANRH), station de (DBK).	21
II.3	Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006], station de (DBK).	21
II.4	Ensoleillement mensuel moyen (heures) pendant la période [1991-2006], station de (DBK).	22
II.5	valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période [1990-2006], station de (DBK).	22
II.6	valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période [1990-2006], station de (DBK).	22
II.7	valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours d'orage pendant la période [1990-2006], station de (DBK).	23
II.8	Evaporation moyenne mensuelle en (mm) pendant la période [1990-2006], station de (DBK).	23
II.9	Série pluviométrique (1975 à 2005), station de (DBK).	24
II.10	Série pluviométrique (1975 à 2005), station de (DBK).	25
II.11	Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.	26
II.12	Besoins en eau de consommation	27
III.1	Précipitations maximales journalières annuelles [1984-2005].	32
III.2	Fréquence des Pjmax (mm) relevées à la station de DBK (1984-2005).	34
III.3	Test d'adéquation.	38
IV.3	Le calcul des débits pluviaux	46
IV.4	Population aux différents horizons	48
IV.5	les besoins en eau de la population aux différents horizons.	49
IV.6	les besoins en eau de la population aux différents horizons.	49
IV.7	récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.	50
IV.8	Débit moyen journalier des eaux usées à long terme.	50
IV.9	Débits des eaux usées aux différents horizons.	51

IV.10 Débits de pointe à l'horizon 2037	52
IV.11 débit de point à l'horizon 2022	52
V.1 Dimensionnement du collecteur	56
V.2 Dimensionnement du collecteur B et du collecteur commun.	61
V.3 la récapitulation du dimensionnement des collecteurs	64
V.4 Valeurs de γ en fonction de la nature des parois	66
V.5 coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur.	67
V.6 Calcul hydraulique du collecteur A	69
V.7 calcul hydraulique du collecteur B et du collecteur commun	73

Liste des abréviations

ANRH	Agence nationale des ressources hydriques
CW	Chemin de wilaya
DVO	Déversoir d'orage
STEP	Station d'épuration
DBO	Demande biochimique en oxygène
DBO ₅	Demande biochimique en oxygène en cinq jours
MES	Matières en suspension
EP	eau pluvial
EU	Eau usée
VPS	vitesse à pleine section
CET	Centre d'enfouissement technique.
I_m	Intensité moyenne
C	Coefficient de CHEZY
Q _{ep}	débit des eaux pluviales (l/s).
C_r	Coefficient de ruissellement
Q _{mJ}	Débit moyen journalier en (l/s).
Q _{mh}	Débit moyen horaire en (m ³ /h)
Q _p	Débit de pointe en(m ³ /h)
Ø	Diamètre (m)
V	vitesse d'écoulement (m/s)
AGV	Automatic Guided Vehicules
Rh	rayon hydraulique (m).

Introduction générale

L'assainissement des agglomérations est l'une des principales préoccupations des collectivités locales. Qu'il s'agisse des eaux usées, dont les quantités ne cessent d'augmenter, ou des eaux pluviales, qui véhiculent de plus en plus de pollution, la nécessité de concevoir des réseaux adaptés et des dispositifs de traitement efficaces s'impose comme un enjeu majeur pour de nombreux responsables techniques et pour les élus.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui se base sur la réalisation d'un système d'évacuation d'eaux usées et pluviales et la projection d'une station d'épuration au niveau de Oued Falli Commune et Daira de Tizi Ouzou.

La topographie de la zone se présente sous forme de deux bassins versants, le premier regroupe les lotissements Anar Amellal et Louggar et le second regroupe le lotissement Sud Ouest et la Zhun Oued Falli. Le réseau de collecte de ces lotissements est réalisé mais les rejets se font directement à ciel ouvert sans aucune épuration préalable, ce qui est considéré sans aucun doute une source importante de pollution en contaminant les nappes, les réservoirs et principalement Oued Falli où se déversent tout les effluents de la zone d'étude, sans oublier également les maladies à transmission hydriques engendrées par ces eaux.

Les eaux pluviales de notre zone d'étude sont drainées naturellement vers les cours d'eau existants, ce qui constitue une autre partie de pollution; les eaux de ruissellement lessivant le sol et pouvant même l'éroder. Ainsi que les risques d'inondations surtout en cas d'orages et d'averses. Pour pallier à ce problème et afin de protéger les ressources en eau et d'éviter tout risque de contaminations, ces eaux doivent être collectées par deux collecteurs principaux à partir des deux points de rejets; les eaux usées vont être acheminées vers une station d'épuration projetée à l'aval de Oued Falli, et les eaux pluviales seront limitées par des déversoirs d'orage, et seront canalisées par une conduite ovoïdale et déversées dans l'Oued Sebt.

Afin de mener à bien notre étude, nous avons abordé le sujet sous plusieurs aspects structurés en cinq chapitres :

- Chapitre I : généralité sur l'assainissement
- Chapitre II : présentation de la zone d'étude
- Chapitre III : étude hydrologique
- Chapitre IV : évaluation des débits
- Chapitre V : dimensionnement et Calcul Hydraulique

Chapitre I

Généralité sur l'assainissement.

I.1 Introduction

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

I.2 Objectif de l'assainissement

- Assurer l'évacuation et le traitement des eaux usées et des eaux pluviales le plus rapidement possible en minimisant les risques pour la santé et pour l'environnement ;
- Assurer la protection des biens et des personnes (pour une intensité de pluie choisie).

I.3 Classification des eaux

I.3.1 Les eaux usées domestiques

Après utilisation de l'eau par les consommateurs, les eaux usées domestiques sont évacuées. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent :

- en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées en détergents, en graisses, en solvants, en débris organiques,...
- en eaux de vanne : il s'agit de rejets de toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. Les normes de rejets appliquées en Algérie sont celles de l'OMS, elles sont indiquées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 – La pollution journalière produite par une personne

Paramètres	Quantité (g)
MES	90
DBO5	120
DCO	60
Matières Azotées (MA)	15
Matières Phosphorées (MP)	4

I.3.2 Les eaux usées industrielles

Les caractéristiques des eaux usées industrielles varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques (MO), matières Azotées et phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des métaux lourds, des hydrocarbures. Les eaux industrielles sont classées dans le tableau I.2ci-après :

Tableau I.2 – Classes des eaux industrielles

Classes ou catégories	Industrie minière, fonderie.
2. Les eaux à pollution organique	Industrie agro-alimentaires.
3. Les eaux à pollution mixte	Industrie du papier, de textiles.
4. Les eaux à pollution radioactives	Industrie nucléaire.
5. Les eaux à pollution d'origine accidentelles	Fuites d'hydrocarbures.

I.3.3 Les eaux pluviales

Les eaux de pluies se chargent d'impuretés au contact de fumées industrielles puis des résidus comme les carburants, métaux lourds, huile...pendant leur ruissellement sur les toits et chaussées. En plus de leurs pollutions, les eaux de pluies présentent des risques d'inondation et débordement dans les milieux urbains et perturbent le fonctionnement de la STEP pendant les orages dans le cas des systèmes unitaires.

I.4 Types d'assainissement

Il existe deux types d'installations d'assainissement :

- L'assainissement collectif, avec raccord ou tout-à-l'égout ;
- L'assainissement non collectif ou individuel (autrefois grâce à une fosse septique) ;

Dans les deux cas, une redevance d'assainissement est appliquée.

I.4.1 L'assainissement collectif

L'établissement d'un réseau collectif d'assainissement d'une ville (figure I-1) doit répondre aux deux catégories de préoccupations suivantes :

- Le transit vers une station d'épuration des eaux usées domestiques et éventuellement des eaux industrielles
 - l'évacuation des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.
- L'écoulement de ces eaux peut se faire de manière gravitaire en utilisant les pentes naturelles ; cependant, dans des cas très rares, il peut être sous pression.

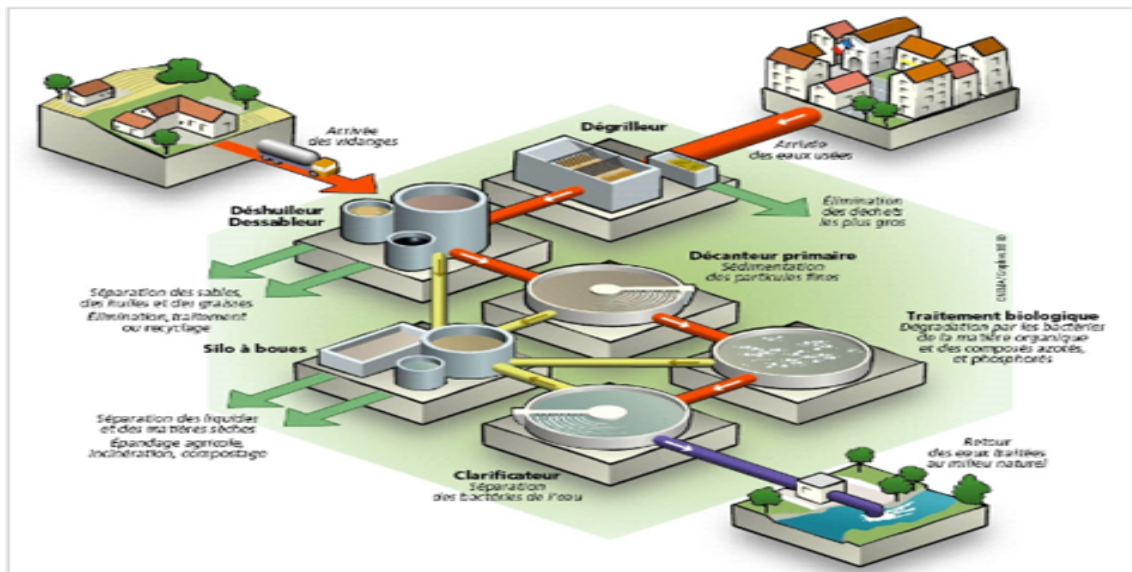


Figure I.1 – Types d'installation d'assainissement collectif.

I.4.2 L'assainissement individuel ou autonome

L'assainissement autonome ou individuel (Figure I-2) concerne les dispositifs à mettre en place dans la concession pour la collecte et le traitement des eaux usées domestiques en utilisant les caractéristiques épuratoires qu'offre le sol. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées ainsi que leur évacuation, sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces eaux usées domestiques peuvent soit provenir d'une maison individuelle, on parle alors d'assainissement autonome individuel, soit d'une parcelle privée mise en lotissement et comprenant des bâtiments d'habitation collective ou d'un édifice public, on parle d'assainissement autonome public.

Le système autonome est proposé lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. En termes d'investissement, au-delà de 50 m entre branchements, l'assainissement individuel est à retenir.

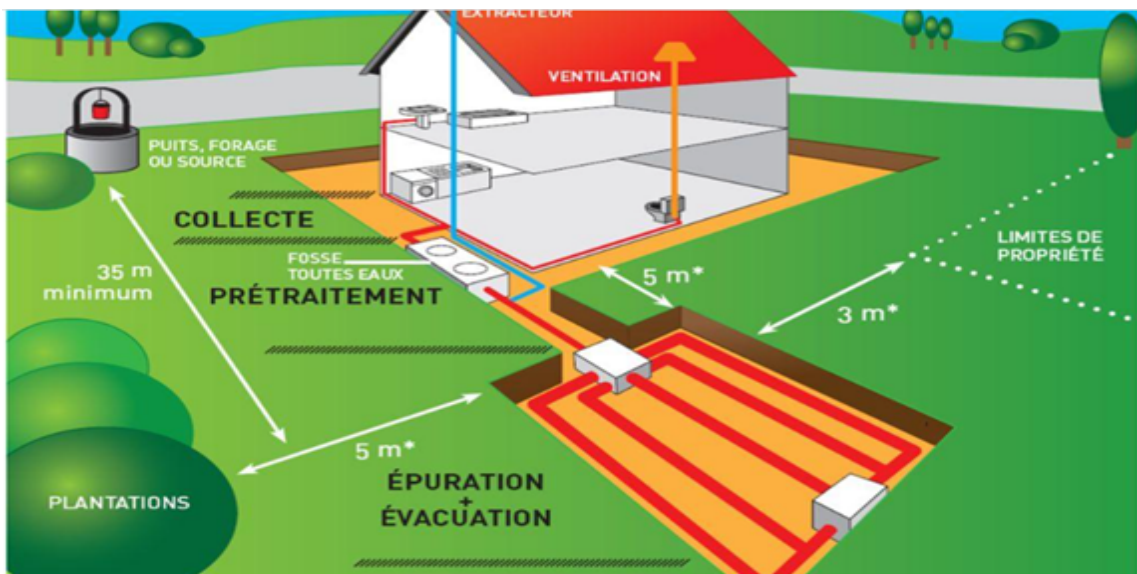


Figure I.2 – Type d'installation d'assainissement autonome.

I.5 Divers systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement ;

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a six principaux systèmes d'évacuation qui se présente :

I.5.1 Systèmes fondamentaux

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge.

On distingue :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système mixte ;
- Système pseudo-séparatif.

a) Système unitaire

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

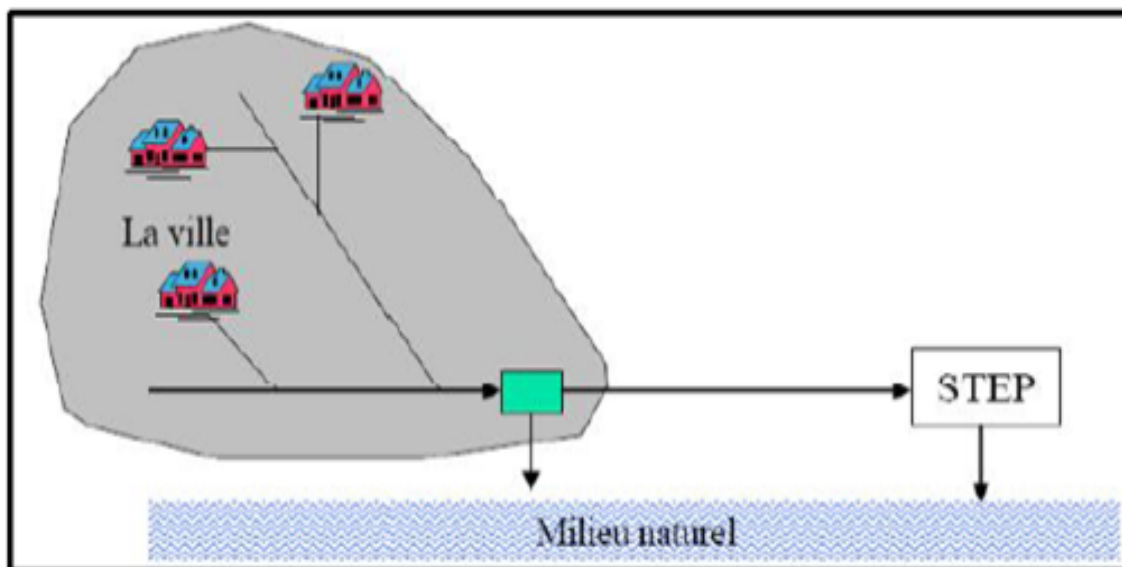


Figure I.3 – Schéma d'un réseau unitaire.

b) système séparatif

Ce système comprend deux réseaux (Figure I-4), l'un pour les eaux pluviales et l'autre pour les eaux usées.

- Réseau Pluvial : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale et transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.
- Réseau d'Eaux Usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

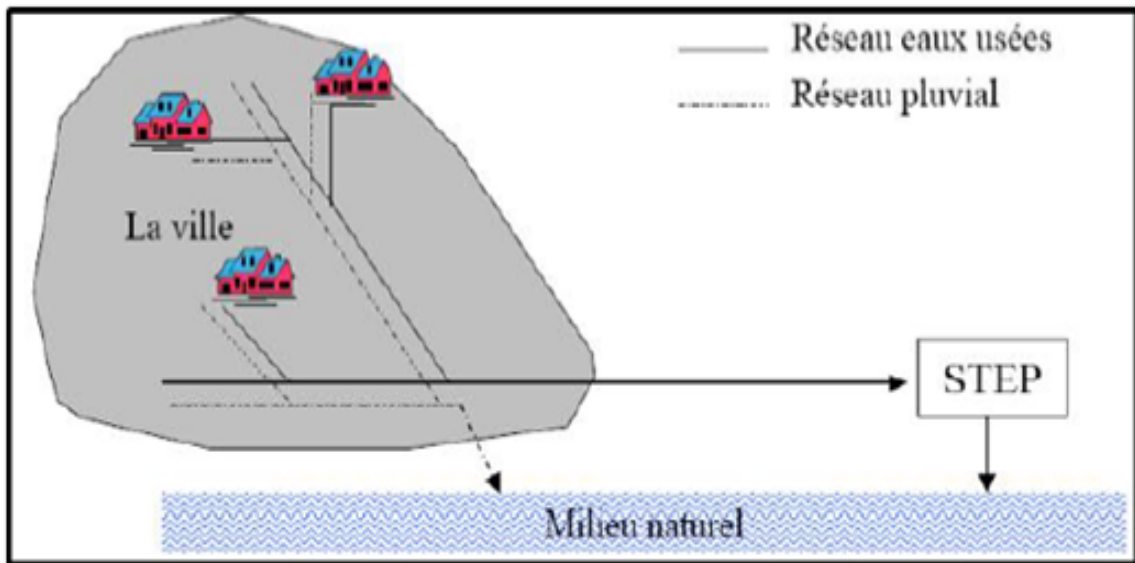


Figure I.4 – schéma d'un système séparatif.

c) Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

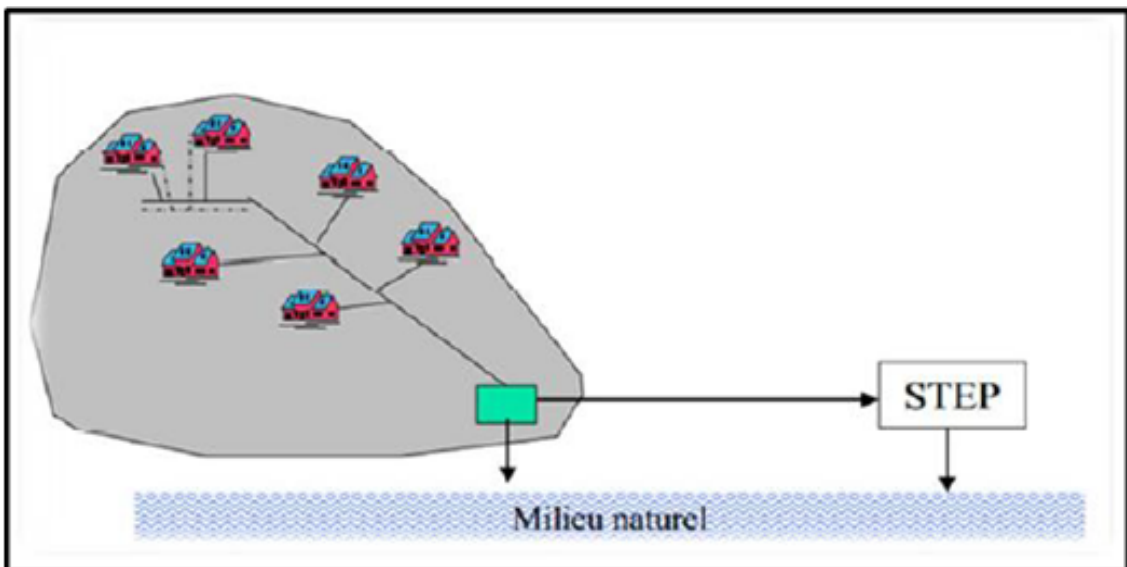


Figure I.5 – schéma du réseau mixte.

d) Système pseudo- séparatif :

Le système pseudo séparatif (Figure I-6) est un système dans lequel on divise les apports des eaux pluviales en deux parties :

- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoulent par des ouvrages particuliers : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature ;
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées

au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

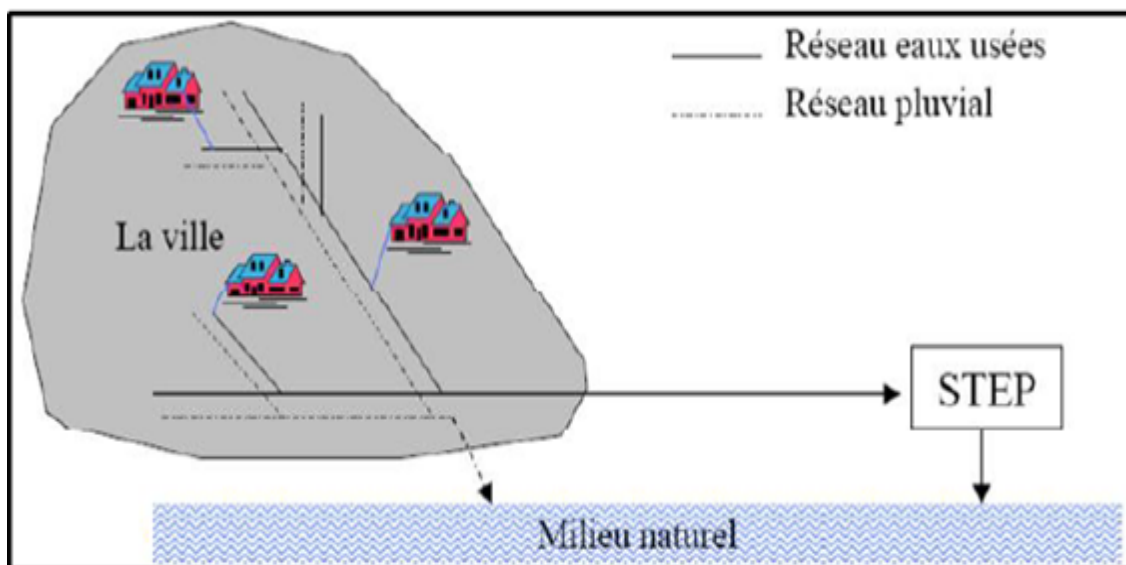


Figure I.6 – Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.

e) Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue ;

- Système sous pression sur la totalité du parcours : Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours ;
- Système sous dépression : Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

On propose le tableau (I.3) qui récapitule les particularités de chaque système

Tableau I.3 – Avantages et inconvénients des différents systèmes

Système	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitations
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales" au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - milieu naturel Préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - Surveillance accrue des branchements.

I.6 Choix du système d'assainissement

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

I.7 Schémas d'évacuation

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuation.

I.7.1 Schéma Perpendiculaire

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

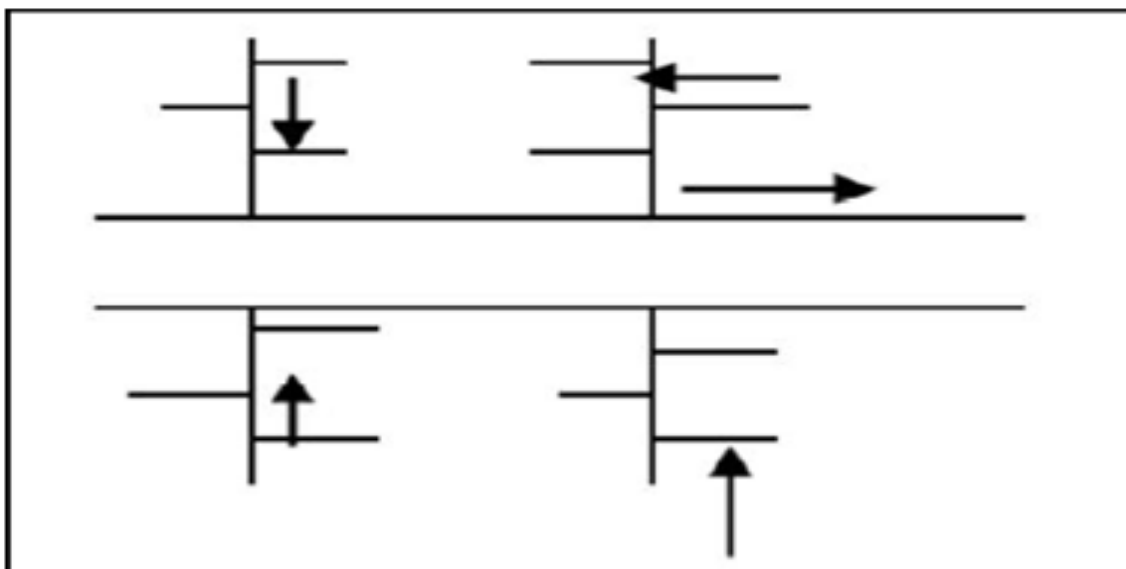


Figure I.7 – Schéma perpendiculaire.

I.7.2 Schéma à Déplacement Latéral

On adopte ce type de schéma quand il y'a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

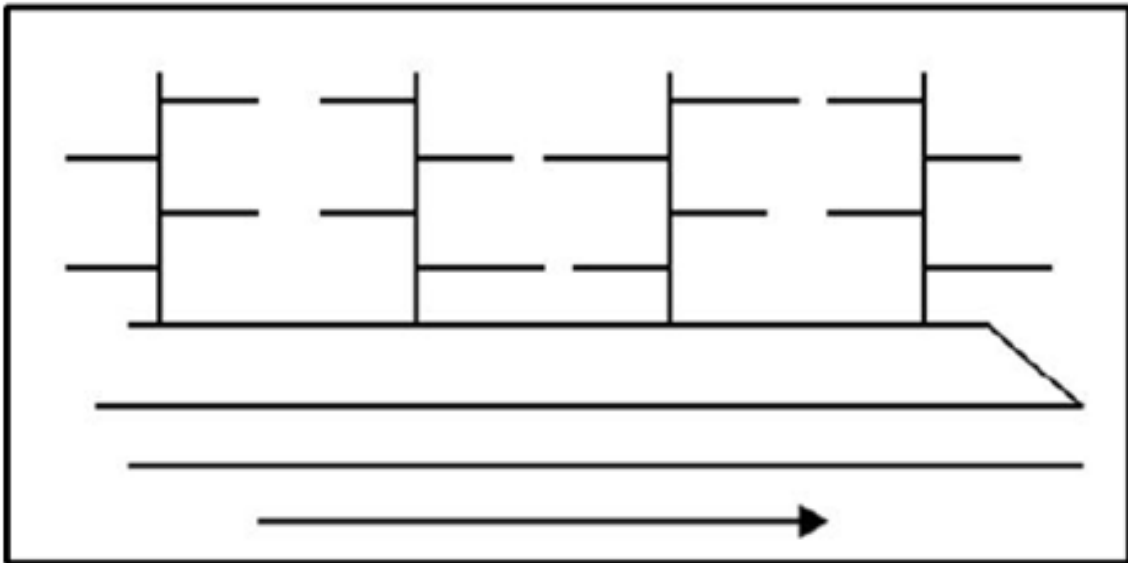


Figure I.8 – Schéma par déplacement latéral.

I.7.3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

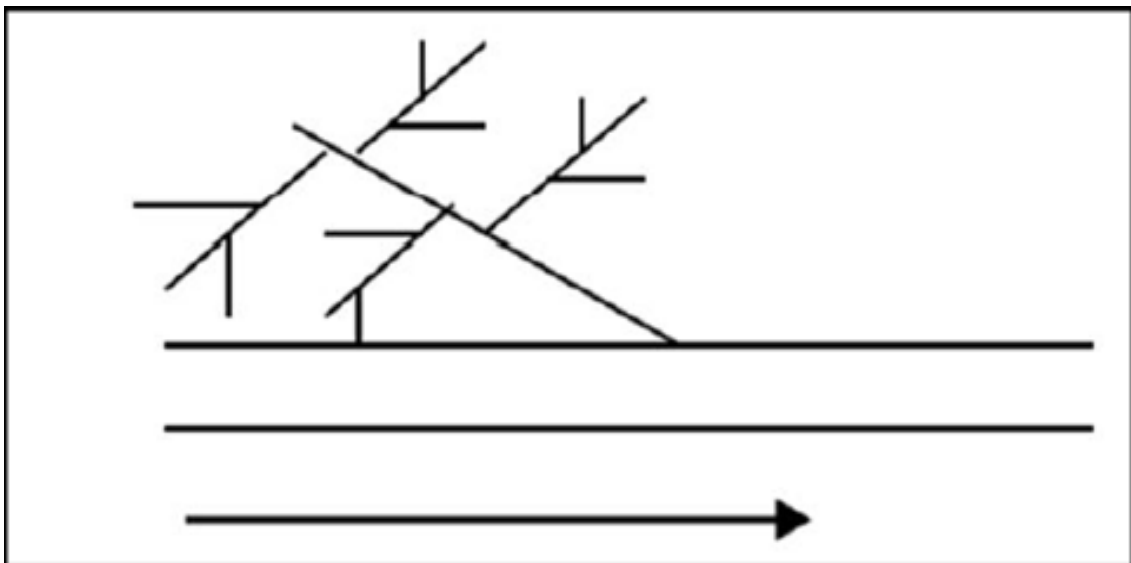


Figure I.9 – Schéma transversal ou oblique

I.7.4 Schéma à Collecteur Etagé

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

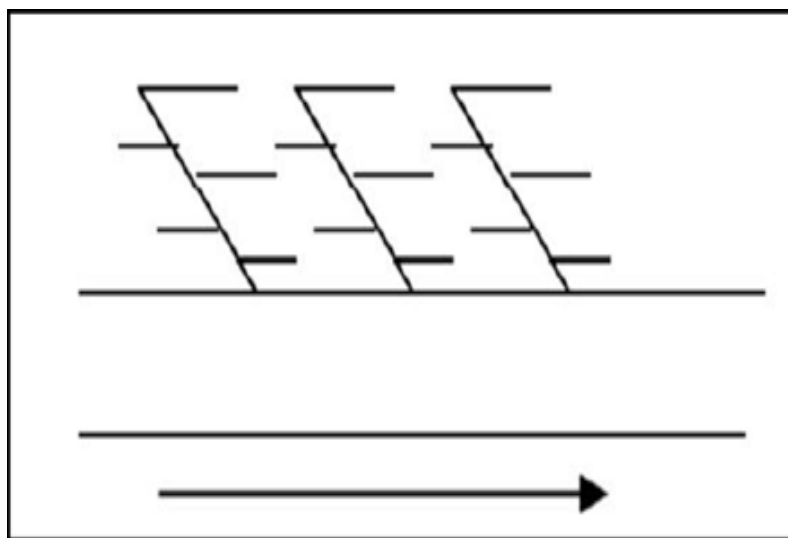


Figure I.10 – Schéma par zone étagée.

I.7.5 Schéma Type Radial

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

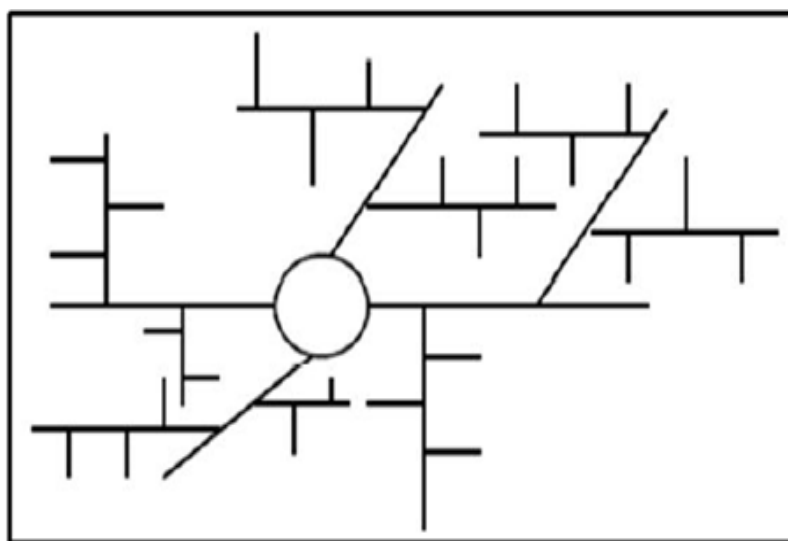


Figure I.11 – Schéma radial.

I.8 Choix du schéma du réseau d'évacuation

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.

- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

I.9 Principe du tracé du réseau

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- Les collecteurs doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation ;
- Les contre inclinaisons sont à éviter, si c'est possible ;
- Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans les rues

Larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer. Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :

- Les profondeurs des caves des maisons avoisinantes L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.
- La résistance au gel des canaux L'épaisseur de terre nécessaire et minimale pour empêcher la congélation du contenu, des canaux dépend du climat local.

I.10 Les éléments constitutifs du réseau d'égout

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées (susceptibles de provoquer une pétrification,) dans les conditions d'hygiène favorable ;

En matière d'assainissement nous trouvons :

- Les ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, ou l'évacuation de ces derniers hors des agglomérations.
- Les ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

I.10.1 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondent aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

I.10.1.1 Canalisations

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

- Caractéristiques nécessaires des canalisations - Etanchéité
 - inertie à l'action des polluants.
 - épaisseur suffisantes pour résister aux surcharges.
 - faible rugosité.
- Type de canalisations Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination dont les plus utilisés sont cités dans le tableau (I.4)

Tableau I.4 – Différents type de conduite et leur utilisation.

Conduite	Utilisation
Béton non armé	Utilisé en préfabrication
Béton Armé	Pour les grandes sections.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C)	Petites sections circulaires uniquement.
Grès	Recommandé pour les zones industrielles.
Amiante-ciment	Caractéristiques voisines du P.V.C.

- Choix du type de canalisation

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

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

I.10.2 Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée, fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts. Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

I.10.2.1 Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux .Ils assurent généralement la fonction d'accès au réseau.

- Les branchements Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, et de les acheminer vers le collecteur principal.
- Les Caniveaux Ce sont des ouvrages annexes de voirie destinés à collecter des eaux pluviales provenant de la chaussée et éventuellement du trottoir jusqu'aux bouches d'égout (Figure I.12).



Figure I.12 – Caniveaux.

- Les bouches d'égout La bouches d'égouts (souvent appelée avaloir) (Figure I.13) est un élément propre aux réseaux d'égouts pluvial et unitaire, une bouche d'égout a pour fonction de collecter habituellement en bordure des rues, les eaux de ruissellement de surface, afin que celles-ci puissent être acheminées vers l'égout pluvial ou l'égout unitaire. Elles sont généralement établies aux points bas des caniveaux.

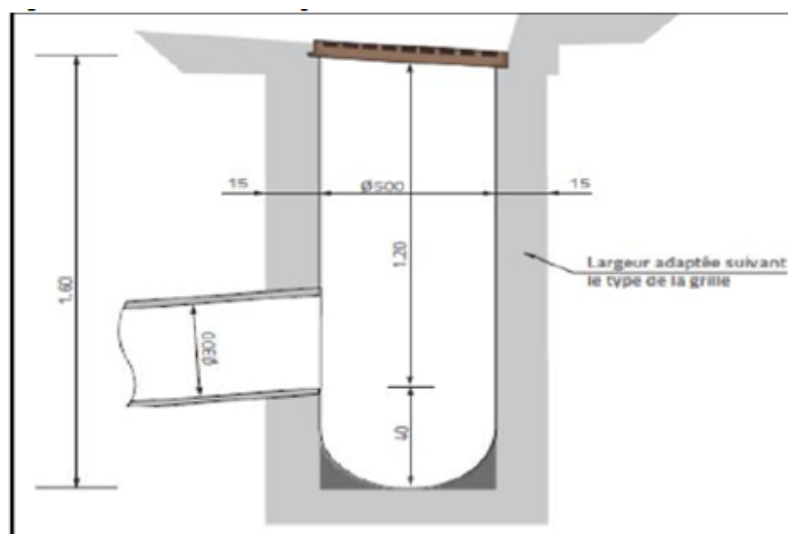


Figure I.13 – bouche d'égout .

- Les Regards Un regard est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement, étant donné qu'il permet d'accéder à une conduite pour effectuer des tâches d'entretien et qu'il assure la ventilation dans le réseau, ce qui facilite l'évacuation de gaz certains étant nauséabonds, toxiques et explosifs (CH_4 , CO_2 , NH_3). Il existe trois types de regard, assurant chacun une fonction particulière.
- Regards de tête Implantés juste au début du collecteur pour assurer le branchement des abonnés ainsi que le curage de réseau (chasse d'eau) dans les zones plates.
- Regards de visite Destinés à l'entretien et à l'orientation du réseau, ils sont disposés à :
 - chaque jonction d'un collecteur.
 - chaque changement de direction.
 - chaque changement de pente.
 - chaque changement de diamètre.Ou plus généralement tous les 30 à 50 m en fonction du diamètre du collecteur.
- Regards de chute Nous les rencontrons dans les régions à forte pente. Ils sont réalisés pour briser la vitesse d'écoulement de l'eau dans le réseau qui risque de dépasser la vitesse maximale d'autodestruction (4 m/sec pour les buses en béton).

I.10.2.2 Les ouvrages spéciaux

- 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 par réduction

du réseau aval.

- Emplacement des déversoirs d'orage Ils sont placés :
 - Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
 - Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur.

- Avant leurs projections il faut voir
 - 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 ;
 - La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement ;
 - La topographie du site et les variations des pentes.
- Poste de relèvement des eaux d'égout
C'est un ouvrage équipé d'appareils destinés à élever les eaux d'un niveau à autre, soit pour éviter un obstacle, soit pour modifier des conditions devenues physiquement incompatibles avec les données d'aval, en particulier quand le réseau d'égout devient profondément enfoui sous terre, et économiquement inacceptables. Pour les petits débits, l'unité comprend souvent un seul bassin et des pompes submersibles. Cependant, pour les gros débits, on construit des stations souvent constituées d'un bassin mouillé qui reçoit les eaux d'égouts, et un bassin sec, où on installe les pompes.
- Bassins de dessablement
Ce sont des ouvrages qui doivent être placés à l'aval des collecteurs secondaires pour ne pas laisser les sables déboucher dans les collecteurs principaux, éroder les parois, ainsi que pour éviter les fermentations des éléments végétaux.

I.11 La dégradation d'un réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. C'est une quantification de l'écart entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale).

I.11.1 Types de dégradation

La dégradation d'un réseau d'égout peut être définie comme étant son incapacité à évacuer les eaux sanitaires et pluviales sans surcharge hydraulique, avec un certain impact sur l'environnement et la conservation de la bonne intégrité structurelle. Il est à noter qu'il y a trois types de dégradation.

- Dégradation hydraulique
C'est l'incapacité de l'égout à transporter le débit de conception sans dommages à la propriété. Un tronçon est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit pluvial et sanitaire. Il suffit parfois qu'un tronçon soit défaillant pour juger le dysfonctionnement de l'ensemble du réseau.

Cette dégradation se manifeste par les inondations suite à l'augmentation des débits de ruissellement, l'augmentation de la rugosité par usure ou excentricité des joints et la présence d'obstacles et de sédiments par manque d'entretien

- Dégradation structurale

Représente en général le mauvais état physique d'un tronçon de conduite. Le réseau d'égout est compté parmi les infrastructures souterraines, se mettant en contact d'une façon permanente par ces différents composants (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire, etc.) avec le milieu environnant. L'état du sol constituant l'assise de la conduite est très important, car il lui constitue un soutien latéral. La sollicitation des charges statiques permanentes et les charges dynamiques, liées au trafic routier, fait aussi partie du milieu environnant. L'ensemble de ces facteurs associé au vieillissement du réseau et la qualité de maintenance représentent les causes de la dégradation structurale. Cette dernière, peut aussi influencer la stabilité du réseau et son fonctionnement ainsi qu'occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration.

- Dégradation environnementale

La dégradation environnementale la plus commune est le déversement des eaux unitaires par les déversoirs d'orage en temps de pluie. Il se manifeste quand la fréquence annuelle des déversements (sans traitement) dépasse largement la valeur prescrite par les services concernés (4 débordements par an, par exemple).

I.12 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, ainsi que les divers type de canalisation et décidé du choix du système d'évacuation et de type de canalisation à adopter afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

Pour notre zone d'étude on a fixé les choix suivants :

- Le système d'évacuation à adopter pour la zone d'étude est unitaire.
- Le type de canalisation adopté est conduit en béton comprimé à tulipes et en béton armé.

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

II.1 Introduction

Avant tout projet d'Hydraulique, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception et l'aboutissement d'un projet.

II.2 Situation géographique.

La zone d'étude est composée de la nouvelle zone d'habitation urbaine (zhun) Oued Falli qui constitue la zone d'extension Ouest du périmètre urbain existant de Tizi Ouzou.

A cette zhun s'ajoutent les lotissements suivants :

- Lotissement Sud Ouest.
- Lotissement Louggar.
- Lotissement Anar Amellal.

La zhun constitue le site d'implantation de la future station d'épuration, ses limites sont définies comme suit :

Au Nord : La zone est délimitée par le chemin de wilaya 128 qui dessert Termitine et Tizi Ouzou.

Au Sud : Piste agricole.

A l'Est : Lotissement Sud Est

A l'Ouest : Le centre d'enfouissement technique (CET).

La zhun Oued falli est une zone agricole, elle est située à près de 2km au WSW du chef lieu de la commune de Tizi Ouzou, sa superficie est de 81,70 ha, ce qui représente environ 60% de la surface potentiellement urbanisable qui est de 141.7ha. Selon le service technique de l'APC de Tizi Ouzou.



Figure II.1 – : Situation géographique de l'assiette du terrain (photo satellite).

II.3 La morphologie

La structure de la zone d'étude n'est pas mise en évidence car, la prédominance d'une lithologie tendre marneuse avec l'inclinaison des pentes et les quantités abondantes des pluies ont donné naissance à des formes non structurales (absence d'affleurement dure) ; il s'agit de versants convexes réduits en lanières bombées vers le ciel.

Pour les formes liées à l'action des eaux de ruissellement, on dénote les ravins en V qui sont inscrits au dépend de la formation imperméable marneuse et argileuse.

On remarque aussi la présence de vallons en berceau de direction NW qui sont dus à la concentration des eaux de ruissellement.

- Le réseau hydrographique La zone d'étude fait partie du sous bassins versant de l'Oued Sebaou Sebt, limité par les coordonnées géographiques L.L (3,9410°, 36,5744°) et L.L (4 ,1728°, 36,8335°), ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301km² avec un périmètre de 94,8 km. Il est de forme allongée ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées.

La zone Oued falli est située à la partie méridionale du sous bassin versant, elle est marquée sur sa marge Ouest par le passage de l'oued sebt, d'où la nomination de sous bassin versant.

Le réseau hydrographique qui caractérise la zone est de type hiérarchique comme l'ensemble de l'Algérie du nord, ce type de réseau est favorisé par la présence d'une lithologie tendre de relief plus ou moins accidenté, ajoutant les quantités importantes de pluie.

II.4 Etude climatique :

Sur le plan climatique, la zone d'étude s'inscrit dans létage bioclimatique humide qui reçoit une hauteur d'eau atteignant 1000mm. Cette quantité abondante

est justifiée par la présence d'une chaîne montagneuse de Djurdjura constituant une barrière qui freine les perturbations venant du Nord et du Nord-Ouest. Ce climat est de type méditerranéen caractérisé par deux périodes ; L'une humide avec un hiver doux, dont la moyenne des températures est de l'ordre de 12°C et l'humidité relative de 80 %. L'autre est relativement sèche avec une moyenne des températures enregistrée au mois d'Août est de l'ordre de 27°C est une humidité de 54 %.

Pour donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude nous avons utilisé les données recueillies au niveau de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi Ouzou et qui proviennent des mesures effectuées par la station de DBK vue qu'elle est proche et qu'elle présente le même relief que le site d'étude.

II.4.1 la température de l'air.

La température est un élément primordial dans les phénomènes d'évaporation et d'évapotranspiration, elle constitue un paramètre clé dans la définition du déficit d'écoulement et de l'état hydrique des sols.

Les données récupérées auprès des services météorologiques sont celle de la période allant de 1990-2006, elles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 – Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006], station de (DBK).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T moy c°	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	25	21,4	15,4	11,7	19,3
T max c°	15,8	17,5	21	22,8	28	33,8	37,7	38	33,4	28,4	21,2	16,9	26,21
T min c°	6,3	6,9	9	10,6	14,9	19,4	22,3	23,2	18,9	16,3	11,2	7,8	13,9

Ces données montrent que le minimum est en Janvier (10,5°C), le maximum en Août (29,7°C) et que la température moyenne annuelle est de 19,3°C. L'écart de température entre l'été (Août) et l'hiver (Janvier) est environ 19,2°C en moyenne.

II.4.2 Le Vent :

Le vent est un facteur important dans l'élaboration d'un système de protection d'une station d'épuration.

Les vitesses du vent mensuelles moyennes et maximales sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 – vitesse du vent mensuelle moyenne et maximale durant la période [1990-2006]. (ANRH), station de (DBK).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
V moy (m/s)	1,4	1,4	1,7	1,9	2,1	2,5	2,3	2,1	1,8	1,5	1,5	1,6	1,8
V max (m/s)	22,8	21,9	22,1	23,5	20,3	20,3	21,3	23,8	22	21,3	23,6	23,7	23,8

L'analyse de ce tableau nous montre que les vitesses moyennes du vent sont comprises entre 1,4m/s et 2,5m/s.

Les vitesses sont faibles durant le mois de Janvier et février et fortes durant la période de Juin et Juillet.

II.4.3 L'humidité relative.

L'humidité relative est un élément important du cycle hydrologique ; elle exprime le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Les données de l'humidité relative mensuelle moyenne sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau II.3 – Humidités moyennes mensuelles (%) relatives à la période [1990-2006], station de (DBK).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
H moy (%)	84,6	81,4	77	74,9	73,3	61,9	55,5	53,6	64	73,4	80,6	84,5	72,1

Les valeurs maximales de l'humidité relative sont atteintes en Novembre, Décembre, Janvier et Février. Elles sont minimales en Juillet et Août.

II.4.4 L'ensoleillement.

Les valeurs moyennes mensuelles observées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.4 – Ensoleillement mensuel moyen (heures) pendant la période [1991-2006], station de (DBK).

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
160	185	221	256	283	323	357	330	263	240	181,6	147	2946,7

L'analyse de ce tableau montre l'importance de l'insolation dans cette zone ; elle est de 2946,7 h/an.

II.4.5 . La gelée.

Tableau II.5 – valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de gelée pendant la période [1990-2006], station de (DBK).

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
3	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8

Ce phénomène est fréquent en hiver (Décembre à Février) avec un maximum de 3 jours au mois de Janvier.

II.4.6 La neige.

Tableau II.6 – valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours de neige pendant la période [1990-2006], station de (DBK).

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1

D'après ce tableau, la neige est un événement rare, voire exceptionnel au niveau de la ville de Tizi Ouzou.

Seul le mois de Février a enregistré un jour de neige durant cette période (1990-2006).

II.4.7 L'orage.

Tableau II.7 – valeurs moyennes mensuelles de nombre de jours d'orage pendant la période [1990-2006], station de (DBK).

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
2	2	1	2	2	2	1	2	3	2	2	2	23

II.4.8 L'évaporation.

Tableau II.8 – Evaporation moyenne mensuelle en (mm) pendant la période [1990-2006], station de (DBK).

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
44,7	50,4	76,6	83,5	108	165	213	208	142	99,4	65,2	46,5	1302,1

Nous remarquons que l'évaporation est importante aux mois de Juin, Juillet et Août ; elle est faible aux mois de Décembre, Janvier et Février. L'analyse de ces données est nécessaire pour mieux maîtriser les phénomènes climatiques de l'ensemble de la zone du projet à la fonction de la disponibilité des données recueillies au niveau des services spécialisés.

II.4.9 La pluviométrie.

La connaissance des pluies journalières et des intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques. On peut citer : les réseaux d'égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales ainsi que l'estimation des coûts pour la réalisation des réseaux de drainage.

La série des pluies observées à la station de DBK peut être considérée comme représentative de la zone d'étude étant donné sa taille (30ans).

Tableau II.9 – Série pluviométrique (1975 à 2005), station de (DBK).

	S	o	n	d	j	F	m	a	m	j	it	a	total
1975	30,4	20,2	314,5	64,5	69,9	210,6	64,0	74,5	96,1	8,2	37,8	0,0	990,7
1976	7,5	103,4	103,7	138,3	101,3	39,3	12,0	76,2	25,7	4,6	1,3	7,5	620,8
1977	1,5	17,9	94,4	13,9	114,6	36,3	97,3	128,6	89,4	0,3	--	0,4	594,6
1978	3,8	70,7	77,6	39,1	47,9	161,5	98,0	59,9	11,4	6,3	7,0	2,1	585,3
1979	94,5	80,3	150,1	37,3	137,2	32,3	143,0	121,7	21,0	--	--	2,5	819,9
1980	2,0	57,7	82,3	267,2	35,6	65,7	97,3	73,5	31,2	--	--	44,3	756,8
1981	2,3	52,2	25,3	116,0	224,9	152,2	29,5	20,0	43,0	7,6	--	2,6	675,6
1982	135,0	96,0	201,2	161,5	2,0	62,9	44,9	12,4	11,5	--	--	32,7	760,1
1983	0,5	38,4	77,6	56,0	123,5	138,1	78,0	31,7	?	--	--	?	?
1984	48,5	108,8	26,7	180,6	118,5	33,5	241,4	11,3	70,4	0,0	3,0	--	842,7
1985	37,2	76,0	70,5	63,5	80,4	110,3	210,2	49,7	2,0	18,6	4,6	3,1	726,1
1986	11,8	41,0	101,5	254,7	179,5	213,2	68,1	3,2	17,9	5,5	0,0	3,6	900,0
1987	31,0	19,8	113,6	47,0	46,8	56,1	72,9	60,1	10,1	29,3	25,0	0,0	511,7
1988	54,4	8,6	74,4	261,8	46,7	37,9	15,7	107,6	2,6	13,8	5,2	9,2	637,9
1989	21,7	20,0	74,2	33,7	66,7	0,0	33,3	55,3	68,7	21,8	26,8	0,0	422,2
1990	6,2	55,0	43,3	167,6	103,9	130,5	67,3	38,8	20,0	2,7	0,0	1,5	636,8
1991	4,8	131,7	36,7	13,7	143,8	51,4	86,5	137,4	53,1	22,7	2,9	0,0	684,7

Tableau II.10 – Série pluviométrique (1975 à 2005), station de (DBK).

1992	2,8	58,0	111,3	160,0	37,9	53,8	20,2	103,6	47,6	0,0	0,2	5,8	601,2
1993	57,3	35,6	63,2	93,3	99,5	70,2	3,8	46,9	7,3	0,6	0,0	20,1	497,8
1994	71,3	77,2	29,4	121,1	251,2	56,2	98,2	33,4	1,2	16,5	0,2	25,4	781,3
1995	10,5	27,1	36,3	63,2	174,1	200,7	62,4	139,9	46,3	19,2	6,4	9,9	796,0
1996	34,4	97,0	54,4	51,4	38,1	14,2	26,0	79,9	20,8	4,6	0,0	10,7	431,5
1997	45,6	79,7	215,8	127,8	43,3	129,5	64,1	103,7	243,8	0,3	0,0	3,6	1057,2
1998	22,7	76,5	113,1	88,5	116,6	102,8	75,1	16,7	24,0	0,1	0,0	1,5	637,6
1999	22,7	21,2	141,1	235,5	18,3	7,1	5,4	29,5	32,3	7,0	0,6	0,0	520,7
2000	5,9	71,7	83,5	56,6	252,4	74,8	2,5	31,7	30,0	--	--	1,7	610,8
2001	16,3	1,6	25,1	57,7	76,9	26,8	42,0	54,0	35,3	1,2	--	19,2	356,1
2002	13,0	33,4	192,3	259,7	271,7	90,2	55,4	120,8	32,4	--	--	--	1068,9
2003	18,7	46,5	72,3	181,0	115,3	48,9	115,8	74,0	134,7	6,7	1,3	7,3	822,5
2004	35,1	30,8	86,9	167,0	140,1	115,8	23,6	54,8	1,8	--	0,6	0,5	657,0
2005	16,8	52,9	71,1	94,3	121,0	168,8	31,1	20,0	61,7	2,7	1,5	2,7	644,6

Tableau II.11 – Les moyennes interannuelles des températures et des précipitations.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T moy c°	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	25	21,4	15,4	11,7	19,3
P moy (mm)	110	86,8	67,3	63,3	43,1	8,3	5,7	7,8	27,9	55,1	95,6	119	689,4

De l'analyse du tableau on révèle que la pluviométrie moyenne déterminée par la méthode de la moyenne arithmétique est de 689,4 mm avec des minima autour de 356,1mm (2000-2001) et des maxima autour de 1068,9mm (2001-2002) et que l'essentiel des précipitations sont observées pendant les mois de Novembre à Mai, la répartition interannuelle est régulière.

Pour caractériser les deux périodes sèche et humide on s'est appuyé sur une période d'observation de 30ans allant de (1975-2005), les données sont représentées sous forme d'un diagramme ombro-thermique.

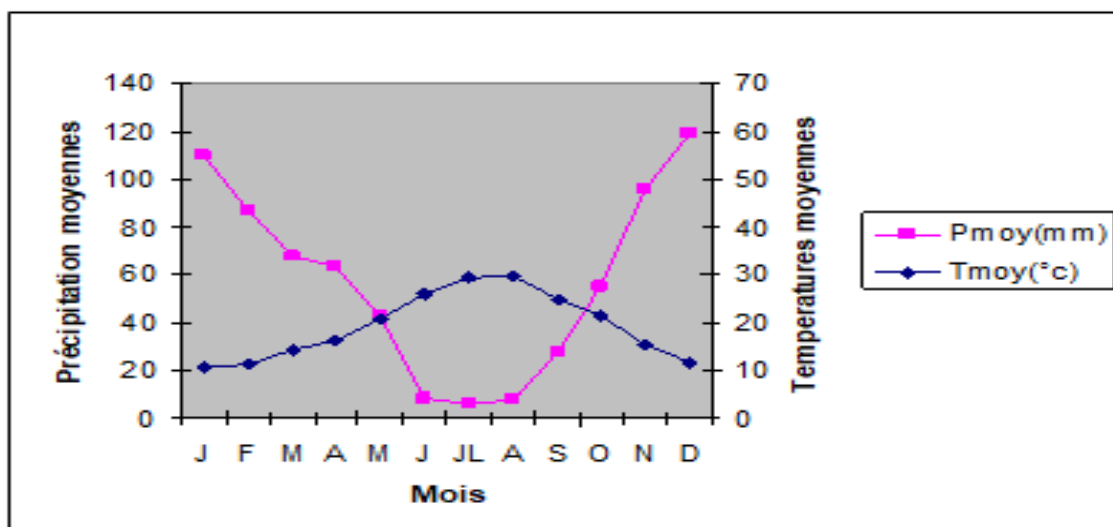


Figure II.2 – Diagramme ombro-thermique

De l'analyse du diagramme, il s'avère que la zone comprend deux périodes ; l'une humide qui s'étale sur 8mois (Octobre à Mai) et l'autre sèche qui s'étale sur 4mois (de Juin à Septembre).

II.5 Evolution de la population

Actuellement, notre zone d'étude compte 9684 habitants répartie comme suit :
 -Lotissement Sud Ouest : 5640hab

- Lotissement Louggar : 1459hab
- Lotissement Anar Amellal : 2585hab

S'agissant de la zhun Oued Falli, l'occupation humaine actuelle est très faible voir inexistante. (Source délégués RGPH 2007 de la commune de Tizi Ouzou).

II.6 Situation hydraulique

II.6.1 Besoins en eau de consommation.

L'estimation des besoins se réalise au moyen de normes (dotations) affectées aux deux types de besoins pris en considération ;

- Besoins de la population.
- Besoins des équipements.

Nous considérons la dotation en AEP de la population de 200 l /hab/j ; norme recommandée par l'administration en zone urbaine du fait que Tizi Ouzou est un chef lieu de la wilaya.

Par manque de données, les besoins des équipements sont estimés en utilisant un taux de majoration de 20% des besoins de la population. Selon la DRE de Tizi Ouzou.

Les besoins sont représentés dans le tableau ci- dessous :

Tableau II.12 – Besoins en eau de consommation

Année	Population	Besoins population (m ³ /j)	Besoins équipement (m ³ /j)
2008	9684	1937	387.4

II.6.2 Alimentation en eau potable.

II.6.2.1 Ressources en eau.

Les principales ressources souterraines connues de la commune de Tizi Ouzou dont fait partie la zone d'étude sont assurées par la nappe alluviale de l'Oued Sebaou, le captage de l'eau se fait par forages et puits et même par les sources.

II.6.2.2 Description de l'alimentation en eau potable.

Selon les renseignements pris auprès de la DHW de la wilaya de Tizi Ouzou, il ressort que l'adduction principale en eau se fait en gravitaire à partir de deux réservoirs d'une Capacité de 1500m³ chacun situés au niveau du lotissement Azib Ahmed qui domine la ville de Tizi Ouzou. Ces derniers alimentent une grande partie de la ville dont fait partie les lotissements de la zone d'étude.

Le raccordement des deux lotissements Louggar et Anar Amellal est réalisé en diamètre 40/49 en acier galvanisé, sur une conduite de 250mm en fente qui empreinte

la route de Maatkas ; le regard de branchement se situe à 200ml environ du carrefour et de la polyclinique.

La même conduite de 250mm continue et longe la rue des frères Mékhoulf mitoyenne au marché de gros de Tizi Ouzou et c'est à ce niveau que se situe le regard de branchement du lotissement Sud Ouest et des quelques habitations qui se trouvent dans la zhun.

Cependant, la zhun Oued Falli ne présente aucun réseau d'alimentation en eau potable selon le service technique de l'APC de Tizi Ouzou (2007).

II.7 Le réseau d'assainissement actuel de la zone d'étude

Selon la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tizi Ozou, le réseau d'assainissement de la zone d'étude est décrit comme suit :

a) Lotissement sud ouest :

Le réseau d'assainissement de ce lotissement est de type unitaire, avec des canalisations projetées sur l'axe de la chaussée et équipé d'avaloirs de part et d'autre.

Le réseau est constitué de conduites de 300 à 500 mm de diamètre.

Il existe un seul rejet du lotissement, celui-ci est canalisé sur une distance de 400ml environ le long du chemin de willaya 128 avec un collecteur de diamètre de 1000mm. Le rejet se diversifie dans la nature à ciel ouvert.

b) Lotissement Louggar :

Partagé en deux parties : à savoir : lotissement chabane et lotissement communal.

1- Lotissement Louggar Chabane :

Le réseau d'assainissement existant est de type unitaire, l'ensemble des conduites du réseau est de diamètre 300mm y compris le collecteur de rejet qui se jette dans le talweg en contre bas.

2- Lotissement Louggar Communal :

Le réseau du lotissement est situé en amont et limité par la rue des frères makhoulf qui est dans le prolongement de la route de maatkas.

Les rejets du réseau forment un confluent qui se diversifie directement dans le talweg principal en contre bas.

c) Lotissement Anar Amellal :

Le réseau est réalisé à l'axe de la chaussée avec des regards de visites.

d) Zhun Oued Falli : Le réseau d'assainissement est de type unitaire, de diamètre 300, les rejets se font directement vers les cours d'eau à ciel ouvert sans aucune épuration préalable.

Un collecteur principal de type ovoïde (2.10x1.20) situé sur le chemin de willaya 128 au nord de la Zhun collecte les eaux usées, néanmoins le relief du terrain

permet le drainage des eaux pluviales naturellement vers les cours d'eaux existants. (Service technique de l'APC de Tizi Ouzou)

- Points de rejets principaux :

Suivant la description présentée des réseaux de la zone d'étude, on dira que celle-ci est composée de deux rejets principaux, et c'est à partir de ces points que nous allons prévoir et dimensionner des collecteurs de rejets.

Les deux rejets existants peuvent être présentés et décrits comme suit :

Rejet no1 :

Issu du lotissement Louggar et Anar Amellal situés sur le flanc Sud-est de la zone d'étude.

Les réseaux d'assainissements sont réalisés mais ne sont pas raccordés à l'aide de collecteurs, et leurs rejets se déversent dans le milieu naturel et rejoignent l'oued Falli à 2 km environ à l'aval.

Rejet no2 :

Le rejet 2, est celui que l'on voit au niveau du CW128, issu du lotissement Sud Ouest.

Le collecteur de rejet longe la route de Draa El Mizan (CW128) sur une distance de 400 m environ, et déverse les eaux usées des habitations amonts directement dans le milieu naturel en bordure de la route et à ciel ouvert.

- Ovoïde existant

Dans le but de canaliser les eaux issues des lotissements Sud-ouest et Zhun Oued Falli vers l'Oued Sebt, il a été réalisé un tronçon de collecteur (ovoïde) avec regards de visite. L'ovoïde se situe en bordure de la route CW 128 à une distance de 400 mètres environs par rapport au lotissement sud-ouest et juste à quelques mètres du point de rejet du lotissement (Rejet no2). Ce collecteur est de forme ovoïde (2.10x1.20) m avec une cunette centrale dont le diamètre est équivalent à 300 mm et s'étend sur une distance de 523 m environ.

Actuellement, il n'est pas raccordé mais il constituera une partie du collecteur futur prévu pour cette partie de la zone de l'Oued - Falli.

II.8 Conclusion

La ville de Tizi-Ouzou présente un relief suffisamment incliné dans sa partie ouest ce qui va faciliter un écoulement gravitaire vers le site d'implantation de la STEP, son climat est méditerranéen

Le site d'implantation a été choisi en tenant compte de certains critères qu'on résume comme suit :

- la topographie du site d'implantation (le terrain est pratiquement plat ce qui va faciliter les terrassements).
- Existence d'une surface suffisante pour l'implantation des ouvrages de la STEP.
- l'éloignement des habitants.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle de l'eau, qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines

L'étude hydrologique est donc une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donne. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

III.1 Objectif de l'étude hydrologique

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 les apports et les débits des eaux pluviales.

Le but de cette étude dans notre projet est de déterminer l'intensité moyenne maximales d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

III.2 Détermination de la précipitation maximale journalière décennale.

L'intervalle de récurrence est le laps de temps séparant deux pluies de même intensité, il est l'inverse de la fréquence.

Une pluie dont l'intervalle de récurrence est de dix ans, a lieu une fois tous les dix ans.

Plus l'intervalle de récurrence est grand, plus le débit de ruissellement est élevé et meilleur pour la protection contre les inondations.

En Algérie, on effectue généralement le calcul relatif aux réseaux unitaires en prenant

un intervalle de récurrence de 10 ans (fréquence 0,1).

III.3 Généralités sur les précipitations

Les données hydrologiques prises en considération dans l'étude des projets d'assainissement sont :

III.3.1 Les averses

Ces précipitations sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée, peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. Elles sont caractérisées par un volume d'eau tombée important et une forte intensité. Ce sont les pluies généralement prises en considération dans les projets d'assainissement.

III.3.2 Période de retour

Une période de retour 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, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour résulte d'un nécessaire compromis technico-économique entre le coût de la construction, l'entretien et la protection du réseau contre les risques auxquels il est exposé.

III.3.3 Intensité moyenne des précipitations

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recouvrir des données spécifiquement adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'est attaché à réunir une information de base, la plus longue possible, pour aider à analyser par les statistiques les évènements pluvieux tout en limitant leurs paramètres. Lors de l'étude d'averse, il convient 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 :

$$I_m = \frac{\Delta m}{\Delta h}$$

avec

I_m : Intensité moyenne en (mm/h)

Δ_t : Hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt

III.4 Etude des précipitations maximales journalières

Pour l'étude des précipitations en assainissement, nous avons eu les précipitations maximales journalières sur la plus longue période possible. Les données sont recueillies à l'ANRH de Tizi Ouzou.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

Les données pluviométriques considérées pour la région d'étude sont celles de la station pluviométrique de DBK. La série d'étude est de 21 années hydrologiques (1984-2005).

Les données sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 – Précipitations maximales journalières annuelles [1984-2005].

Années hydrologiques	P_j (mm)	Années hydrologiques	P_j (mm)
Sept1984-Aout1985	55,9	Sept1995-Aout1996	44,8
" 1985- " 1986	103,4	" 1996- " 1997	43,5
" 1986- " 1987	62,6	" 1997- " 1998	79,9
" 1987- " 1988	72	" 1998- " 1999	31,7
" 1988- " 1989	62,4	" 1999- " 2000	81,7
" 1989- " 1990	28,9	" 2000- " 2001	65,4
" 1990- " 1991	39,3	" 2001- " 2002	28,4
" 1991- " 1992	54,8	" 2002- " 2003	80,9
" 1992- " 1993	66,9	" 2003- " 2004	80
" 1993- " 1994	36,7	" 2004- " 2005	39,6
" 1994- " 1995	67,8		

III.4.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

III.4.1.1 Calcul de la fréquence expérimentale

Généralement l'analyse fréquentielle d'un échantillon débute par l'établissement d'un tableau de classement par ordre de grandeur décroissante et on calcul la probabilité au dépassement par la formule suivante :

$$P = \frac{R}{N + 1}$$

Avec :

R = Rang de la valeur classée dans la série par ordre croissant.

N = Taille de l'échantillon.

On classe la série de données (précipitations maximales) par ordre croissant dans le tableau suivant afin de déterminer la probabilité de dépassement P.

Tableau III.2 – Fréquence des Pjmax (mm) relevées à la station de DBK (1984-2005).

Rang	Pjmax (mm)	$P = \frac{R}{N + 1}$ (%)
1	28,4	0,045
2	28,9	0,091
3	31,7	0,136
4	36,7	0,182
5	39,3	0,227
6	39,6	0,273
7	43,5	0,318
8	44,8	0,364
9	54,8	0,409
10	55,9	0,455
11	62,4	0,500
12	62,6	0,545
13	65,4	0,591
14	66,9	0,636
15	67,8	0,682
16	72	0,727
17	79,9	0,773
18	80	0,818
19	80,9	0,864
20	81,7	0,909
21	103,4	0,955

III.4.1.2 Analyse statistique

En général, comme l'outil de travail est l'échantillon disponible, une analyse statistique préliminaire de ce dernier est nécessaire de façon à tracer le chemin pour choisir la fonction la plus adéquate. Ces analyses statistiques sont données par :

- La moyenne arithmétique ;
- L'écart type
- Le coefficient de variation.
- La moyenne arithmétique ;

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad i = 1, 2, \dots, 21$$

n = nombre d'années = 21

$$\bar{P} = \frac{1226,6}{21} = 58,4 \text{ mm}$$

$$\bar{p} = 58,4$$

- L'écart type
L'écart type qui exprime la dispersion des valeurs de l'échantillon par rapport à sa moyenne.

$$\sigma = \sqrt{Var} = \sqrt{\sum_1^n \frac{(P_i - \bar{P})^2}{n-1}} = 20,7$$

$$\sigma = 20,7$$

- Le coefficient de variation.

$$Cv = \frac{\sigma}{\bar{P}} = 0,35$$

$$Cv = 0,35$$

Donc, la dispersion de l'échantillon est symétrique car la valeur de son coefficient de variation est bien loin de 0,5 et sa normalité est plus vraisemblable ($Cv < 0,5$)

Nombre d'observation	Max	Min	Moyenne	Ecart-type	Coefficient de variation
21 ans	103	28.4	20.7	58.4	0.35

III.4.2 Le choix du type de la loi

L'estimation de la fonction de distribution d'un phénomène hydrologique est un problème complexe car elle est le résultat d'étude de plusieurs critères qui se résument en :

- Type du phénomène hydrologique : pour analyser la fréquence des valeurs extrêmes, on utilise des fonctions analytiques de distribution différentes. Dans l'étude des valeurs minimales, c'est la loi de GUMBEL qui est la plus recommandée, par contre celle de GALTON, s'utilise pour des valeurs maximales.
- Caractéristiques statistiques de l'échantillon : le coefficient de variation est souvent un bon indicateur du type de la fonction probable : si l'échantillon présente une symétrie, c'est-à-dire $Cv < 0,5$, on essaye toujours d'ajuster une loi normale (loi de GAUSS) et parmi les loi dissymétrique, on peut citer la loi de GALTON.
- La longueur de l'échantillon : lorsque la longueur de l'échantillon est petite (< 50) le champ de recherche doit se limiter aux fonctions définis par un faible nombre de paramètres (deux à trois paramètres).

Pour cela, nous avons choisi la loi de GAUSS, en se basant sur la moyenne et l'écart type, et qui est susceptible de s'ajuster de manière adéquate à notre échantillon

III.4.2.1 Méthode de GAUSS

La distribution de GAUSS également connue sous le nom de distribution normale offre une répartition symétrique de part et d'autre de la moyenne.

Son emploi est très répandu en hydrologie et en climatologie pour représenter la répartition statistique de la valeur moyenne (par exemple ; pluies annuelles ou débits moyen ou annuels).

Sa fonction de densité de probabilité s'écrit comme suit :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$$

Avec

$$U = \frac{\bar{X} - X}{\sigma} \text{ Variable réduite (1)}$$

- Equation de la droite d'Henry

L'équation (1) sous la forme

$$X = \sigma_u + \bar{x}$$

est celle de la droite d'Henry qui représente la courbe de Gauss ou papier gaussique sur un papier à probabilité normale en abscisse.

D'où $X = 58,4 + 20,7 U$ Cette droite est tracée après report de trois points : (u_1, x_1), (u_2, x_2) et (u_3, x_3) qui sont respectivement :

(0, 58,4) (1, 79,1) (-1, 37,7) La droite ainsi obtenue se place au milieu des points, preuve d'un calcul exact des caractéristiques empiriques.

A partir de la figure n°5, nous déduisons la valeur de $P_j = 83\text{mm}$ correspondant à la période de retour de 10 ans.

- Test d'adéquation de l'ajustement

On juge généralement l'adéquation d'une loi à un échantillon par le test de X^2 :

$$X^2$$

est une variable aléatoire dont la distribution a été étudiée par PEARSON. Le test d'adéquation est essentiellement utilisé pour tester la qualité d'un ajustement à une loi théorique, c'est-à-dire pour comparer une répartition empirique et une répartition théorique. Pratiquement ce test est utilisé comme suit :

Considérons K classes d'évènements (ces classes doivent contenir au minimum 5 valeurs)

Soit N_i l'effectif réel (empirique) de la classe i et N_{pi} l'effectif théorique.

$$X^2 = \sum \frac{(Ni - Npi)^2}{Npi}$$

Avec

Ni : effectif observé de la classe i et Npi effectif théorique de cette même classe.

$$Npi = \frac{\text{Nombre d'observations}}{K}$$

K : Nombre de classes

Dans notre cas nous optons pour 4 classes, ce qui donne :

$$Npi = \frac{21}{4} = 5,25$$

- Calcul du nombre de degré de liberté μ .

$$\mu = K - p - 1$$

$$p = 2 \text{ (moyenne et variance)}$$

$$K = 4$$

D'où :

$$\mu = 1$$

Tableau III.3 – Test d'adéquation.

Classes	Ni	Npi	(Ni - Npi)	$\frac{(Ni - Npi)^2}{Npi}$
<39,6	5	5,25	0,25	0,0119
39,6-55,9	5	5,25	0,25	0,0119
55,9-67,8	5	5,25	0,25	0,0119
>67,8	6	5,25	0,75	0,1071
				X ² = 0,143

$$P(X^2) = P(0,143)$$

$$P(0,90) < P(0,143) < P(0,10)$$

$P(X^2) > 0,05$ c'est le risque de la première espèce par conséquent la loi de Gauss est adoptée sans aucune réserve.

III.4.2.2 Loi de GUMBEL

La distribution de Guembel est appelée aussi loi des valeurs extrêmes, car elle s'adapte en général aux événements maxima et minima annuelles des précipitations journalières, (régions méditerranéennes, aride et semi arides)

La fonction de répartition de cette loi est de forme :

$$F(z) = e^{-e^{-z}}$$

Soit P , la variable précipitation, l'expression en terme densité de probabilité est :

$$Z = a(p - p_0)$$

La loi est représentée sur le papier de Guembel par l'équation :

$$Z = a(p - p_0) \quad (\text{forme d'une droite d'équation } y = ax + b).$$

Avec :

$$\frac{1}{a} = 0,780 \sigma \text{ et } P_0 = \bar{P} - \frac{1}{a} \times 0,577$$

σ : Ecart type de la série observée. ($\sigma = 20,7$)

\bar{P} : Moyenne arithmétique de la série observée. $\bar{P} = 58,4$

a, P_0 : Coefficients d'ajustement.

Z : Variable réduite de Guembel.

Calcul de a

$$\frac{1}{a} = 0,780 \sigma$$

$$a = 6,2 \times 10^{-2}$$

Calcul de P0

$$\frac{1}{a} = 0,780 \sigma$$

$$a = 6,2 \times 10^{-2}$$

On déduit alors l'équation d'ajustement

AN :

$$Z = a (P - P_0)$$

$$Z = 6,2 \times 10^{-2} (P - 49,1) = 6,2 \times 10^{-2} P - 3,05$$

$$P = 16,11Z + 49,1$$

L'équation

$$P = 16,11Z + 49,1$$

correspond à la droite d'ajustement de la série de P_{jmax} . Le tracé de la droite d'ajustement sur le papier de Guembel se fera après report de 3 points tels que :

$$P1 (0, 49.1) \quad P2 (1, 65.2) \quad P3 (2, 81.3)$$

Nous remarquons que la droite s'ajuste parfaitement aux points portés sur le graphique. Nous déduisons la valeur de $P_j = 85 \text{ mm}$ correspondant à la période de retour de 10 ans.

Nous adoptons une précipitation maximale journalière de retour décennale

$$P_{j\max} (1/10) = 83\text{mm.}$$

Test d'adéquation

Après avoir effectué le test de X^2 (voir la loi de Gauss), nous pouvons dire que la loi de Guembel s'adapte également à notre cas.

Nous remarquons que les deux méthodes ont donné des valeurs de P_j (pluviométrie correspondante à la période de retour de 10ans) pratiquement identique par suite :

$$P_j (\text{Gauss})=83\text{mm}$$

$$P_j (\text{Guembel})=83\text{mm}$$

Nous adoptons une $P_{j\max}$ de fréquence de retour décennale $P_j (1/10)=83\text{mm}$.

Cette valeur nous permettra d'évaluer l'intensité de précipitation de la région.

III.5 Calcul de l'intensité de précipitation (I) [l/s/ha].

L'étude sera élaborée avec un temps égal à 15mn équivalent à 0,25h. L'intensité de précipitation (I) est calculée par la formule suivante :

$$I = \left(\frac{t}{24} \right)^{0,41} \times \frac{P}{t} \times 2,78$$

I : intensité de précipitation en (l/s/ha)

t : temps considéré avec une sécurité.

P : précipitation $P_j (1/10)$ en [mm]

0,41, 2,78 : facteurs empiriques.

Après une application numérique, nous obtenons :

$$\mathbf{I = 142,05 \text{ l/s/ha}}$$

III.6 Conclusion

L'intensité des précipitations trouvée permet d'abord de calculer les débits des eaux pluviales (objectif du chapitre 4), ensuite ces débits seront cumulés aux débits des eaux usées dans chaque tronçon pour avoir le total que pourra évacuer ce dernier. Enfin, la somme de ces deux débits va nous renseigner sur le dimensionnement du réseau (objectif du chapitre V).

Chapitre IV

Evaluation Des Débits

IV.1 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).

IV.2 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.

IV.3 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 à fait l'objet de nombreuses études théoriques, on peut citer deux méthodes principales d'évacuation des débits pluviaux :

- Méthode rationnelle.
- Méthode superficielle.

IV.3.1 Méthode rationnelle

C'est une méthode très utilisée de fait de sa simplicité. Elle a été mise au point avant la naissance des équipements informatiques, c'est-à-dire qu'elle est très ancienne. Elle permet de calculer rapidement les débits de ruissellements maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versant de faible surface (*moins de 5 Km²*) c'est donc une méthode parfaitement approprié en ce qui concerne les bassins versant urbains. Pour 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 (C_r).

Avec :

Q_{ep} ; débit des eaux pluviales (l/s).

C : 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 moyenne des précipitations (l/s/ha) ; plus la pluie est intense et plus le débit sera important.

A : surface réceptrice (ou bassin versant) qui, en supposant que la pluie tombe sur toute cette surface, influence le débit à l'exutoire.

IV.3.1.1 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...)

IV.3.1.2 Intensité des précipitations

L'intensité des précipitations obtenue après calcul est de 150 l/s/ha

IV.3.1.3 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 :

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

Avec :

C_r : coefficient de ruissellement du bassin versant.

A_i : la surface élémentaire du bassin élémentaire i .

C_i : coefficient de ruissellement propre à la surface A_i .

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

$$0.05 \leq C_r \leq 1 \quad (4.3)$$

Il dépend de plusieurs facteurs tels que :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.

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 urbaine
- En zone rurale :

On peut adopter les coefficients donnés dans le tableau (V.1)

Tableau IV.1 – : Les coefficients de ruissellement en zone rurale

Pente	Pente Indice de végétation	Coefficient de ruissellement
Pente faible (bassin de plaine)	-plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation.	0.3
	-de 30% à 50% couverte de végétation.	0.4
	-moins de 30% couverte de végétation.	0.5
Pente fort (bassin de montagne).	-plus de 50% de la surface du bassin couverte de végétation.	0.4
	-de 30% à 50% couverte de végétation	0.5
	-moins de 30% couverte de végétation.	0.6

En zone urbaine

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

Tableau IV.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 à 0,7
Zone d'habitation moins dense	0,4 à 0,5
Quartier résidentiel	0,5 à 0,3
Squares, jardins et prairies	0,05 à 0,2

IV.3.1.4 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 $0,05 < Cr \leq 1$. La surface de chaque sous bassin est limitée

IV.3.1.5 Calcul des débits des eaux pluviales.

Le calcul concerne les deux collecteurs qui drainent tout le périmètre de la zone d'étude ; issus respectivement des lotissements Anar Amellal et Louggar pour le collecteur A et de la Zhun et le lotissement Sud Ouest pour le collecteur dénommé B.

Le calcul des débits pluviaux est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 – Le calcul des débits pluviaux

Non du bassin versant	N° du tronçon	Sous bassins	Surfaces (ha)	Coefficient De ruissellement	Débit partiel m ³ /s	Débit cumulé par Sous bassin m ³ /s	Débit de calcul du collecteur m ³ /s
COLLECTEUR A							
Bassin Versant A	1-2	Anar Amellal I	10	0,75	1,12	1,12	2,84
		Louggar I	5,70	0,75	0,64	1,76	
		Louggar II	3,03	0,75	0,34	2,1	
		Anar Amellal I ZNA	24,64	0,20	0,74	2,84	
	2-3	Anar Amellal 2	20	0,75	2,25	5,09	5,35
		Anar Amellal 2 ZNA	8,70	0,20	0,26	5,35	
COLLECTEUR B							
Bassin Versant B	4-5	Sud ouest	32	0,75	3,6	3,6	4,34
		1	24,75	0,20	0,74	4,34	
	5-6	Zhun A	81,70	0,75	9,2	11,1	16,14
		Zhun NA	63,3	0,20	1,9	11,1	
		2	10,14	0,20	0,3	11,4	
	6-3	3	12,87	0,20	0,39	11,8	18,66
		4	43,41	0,20	1,3	17,44	
		6	8,4	0,20	0,25	17,69	
		7	7,56	0,20	0,23	17,92	
		5	11,63	0,20	0,35	18,27	
8	12,96	0,20	0,39	18,66			

IV.4 Estimation de la population aux différents horizons.

Dans notre cas ce sont les rejets des lotissements (Sud Ouest, Louggar et Anar Amellal) et la Zhun Oued Falli 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 ; 2022(moyen terme) et l'horizon 2037(long terme) sur une durée de 30 ans.

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

$$P_n = P_0 \left[1 + \left(\frac{\alpha}{100} \right) \right]^n$$

Avec :

P_n : population à l'horizon considéré.

P_0 : population de référence (2007).

α : Taux d'accroissement.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

D'après les renseignements fournis par l'APC de Tizi Ouzou, le taux d'accroissement de la population de la commune est de 2,18%.

Pour la Zhun Oued Falli, L'évaluation de la population est basée sur le nombre de logements prévus pour l'horizon 2030, qui est de 3235 logements en présumant que la zone sera totalement aménagée. (Selon les hypothèses des dossiers d'étude d'aménagement recueillie au niveau de la (DHW) de Tizi Ouzou).

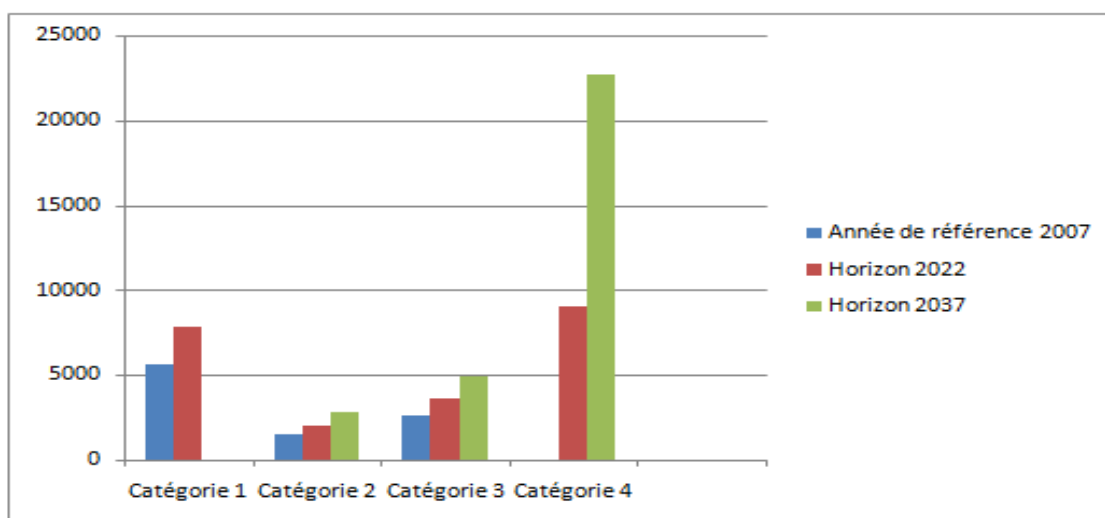
On opte pour un taux d'occupation moyen par habitation de sept (07) habitants, nous faisons ressortir le nombre d'habitants prévus dans cette zone.

La zone d'habitat sera aménagée graduellement dans le temps, à ce titre nous observons deux (02) échéances de calcul de la population avec un taux de réalisation graduelle d'aménagement et d'habitat répartie comme suit :

40% en 2022 et 100% en 2037. Le tableau suivant définit la population concernée pour chaque horizon :

Tableau IV.4 – Population aux différents horizons

Désignation	Année de référence 2007	Horizon 2022	Horizon 2037
Lotissement Sud Ouest	5640	7794	10771
Lotissement Louggar	1459	2016	2786
Lotissement Anar Amellal	2585	3572	4937
Zhun Oued Falli	/	9058	22645
Total	9684	22440	41139



IV.4.1 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 :

a- moyen terme (2022) :

Tableau IV.5 – les besoins en eau de la population aux différents horizons.

Désignation	Population	Dotation (l/j/hab)	Débit moyen journalier (m3/j)
Sud-Ouest	7794	200	1558,8
Louggar	2016	200	403,2
Anar- Amellal.	3572	200	714,4
Oued- Falli	9058	200	1811,6
Total	22440	/	4488

b- long terme (2037) :

Tableau IV.6 – les besoins en eau de la population aux différents horizons.

Sud Ouest	10771	200	2154,2
Louggar	2786	200	557,2
Anar Amellal	4937	200	987,4
Zhun Oued Falli	22645	200	4529
Total	41139	200	8227,8

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

IV.4.2 Les besoins en eau des équipements.

a- Moyen terme (2022) :

$$\text{Besoin}_{\text{équipement}} = 4488 \times 0.2 = 897,6 \text{ m}^3/\text{j}.$$

b - Long terme (2037) :

$$\text{Besoin}_{\text{équipement}} = 8227,8 \times 0.2 = 1645,56 \text{ m}^3/\text{j}.$$

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 IV.7 – récapitulation des besoins en eau pour chaque horizon.

Horizon	Population à l'horizon	Besoins population (m ³ /j)	Besoins équipements (m ³ /j)	Total des besoins (m ³ /j)
2022	22440	4488	897,6	5385,6
2037	41139	8227,8	1645,56	9873,36

IV.4.3 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.

On estime une perte de 20% des eaux dans les divers réseaux.

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

$$Q_{mj} = C_r \times C$$

Avec :

$Q_{m,j}$: Débit moyen journalier en l/s.

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

C : Consommation moyenne.

a-Débit d'eaux usées à long terme (2037).

Tableau IV.8 – Débit moyen journalier des eaux usées à long terme.

Désignation	Consommation totale (m ³ /j)	C _r	Debit de rejet (m ³ /j)	Débit de rejet (l/s)	Débit cumulé	Nom du collecteur
ZhunOued Falli	5435	0,8	4348	50,3	74,3	B
Sud Ouest	2585,04	0,8	2068,03	24		
Ana Amellal	1184,9	0,8	947,9	11	17,2	A
Louggar	668,64	0,8	534,9	6,2		
Total	9873.54	0,8	7900	91,5	91,5	

De la même manière nous faisons ressortir les débits d'eaux usées à moyen terme (2022).

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

Tableau IV.9 – Débits des eaux usées aux différents horizons.

Horizon	population	Qeu population	Qeu équipements	Débit total	
				M ³ /j	l/s
2022	22440	3590.04	718.08	4308.5	50
2037	41139	6581,95	1318,46	7900	91,5

b -Débit moyen horaire (Q_{mh}).

- Long terme (2037) Ce débit est donné par la relation :

On aura donc :

$$Q_{mh} = \frac{Q_{mj}}{24} = 329,2m^3/h$$

Rejets $Q_{mh} = 329,2m^3/h$

- Moyen terme (2022)

$Q_{mh} = 179,5m^3/h$

c- Débit de pointe (Q_p)

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

$$Q_p = C_p \times Q_{moyj}$$

Avec :

C_p : coefficient de pointe

Q_{moyj} : débit moyen journalier

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

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{Si } Q_{moyj} \geq 2,81 / s$$

$$C_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moyj} < 2,81 / s$$

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

Tableau IV.10 – Débits de pointe à l’horizon 2037

Désignation	Q eaux usées (l/s)	Coefficient de pointe	Q de pointe (m ³ /h) $Q_{pts}=C_p \times Q_{eu}$	Q de rejet (m ³ /h)	Nom du collecteur
Anar Amellal	11.0	2.3	91.1	147	A
Louggar	6.2	2.5	56		
Sud Ouest	24	2.0	173	517	B
Zhun Oued Falli	50.3	1.9	344		
Total	91.5	/	664	664	

Tableau IV.11 – débit de point à l’horizon 2022

Désignation	Q eu (l/s)	Cp	Qpts (m ³ /h)	Q de rejet (m ³ /h)	Nom du collecteur.
Anar Amellal	7.9	2.4	68.3	112	A
Louggar	4.5	2.7	43.7		
Sud- Ouest	17.3	2.1	131	283	B
Oued Falli	20.1	2.1	152		
Total	50	/	395	395	

d-Le débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp} ».

Afin d’éviter une surcharge hydraulique dans la station d’épuration lors des précipitations, la station est dimensionnée pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie. « Q_{ptp} ».

Ce débit sera limité grâce à un déversoir d’orage. Le débit des eaux usées allant vers la station en temps de pluie, se calcule par la relation suivante :

$$Q_{ptp} = Q_p + \alpha Q_p$$

$$Q_{ptp} = (1 + \alpha)Q_p.$$

Avec :

α : Coefficient de dilution pris en général égal à 2.

$$Q_{ptp} = (1+2) Q_p$$

$$Q_{ptp} = 3 \times Q_p$$

a – Moyenterme(2022)

$$Q_{ptp} = 1185m^3/h$$

b – Longterme(2037)

$$Q_{ptp} = 1992m^3/h$$

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 V

Dimensionnement et Calcul Hydraulique

V.1 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

V.2 Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constitutants de ce dernier sur un schéma global.

A cette zhun s'ajoutent les lotissements suivants :

- Les collecteurs sont définis par leur : - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joints et confection.
- Les regards sont également définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

V.3 Conditions d'écoulement et du dimensionnement

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre, il doit aussi assurer des vitesses limitées afin d'éviter la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts du sable, facilement décanté dans les collecteurs, est de l'ordre de :

- au moins 0,6 m/s pour un réseau unitaire.
- au moins 0,3 m/s pour un réseau séparatif.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion étant donné que les eaux sont chargées.

V.3.1 Dimensionnement des collecteurs

- Détermination de la pente.

Elle est déterminée à l'aide des cotes des radiers des regards et la distance qui les sépare

Après avoir calculé les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales, on somme ces deux débits, pour avoir le débit total qui sera cumulé pour chaque tronçon du réseau. Ainsi, avec ces débits cumulés et les pentes de chaque tronçon, le dimensionnement se fera par l'abaque de MANNING-STRICKLER pour des canalisations circulaire, qui nous renseigne sur les diamètres des canalisations et les vitesses des écoulements à pleine section

Les résultats obtenus sont reportés dans les tableaux suivant

Tableau V.1 – Dimensionnement du collecteur

N° Regard	Cote amont	Cote avale	Distance (m)	Pente (%)	Débit	Diamètre (m)
R1R2	323,22	321,15	68,02	0,0304	2,85	1,50
R2R3	321,15	320,12	48,02	0,0214	2,85	1,50
R3R4	320,12	319,07	48,03	0,0219	2,85	1,50
R4R5	319,07	318,22	39,39	0,0216	2,85	1,50
R5R6	318,22	316,95	44,88	0,0283	2,85	1,50
R6R7	316,95	316,54	81,01	0,0051	2,85	1,50
R7R8	316,54	315,54	81,01	0,0123	2,85	1,50
R8R9	315,54	311,75	66,66	0,0569	2,85	1,50
R9R10	311,75	311,07	68,82	0,0099	2,85	1,50
R10R11	311,07	310,31	89,98	0,0084	2,85	1,50
R11R12	310,31	309,78	80,45	0,0066	2,85	1,50
R12R13	309,78	309,16	30,11	0,0206	2,85	1,50
R13R14	309,16	308,83	16,28	0,0203	2,85	1,50
R14R15	308,83	308,38	62,47	0,0072	2,85	1,50
R15R16	308,38	308,18	28,22	0,0071	2,85	1,50
R16R17	308,18	306,05	48,38	0,0440	2,85	1,50
R17R18	306,05	305,31	69,67	0,0106	2,85	1,50

R18R19	305,31	304,67	73,41	0,0087	2,85	1,50
R19R20	304,67	302,86	48,01	0,0377	2,85	1,50
R20R21	302,86	302,77	26,44	0,0034	2,85	1,50
R21R22	302,63	301,98	59,66	0,0109	2,85	1,50
R22R23	301,98	300,91	86,61	0,0124	2,85	1,50
R23R24	300,91	300,87	14,54	0,0028	2,85	1,50
R24R25	300,87	300,75	32,01	0,0037	2,85	1,50
R25R26	300,75	299,72	49,88	0,0206	2,85	1,50
R26R27	299,72	299,23	23,96	0,0205	2,85	1,50
R27R28	299,23	298,24	47,55	0,0208	2,85	1,50
R28R29	298,24	297,8	21,55	0,0204	2,85	1,50
R29R30	297,8	296,56	72,48	0,0171	2,85	1,50
R30R31	296,56	295,24	76,63	0,0172	2,85	1,50
R31R32	295,24	294,77	13,98	0,0336	2,85	1,50
R32R33	294,77	293,37	49,67	0,0282	2,85	1,50
R33R34	293,37	292,29	38,51	0,0280	2,85	1,50
R34R35	292,29	291,75	69,34	0,0078	2,85	1,50
R35DVO	291,75	290,62	44,84	0,0252	2,85	1,50

DVOR36	290,62	290,52	69,86	0,0014	0,051	0,30
R36R37	290,52	290,44	58,81	0,0014	0,051	0,30
R37R38	290,44	289,99	72,38	0,0062	0,051	0,30
R38R39	289,99	289,65	54,64	0,0062	0,051	0,30
R39R40	289,65	288,65	65,12	0,0154	0,051	0,30
R40R41	288,65	287,79	55,82	0,0154	0,051	0,30
R41R42	287,79	287,16	59,52	0,0106	0,051	0,30
R42R43	287,16	286,66	72,72	0,0069	0,051	0,30
R43R44	286,66	286,47	48,82	0,0039	0,051	0,30
R44R45	286,47	285,27	57,82	0,0208	0,051	0,30
R45R46	285,27	283,52	83,94	0,0208	0,051	0,30
R46R47	283,52	283,19	48,95	0,0067	0,051	0,30
R47R48	283,19	282,86	48,95	0,0067	0,051	0,30
R48R49	282,86	282,68	43,45	0,0041	0,051	0,30
R49R50	282,68	282,5	43,45	0,0041	0,051	0,30
R50R51	282,5	282,35	41,11	0,0036	0,051	0,30
R51R52	282,35	282,19	41,11	0,0039	0,051	0,30
R52R53	282,19	282,01	45,95	0,0039	0,051	0,30

□

R53R54	282,01	281,86	39,94	0,0038	0,051	0,30
R54R55	281,86	281,61	65,21	0,0038	0,051	0,30
R55R56	281,61	280,73	79,89	0,0110	0,051	0,30
R56R57	280,73	280,5	20,76	0,0111	0,051	0,30
R57R58	280,5	279,77	66,62	0,0110	0,051	0,30
R58R59	279,77	279,24	47,6	0,0111	0,051	0,30
R59R60	279,24	278,58	60,02	0,0110	0,051	0,30
R60R61	278,58	278,25	49,59	0,0067	0,051	0,30
R61R62	278,25	277,92	49,59	0,0067	0,051	0,30
R62R63	277,92	277,34	54,72	0,0106	0,051	0,30
R63R64	277,34	276,84	74,26	0,0067	0,051	0,30
R64R65	276,84	276,48	53,34	0,0067	0,051	0,30
R65R66	276,48	276,1	65,29	0,0058	0,051	0,30
R66R67	276,1	275,74	74,49	0,0048	0,051	0,30
R67R68	275,74	275,43	64,48	0,0048	0,051	0,30
R68R69	275,43	275,18	66,95	0,0037	0,051	0,30
R69R70	275,18	274,94	65,41	0,0037	0,051	0,30
R70R71	274,94	274,67	69,86	0,0039	0,051	0,30

R71R72	274,67	274,4	72,21	0,0037	0,051	0,30
--------	--------	-------	-------	--------	-------	------

Tableau V.2 – Dimensionnement du collecteur B et du collecteur commun.

No Regard	Cote radier		Distance (m)	Pente (m/m)	Débit (m ³ /s)	D (m)
	Cote Amont	Cote Avale				
Tronçon sortie lotissement sud- ouest 1er regard ovoïde existant,						
R1 R2	295,82	295,43	63,72	0,0061	4,36	2,10
R2 R3	295,43	295,23	32,64	0,0061	4,36	2,10
R3 R4	295,23	294,93	49,68	0,0060	4,36	2,10
R4 R5	294,93	294,15	45,73	0,0170	4,36	2,10
Tronçon ovoïde existant						
R5 R6	294,15	292,43	49,79	0,0345	16,19	2,80
R6 R7	292,43	289,35	122,28	0,0251	16,19	2,80
R7 R8	289,35	287,91	110,6	0,0130	16,19	2,80
R8 R9	287,91	287,29	47,91	0,0129	16,19	2,80
R9 R10	287,29	286,7	60,83	0,0096	16,19	2,80
R10 R11	286,7	285,86	56,58	0,0148	16,19	2,80
R11 DVO	285,86	285,04	74,91	0,0109	16,19	2,80
Tronçon ovoïde existant vers point de jonction collecteur A						
DVO R12	285,04	284,5	72,21	0,0074	0,22	0,60
R12 R13	284,5	284,14	75,46	0,0047	0,22	0,60
R13 R14	284,14	283,8	72,65	0,0046	0,22	0,60

R14 R15	283,8	282,55	41,9	0,0298	0,22	0,60
R15 R16	282,55	281,15	45,6	0,0307	0,22	0,60
R16 R17	282,15	280,86	37,29	0,0345	0,22	0,60
R17 R18	280,86	280,43	51,31	0,0083	0,22	0,60
R18 R19	280,43	279,32	13,7	0,0810	0,22	0,60
R19 R20	279,32	278,8	62,23	0,0083	0,22	0,60
R20 R21	278,8	278,38	51,73	0,0081	0,22	0,60
R21 R22	278,38	277,3	51,72	0,0208	0,22	0,60
R22 R23	277,3	276,77	65,66	0,0080	0,22	0,60
R23 R24	276,77	276,24	65,67	0,0080	0,22	0,60
R24 R25	276,24	274,94	76,07	0,0170	0,22	0,60
R25 R26	274,94	274,4	85,73	0,0062	0,22	0,60

No regard	Cote radier		Distance	Pente	Débit	Diamètre
	Cote amont	Cote avale				
Rj R1	274,4	273,88	81,86	0,0063	0,273	0,70
R1 R2	273,88	273,49	61,22	0,0063	0,273	0,70
R2 R3	273,49	273,29	32,11	0,0062	0,273	0,70
R3 R4	273,29	273,01	43,45	0,0064	0,273	0,70

V.3.2 les résultats

Les diamètres des canalisations sont : 500, 800,1500, 2100 et 2800. Collecteur A : Pour le tronçon 1-2 DVO de débit 2,86m³/s et une pente moyenne de 1,5%, un diamètre

$\varnothing = 1500\text{mm}$.

Pour le tronçon 2-3 de débit 0,123 m³/s et une pente moyenne de 1%, un diamètre $\varnothing = 500\text{mm}$.

Collecteur B :

Pour le tronçon 4-5 de débit 4,35 m³/s et une pente moyenne de 0,5% correspond un diamètre

$\varnothing = 2100\text{mm}$.

Pour le tronçon 5-6DVO de débit 16.2 m³/s et une pente moyenne de 1,7 % correspond un diamètre $\varnothing = 2800\text{mm}$

Pour le tronçon 6-3 de débit 0,43m³/s et une pente moyenne de 1,2%, un diamètre $\varnothing = 800 \text{ mm}$.

Collecteur commun :

Le tronçon 3-STEP, de débit de 0,55 m³/s et une pente moyenne de 1,4% correspond un diamètre

$\varnothing = 800\text{mm}$.

Tableau V.3 – la récapitulation du dimensionnement des collecteurs

N° Tronçon	Longueur (m)	Q pointe (m ³ /s)	Q ep (m ³ /s)	Débit de rejet			Pente (%)	Diamètre (mm)
				Q pointe ×3 (m ³ /s)	Qep (m ³ /s)	Total (m ³ /s)		
Collecteur A								
1-2DVO	1820	0,024	2,84	/	/	2,86	1,5	1500
2-3	2153	0,41	/	0,123	/	0,123	1	500
Collecteur B								
4-5	192	0,05	4,3	/	4,3	4,35	0,5	2100
5-6DVO	523	0,095	16,1	/	/	16,2	1,7	2800
6-3	870	0,14	/	0,43	/	0,43	1,2	800
Collecteur commun								
3-STEP	220	0,18	/	0,55	/	0,55	1,4	800

Remarque :

-La distance entres deux regards est variable :

- 35m à 50m en terrains accidentés.
- 50m à 80m en terrains plats.
- L'installation des regards sur le réseau se fait :
- A chaque changement de direction
- A chaque jonction de canalisations
- Aux points de chute
- A chaque changement de pente
- A chaque changement de diamètre.

V.4 Calcul hydraulique

On ne peut concevoir ni exploiter des réseaux d'évacuation, pas plus qu'on ne peut choisir les équipements qui s'y rapportent sans effectuer un certain nombre de calculs hydrauliques.

Dans cette partie, nous allons présenter la méthode requise pour calculer les débits, les vitesses et les hauteurs d'eau dans les conduites.

V.4.1 Equation de base

En 1976, CHEZY a proposé une équation empirique permettant de calculer, dans les canaux, les vitesses des écoulements uniformes.

$$V = C \cdot \sqrt{R_h \cdot I}$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement (m/s)

C : coefficient de CHEZY

I : pente géométrique du profil (m/m).

R_h : rayon hydraulique (m).

Le rayon hydraulique est donné par la relation suivante :

$$R_h = \frac{A_m}{P_m}$$

Avec :

A_m : la section transversale de la conduite occupée par le liquide (m²).

P_m : périmètre mouillé, qui désigne la longueur du périmètre de la conduite en contact avec le liquide (m).

V.4.1.1 Evaluation de coefficient de CHEZY

Beaucoup de chercheurs ont proposé, pour calculer la valeur du coefficient de CHEZY des formules en fonction du rayon hydraulique (Rh) et du coefficient de rugosité (η).

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R_h}}{\sqrt{R_h} + \gamma}$$

Avec :

Rh : rayon hydraulique (m)

γ : désigne le coefficient d'écoulement de BAZIN, dont les valeurs dépendent de la nature des liquides transportés, de la nature des parois et surtout du nombre et de la nature de la confection des joints.

Nous retiendrons pour valeurs :

$\gamma = 0,46$ pour les ouvrages pluviaux,

$\gamma = 0,25$ pour les collecteurs des eaux usées.

$\gamma = 0,06$ lorsque les parois sont lisses.

Ces valeurs peuvent être ramenées à 0,30 et 0,16 respectivement pour les ouvrages pluviaux et collecteurs des eaux usées si la pose et la confection des joints est soignée.

Tableau V.4 – Valeurs de γ en fonction de la nature des parois

γ	Nature des parois
0.06	Parois très unies : ciment lisse, bois raboté
0.16	Parois unies : briques, pierres de tailles, acier usagé....
0.46	Canaux revêtus de maçonnerie de moellons
0.85	Canaux en terre à sections très régulières
1.30	Canaux en terre, dans des conditions ordinaires
1.75	Canaux en terre représentant une résistance exceptionnelle : galets et pierres

Formule de MANNING

$$C = R_H^{1/6} \times \frac{0.823}{n}$$

Avec :

Rh : rayon hydraulique

n : coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur.

Tableau V.5 – coefficient de rugosité dont les valeurs dépendent de la nature des parois du collecteur.

η	Nature de la paroi
0.010	Bois raboté ou béton lisse
0.011	Bois non raboté
0.012	Béton sans enduit
0.013	Briques
0.021	Terre
0.024	gravier
0.029	Terre avec végétation

NB

On utilise de moins en moins la formule de BAZIN, car elle donne des valeurs erronées dans le cas où le coefficient C est élevé. Celui-ci peut atteindre et même dépasser la valeur de 100. Alors qu'en application de la formule de BAZIN, la limite supérieure de la valeur de C est de 87. Par conséquent, l'équation de MANNING est la plus utilisée

Pour notre projet, nous utiliserons l'équation de MANNING avec un coefficient d'écoulement pris égal $\eta = 0.014$, soit un béton comprimé tulipe et béton armé.

$$\text{D'où } C = 58.78 R_H^{1/6}$$

$$\text{Ce qui donne : } V = 58.78 R_H^{2/3} I^{1/2}$$

V.5 Calcul de la vitesse à pleine section V_{ps} .

$$V = 58.78 \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \quad R_H = \frac{D}{4}$$

Ce qui donne

$$V_{ps} = 23.60 \times D^{2/3} \times I^{1/2}$$

V.6 Calcul du débit à pleine section Q_{ps} .

$$Q_{ps} = V_{ps} \times A$$

A: étant la section de la conduite égale à :

$$A = \frac{\pi D^2}{4}$$

Ce qui donne par substi

$$Q_{ps} = 18.52 \times D^{8/3} \times I^{1/2}$$

Une fois que nous obtenons les valeurs de « Q_{ps} » nous établissons le rapport des débits

V.7 Calcul des vitesses et hauteurs d'eau dans les conduites

A partir de l'abaque donnant la variation des débits et des vitesses en fonction du remplissage, nous tirons les valeurs de

$$rV = \frac{v}{v_{ps}}$$

(rapport des vitesses), correspondantes aux valeurs de rQ et donc les valeurs de V .

- Si la valeur de la vitesse (V) est comprise entre 0,6 m/s et 04 m/s, nous tirons de l'abaque les valeurs de :

$$rH = \frac{H}{D}$$

(rapport des hauteurs de remplissage) et nous déduisons alors les valeurs de H correspondantes

- Sinon, on procède à un changement de la pente (I) ou bien à un changement du diamètre (D) jusqu'à la satisfaction des conditions citée précédemment.

Après avoir tracé les profils en long pour notre réseau, et extraction des pentes des collecteurs nous avons entamé le dimensionnement c'est-à-dire la détermination du diamètre des collecteurs, ainsi que, la vitesse et la hauteur d'eau dans les conduites. Les résultats trouvés sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 – Calcul hydraulique du collecteur A

N° Regard	cote amont	cote avale	Distance(m)	pente(%)	Diamètre(m)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	Qc(m ³ /s)	Qc/Qp s	V/Vp s	Vcurag e	H/D	H
R1R2	323,22	321,15	68,02	0,0304	1,5	6,49	11,47	2,85	0,248	0,823	5,34	0,34	0,51
R2R3	321,15	320,12	48,02	0,0214	1,5	5,45	9,63	2,85	0,296	0,866	4,72	0,37	0,56
R3R4	320,12	319,07	48,03	0,0219	1,5	5,50	9,72	2,85	0,293	0,863	4,75	0,37	0,56
R4R5	319,07	318,22	39,39	0,0216	1,5	5,47	9,66	2,85	0,295	0,865	4,73	0,37	0,56
R5R6	318,22	316,95	44,88	0,0283	1,5	6,26	11,06	2,85	0,258	0,832	5,21	0,35	0,53
R6R7	316,95	316,54	81,01	0,0051	1,5	2,65	4,68	2,85	0,609	1,04	2,75	0,55	0,83
R7R8	316,54	315,54	81,01	0,0123	1,5	4,13	7,30	2,85	0,390	0,933	3,86	0,43	0,65
R8R9	315,54	311,75	66,66	0,0569	1,5	8,87	15,68	2,85	0,182	0,758	6,73	0,28	0,42
R9R10	311,75	311,07	68,82	0,0099	1,5	3,70	6,54	2,85	0,436	0,961	3,55	0,46	0,69
R10R11	311,07	310,31	89,98	0,0084	1,5	3,42	6,04	2,85	0,472	0,983	3,36	0,48	0,72
R11R12	310,31	309,78	80,45	0,0066	1,5	3,02	5,34	2,85	0,534	1,01	3,05	0,51	0,77
R12R13	309,78	309,16	30,11	0,0206	1,5	5,34	9,43	2,85	0,302	0,872	4,66	0,37	0,56
R13R14	309,16	308,83	16,28	0,0203	1,5	5,30	9,36	2,85	0,304	0,873	4,63	0,38	0,57
R14R15	308,83	308,38	62,47	0,0072	1,5	3,16	5,58	2,85	0,511	1	3,16	0,5	0,75
R15R16	308,38	308,18	28,22	0,0071	1,5	3,13	5,54	2,85	0,515	1	3,13	0,5	0,75
R16R17	308,18	306,05	48,38	0,0440	1,5	7,81	13,80	2,85	0,207	0,787	6,15	0,31	0,47
R17R18	306,05	305,31	69,67	0,0106	1,5	3,84	6,78	2,85	0,421	0,951	3,65	0,45	0,68
R18R19	305,31	304,67	73,41	0,0087	1,5	3,47	6,14	2,85	0,464	0,978	3,40	0,48	0,72

R19R20	304,67	302,86	48,01	0,0377	1,5	7,23	12,77	2,85	0,223	0,801	1,09	0,45	0,68
R20R21	302,86	302,77	26,44	0,0034	1,5	2,17	3,84	2,85	0,743	1,092	2,37	0,64	0,96
R21R22	302,63	301,98	59,66	0,0109	1,5	3,88	6,86	2,85	0,415	0,947	3,68	0,43	0,65
R22R23	301,98	300,91	86,61	0,0124	1,5	4,14	7,31	2,85	0,390	0,933	1,07	0,43	0,65
R23R24	300,91	300,87	14,54	0,0028	1,5	1,95	3,45	2,85	0,826	1,118	2,18	0,7	1,05
R24R25	300,87	300,75	32,01	0,0037	1,5	2,28	4,03	2,85	0,708	1,082	2,47	0,62	0,93
R25R26	300,75	299,72	49,88	0,0206	1,5	5,35	9,45	2,85	0,302	0,871	4,66	0,38	0,57
R26R27	299,72	299,23	23,96	0,0205	1,5	5,32	9,40	2,85	0,303	0,872	4,64	0,38	0,57
R27R28	299,23	298,24	47,55	0,0208	1,5	5,37	9,49	2,85	0,300	0,87	4,67	0,38	0,57
R28R29	298,24	297,8	21,55	0,0204	1,5	5,32	9,39	2,85	0,303	0,872	4,64	0,38	0,57
R29R30	297,8	296,56	72,48	0,0171	1,5	4,87	8,60	2,85	0,331	0,898	4,37	0,4	0,60
R30R31	296,56	295,24	76,63	0,0172	1,5	4,88	8,63	2,85	0,330	0,897	4,38	0,4	0,60
R31R32	295,24	294,77	13,98	0,0336	1,5	6,82	12,06	2,85	0,236	0,812	5,54	0,33	0,50
R32R33	294,77	293,37	49,67	0,0282	1,5	6,25	11,04	2,85	0,258	0,831	5,19	0,34	0,51
R33R34	293,37	292,29	38,51	0,0280	1,5	6,23	11,01	2,85	0,259	0,832	5,19	0,34	0,51
R34R35	292,29	291,75	69,34	0,0078	1,5	3,28	5,80	2,85	0,491	0,994	3,26	0,49	0,74
R35DVO	291,75	290,62	44,84	0,0252	1,5	5,91	10,44	2,85	0,273	0,846	5,00	0,36	0,54
DVOR36	290,62	290,52	69,86	0,0014	0,3	0,48	0,03	0,051	1,499	1,097	0,53	0,65	0,20
R36R37	290,52	290,44	58,81	0,0014	0,3	0,47	0,03	0,051	1,537	1,097	0,51	0,65	0,20

R37R38	290,44	289,99	72,38	0,0062	0,3	1,00	0,07	0,051	0,719	1,085	1,09	0,63	0,19
R38R39	289,99	289,65	54,64	0,0062	0,3	1,00	0,07	0,051	0,719	1,085	1,09	0,63	0,19
R39R40	289,65	288,65	65,12	0,0154	0,3	1,58	0,11	0,051	0,458	0,974	1,54	0,47	0,14
R40R41	288,65	287,79	55,82	0,0154	0,3	1,58	0,11	0,051	0,457	0,973	1,54	0,47	0,14
R41R42	287,79	287,16	59,52	0,0106	0,3	1,31	0,09	0,051	0,551	1,02	1,34	0,53	0,16
R42R43	287,16	286,66	72,72	0,0069	0,3	1,06	0,07	0,051	0,684	1,075	1,13	0,61	0,18
R43R44	286,66	286,47	48,82	0,0039	0,3	0,79	0,06	0,051	0,909	1,134	0,90	0,75	0,23
R44R45	286,47	285,27	57,82	0,0208	0,3	1,83	0,13	0,051	0,394	0,936	1,72	0,43	0,13
R45R46	285,27	283,52	83,94	0,0208	0,3	1,84	0,13	0,051	0,393	0,935	1,72	0,43	0,13
R46R47	283,52	283,19	48,95	0,0067	0,3	1,04	0,07	0,051	0,691	1,078	1,13	0,62	0,19
R47R48	283,19	282,86	48,95	0,0067	0,3	1,04	0,07	0,051	0,691	1,078	1,13	0,62	0,19
R48R49	282,86	282,68	43,45	0,0041	0,3	0,82	0,06	0,051	0,881	1,129	0,92	0,73	0,22
R49R50	282,68	282,5	43,45	0,0041	0,3	0,82	0,06	0,051	0,881	1,129	0,92	0,73	0,22
R50R51	282,5	282,35	41,11	0,0036	0,3	0,77	0,05	0,051	0,939	1,137	0,87	0,76	0,23
R51R52	282,35	282,19	41,11	0,0039	0,3	0,79	0,06	0,051	0,909	1,134	0,90	0,75	0,23
R52R53	282,19	282,01	45,95	0,0039	0,3	0,80	0,06	0,051	0,906	1,134	0,90	0,75	0,23
R53R54	282,01	281,86	39,94	0,0038	0,3	0,78	0,06	0,051	0,925	1,136	0,89	0,75	0,23
R54R55	281,86	281,61	65,21	0,0038	0,3	0,79	0,06	0,051	0,916	1,135	0,89	0,75	0,23
R55R56	281,61	280,73	79,89	0,0110	0,3	1,34	0,09	0,051	0,540	1,016	1,36	0,52	0,16

R56R57	280,73	280,5	20,76	0,0111	0,3	1,34	0,09	0,051	0,539	1,016	1,36	0,52	0,16
R57R58	280,5	279,77	66,62	0,0110	0,3	1,33	0,09	0,051	0,542	1,017	1,35	0,53	0,16
R58R59	279,77	279,24	47,6	0,0111	0,3	1,34	0,09	0,051	0,537	1,015	1,36	0,52	0,16
R59R60	279,24	278,58	60,02	0,0110	0,3	1,33	0,09	0,051	0,541	1,017	1,36	0,53	0,16
R60R61	278,58	278,25	49,59	0,0067	0,3	1,04	0,07	0,051	0,695	1,07	1,11	0,6	0,18
R61R62	278,25	277,92	49,59	0,0067	0,3	1,04	0,07	0,051	0,695	1,07	1,11	0,6	0,18
R62R63	277,92	277,34	54,72	0,0106	0,3	1,31	0,09	0,051	0,551	1,02	1,34	0,51	0,15
R63R64	277,34	276,84	74,26	0,0067	0,3	1,04	0,07	0,051	0,691	1,077	1,12	0,61	0,18
R64R65	276,84	276,48	53,34	0,0067	0,3	1,05	0,07	0,051	0,690	1,076	1,13	0,61	0,18
R65R66	276,48	276,1	65,29	0,0058	0,3	0,97	0,07	0,051	0,743	1,092	1,06	0,64	0,19
R66R67	276,1	275,74	74,49	0,0048	0,3	0,88	0,06	0,051	0,816	1,115	0,99	0,69	0,21
R67R68	275,74	275,43	64,48	0,0048	0,3	0,88	0,06	0,051	0,818	1,115	0,98	0,69	0,21
R68R69	275,43	275,18	66,95	0,0037	0,3	0,78	0,05	0,051	0,928	1,137	0,88	0,76	0,23
R69R70	275,18	274,94	65,41	0,0037	0,3	0,77	0,05	0,051	0,936	1,137	0,88	0,76	0,23
R70R71	274,94	274,67	69,86	0,0039	0,3	0,79	0,06	0,051	0,912	1,135	0,90	0,75	0,23
R71R72	274,67	274,4	72,21	0,0037	0,3	0,78	0,05	0,051	0,927	1,136	0,88	0,75	0,23

Tableau V.7 – calcul hydraulique du collecteur B et du collecteur commun

No Regard	Cote radier		Distance(m)	Pente (m/m)	Débit (m ³ /s)	D (m)	Vps (m/s)	Qpsm ³ /s	Q/Qps	V/Vps	H/D	V aucorage	H (m)
	Cote Amont	Cote Avale											
Tronçon sortie lotissement sud- ouest 1er regard ovoïde existant,													
R1 R2	295,82	295,43	63,7	0,00612	4,36	2,1	2,955	10,387	0,419	0,951	0,45	2,8	0,9
R2 R3	295,43	295,23	32,6	0,00613	4,36	2,1	2,957	10,393	0,419	0,951	0,45	2,8	0,9
R3 R4	295,23	294,93	49,7	0,00604	4,36	2,1	2,936	10,317	0,422	0,952	0,46	2,8	1,0
R4 R5	294,93	294,15	45,7	0,01706	4,36	2,1	4,934	17,340	0,251	0,826	0,34	4,0	0,7
Tronçon ovoïde existant													
R5 R6	294,15	292,43	49,8	0,03454509	16,14	2,8	8,489	53,043	0,304	0,9	0,13	7,6	0,4
R6 R7	292,43	289,35	122,3	0,02518809	16,14	2,8	7,249	45,293	0,356	0,92	0,14	6,7	0,4
R7 R8	289,35	287,91	110,6	0,01301989	16,14	2,8	5,212	32,564	0,496	0,99	0,19	5,2	0,5
R8 R9	287,91	287,29	47,9	0,01294093	16,14	2,8	5,196	32,465	0,497	0,99	0,19	5,1	0,5
R9 R10	287,29	286,7	60,8	0,00969916	16,14	2,8	4,498	28,106	0,574	1,01	0,20	4,5	0,6
R10 R11	286,7	285,86	56,6	0,01484624	16,14	2,8	5,565	34,773	0,464	0,98	0,19	5,5	0,5
R11 DVO	285,86	285,04	74,9	0,01094647	16,14	2,8	4,779	29,859	0,541	1	0,20	4,8	0,6
Tronçon ovoïde existant vers point de jonction collecteur A													
DVO R12	285,0	284,5	72,2	0,0075	0,037	0,3	0,904	0,065	0,570	1,032	0,54	0,9	0,2
R12 R13	284,5	284,14	75,5	0,0048	0,22	0,6	1,141	0,327	0,672	1,071	0,6	1,2	0,4

R13 R14	284,1	283,8	72,7	0,0047	0,22	0,6	1,130	0,324	0,678	1,073	0,69	1,2	0,4
R14 R15	283,8	282,55	41,9	0,0298	0,22	0,6	2,854	0,819	0,269	0,841	0,36	2,4	0,2
R15 R16	282,6	281,15	45,6	0,0307	0,22	0,6	2,895	0,831	0,265	0,837	0,35	2,4	0,2
R16 R17	282,2	280,86	37,3	0,0346	0,22	0,6	3,073	0,882	0,249	0,823	0,34	2,5	0,2
R17 R18	280,9	280,43	51,3	0,0084	0,22	0,6	1,513	0,434	0,507	1,002	0,5	1,5	0,3
R18 R19	280,4	279,32	13,7	0,0810	0,22	0,6	4,704	1,350	0,163	0,733	0,27	3,4	0,2
R19 R20	279,3	278,8	62,2	0,0084	0,22	0,6	1,511	0,433	0,508	1,003	0,5	1,5	0,3
R20 R21	278,8	278,38	51,7	0,0081	0,22	0,6	1,489	0,427	0,515	1,006	0,51	1,5	0,3
R21 R22	278,4	277,3	51,7	0,0209	0,22	0,6	2,388	0,685	0,321	0,889	0,39	2,1	0,2
R22 R23	277,3	276,77	65,7	0,0081	0,22	0,6	1,485	0,426	0,516	1,006	0,51	1,5	0,3
R23 R24	276,8	276,24	65,7	0,0081	0,22	0,6	1,485	0,426	0,517	1,006	0,51	1,5	0,3
R24 R25	276,2	274,94	76,1	0,0171	0,22	0,6	2,160	0,620	0,355	0,912	0,41	2,0	0,2
R25 R26	274,9	274,4	85,7	0,0063	0,22	0,6	1,311	0,376	0,585	1,035	0,55	1,4	0,3

Collecteur commun

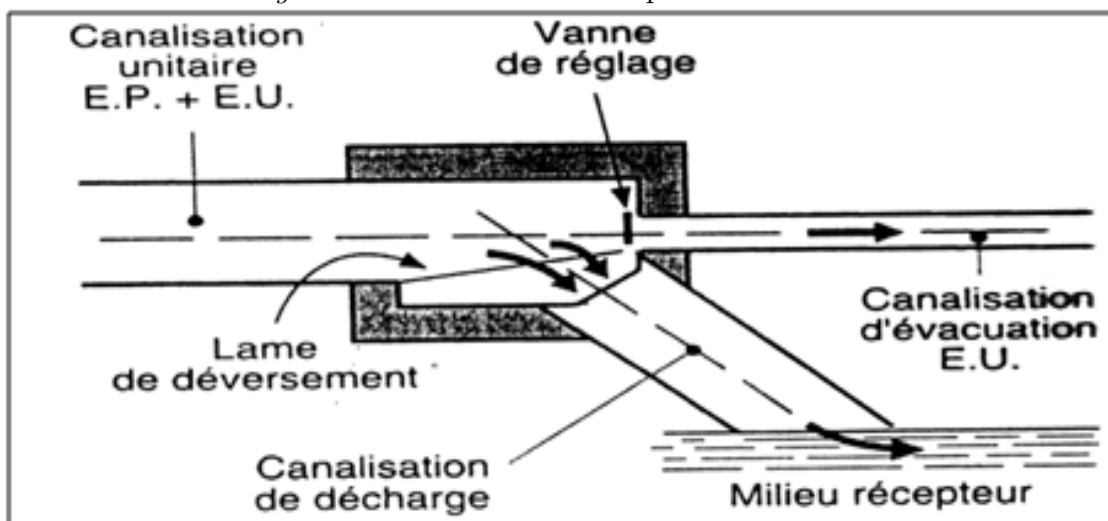
Rj R1	274	273,9	81,9	0,00638	0,27	0,7	1,461	0,571	0,473	0,984	0,48	1,44	0,3
R1 R2	274	273,5	61,2	0,00637	0,27	0,7	1,460	0,570	0,474	0,984	0,48	1,44	0,3
R2 R3	273	273,3	32,1	0,00623	0,27	0,7	1,444	0,564	0,479	0,987	0,49	1,43	0,3
R3 R4	273	273,0	43,5	0,00644	0,27	0,7	1,469	0,574	0,471	0,982	0,48	1,44	0,3

V.8 Calcul et dimensionnement du déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les points exceptionnels des débits d'orage vers le milieu récepteur. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie du projet en réduisant les dimensions du réseau aval.

Dans notre cas, nous projetons deux déversoirs d'orage à seuil latéral.

Figure V.1 – Déversoir classique à seuil latéral



V.8.1 Calcul du DVO du collecteur A

- le débit des eaux pluviales $Q_{ep} = 2860$ l/s
- le débit des eaux usées $Q_p = 411$ /s
- le débit total $Q_t = 2901$ l/s
- le débit qui sera acheminé vers la station Q_1 est : $Q_1 = 3Q_p$
 $Q_1 = 3 \times 41 = 123$ l/s

$$Q_1 = 123 \text{ l/s}$$

- le débit rejeté vers l'oued Q_2 est : $Q_2 = Q_t - Q_1$
 $Q_2 = 2901 - 123 = 2778$ l/s

$$Q_2 = 2778 \text{ l/s}$$

Charge au dessus du seuil du déversoir

-Caractéristiques des conduites :

-Arrivée

$$DN=1500\text{mm} \quad i=0,0252 \quad Q_{ps}=10440 \text{ l/s} \quad \frac{H}{D} = 0,36$$

La hauteur dans la buse h_1

$$h_1 = \frac{H}{D} \times D \quad h_1 = 0,5 \times 1,5 = 0,54\text{m}$$

$$h_1 = 0,54\text{m}$$

-Départ

$$DN=300\text{mm} \quad i=0,0014 \quad Q_{ps}=30\text{l/s} \quad \frac{H}{D} = 0,65$$

D'où $h_2 = 0,65 \times 0,3 = 0,2\text{m}$

$$h_2 = 0,2\text{m}$$

D'où la charge au dessus du seuil h_d est :

$$h_d = h_1 + h_2 / 2$$

$$h_d = 0,54 - 0,2 / 2 = 0,2\text{m}$$

$$h_d = 0,2\text{m}$$

La formule de calcul du déversoir s'établit comme suit :

$$Q = m \times l \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2} \quad [21]$$

Avec :

m : coefficient de débit pour un déversoir de type CREAGER=0,38

L : la longueur du DVO h_d : charge au dessus du seuil (m)

-Application numérique

$$L = \frac{Q_2 \times 10^{-3}}{0,38 \times \sqrt{2g} \times h_d^{3/2}} = 18,5 \text{ m}$$

$$L = 18,5 \text{ m}$$

- Remarque :

Le DVO du collecteur A est dimensionné avec une conduite d'étranglement de diamètre 300 afin de limiter sa longueur.

Le calcul et le dimensionnement du DVO du collecteur B se feront de la même manière.

V.9 Conclusion

Dans le tronçon 1-2 DVO du collecteur A, la plupart des vitesses sont supérieures à 4 m/s, elles ne vérifient pas les conditions d'auto curage, nous sommes donc obligés de procéder par un changement de pente en la faisant diminuer progressivement tout en respectant les diamètres des canalisations, ou bien par la réalisation des regards de chute pour réduire la vitesse d'écoulement.

Dans le tronçon 2-3, les vitesses obtenues vérifient les conditions d'auto curage. Pour les tronçons 4-5 et 6-3 du collecteur B, à part deux vitesses, les autres véri-

fient les conditions d'auto curage, elles sont comprises entre 0,6m/s et 4m/s. Dans le tronçon ovoïde, on doit diminuer la pente ou bien réaliser des regards de chute pour obtenir des vitesses qui vérifient les conditions d'auto curage.

Au niveau du collecteur commun, en utilisant une pente moyenne de 1,4% et un diamètre de 800mm, nous obtenons des vitesses comprises entre 0,6m/s et 4m/s.

Ces vitesses permettent d'assurer l'auto curage en évitant la destruction des conduites et des joints et assurent la sécurité des égoutiers.

Dans ce qui suit, nous allons faire le dimensionnement des déversoirs d'orage.

Conclusion générale

Nous avons réalisés dans ce mémoire l'étude du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain de Tizi-Ouzou (Oued Falli) ainsi que l'aménagement d'un canal d'évacuation des eaux pluviales

. A l'instar de toute étude, notre projet ne fait pas exception ; on s'est basé pour le dimensionnement sur les trois aspects essentiels, à savoir la sécurité, la durabilité (résistance) ainsi que l'économie.

Ces trois aspects sont étroitement liés. Nous avons fait de notre mieux pour choisir les meilleures méthodes et les meilleurs paramètres à même de nous assurer des résultats les plus proches possible de la réalité. C'est ainsi qu'on a estimé l'intensité des précipitations, les débits d'écoulement, les diamètres des conduites d'évacuation, le débit du dimensionnement et la pente du canal.

Nous avons commencé par l'étude et la conception du système de manutention à base d'AGV en utilisant différents logiciels et méthodes ceci en vue d'assurer le bon fonctionnement de notre système et minimiser le taux de défaillance. Cette étape est très importante car elle conduit au bon choix du matériel et logiciel et l'efficacité de notre réalisation.

Pour assurer une sécurité et une durabilité du projet une fois réalisé, il est impératif d'avoir un bon entretien périodique. Nous avons opté pour un réseau d'assainissement unitaire avec des conduites en béton armé et en béton comprimé à tulipes.

En conclusion notre étude constitue aux travaux déjà réalisés. Le réseau projeté permettra de drainer les eaux usées de toute zone d'étude jusqu'à la STEP pour subir un traitement adéquat avant leur rejet dans le milieu naturel.

Bibliographie

- [1] . ROCHE : hydrologie de surface, Gauthier Villars éditeur paris 1963
- [2] RANÇOIS-Noel CRES : hydrologie urbaine quantitative « assainissement pluvial » septembre 2001, version 2.0
- [3] . DUBREUIL : Initiation à l'analyse hydrologique, éditeurs MASSON et CIE ORSTOM paris 1974
- [4] .REMENIERAS : hydrologie de l'ingénieur, éditions EYROLLES, paris 1986
- [5] ydraulique urbaine « ouvrages de transports, évaluation et distribution » Tome II, édition EYROLLES paris 1981
- [6] ontribution : contribution au diagnostic des formules empiriques de calcul des débits maximums dans des bassins versants non jauges. Cas de deux bassins versants de nord de l'Algérie Thèse de master en aménagement et ouvrages hydrotechniques, ENSH 2018
- [7] Amrik Singh & al ; Some Control Strategies in a Flexible Manufacturing System- A Simulation Perspective, International Journal of Applied Engineering Research, 2018.
- [8] .GUERRIN R.C.LAVAUUR : Traité du béton armé tome VI « réservoir-château d'eau-piscine » deuxième édition DUNOD
- [9] .IDRICI : modélisation et simulation numérique d'écoulement d'eau à surface libre avec HEC-RAS cas d'oued de Saida Thèse de master en hydraulique, option ressources en eau, université de Saida 2017
- [10] .T.R : règles définissent les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- [11] ONNIN.J : Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, 1ère édition, paris 1986.
- [12] iche technique des conduites d'assainissement en béton armé (usine de fabrication, boudouaou, boumerdès)
- [13] EC-RAS, Guide de laboratoire, Ecole de Technologie supérieure, Université de Québec, Mars 2005.
- [14] https://fr.wikipedia.org/wiki/El_K_seur