

Republique Algérienne Démocratique et Populaire

*Ministère de l'enseignement supérieur et de
la recherche scientifique*



Université d'akli Mohanad Oulahadj Bouira



Institut de technologies

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme de licence
professionnalisant en :

Génie de l'eau

Thème

*Etude de dimensionnement de réseau d'assainissement du village
ouled laarbi commune de BENI SLIMANE W MEDEA*

Réaliser par :

Mr MEGROUS Ridha

Encadreur :

M^{elle} AICHOUNE Merzaka

Ingénieur d'Etat en hydraulique

Corrigé par :

-Mr YAHIAOUI Abd elhalim

-Mr OUNISSI Oussama

Année universitaire 2020/2021

Remerciement

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de ma formation et qui m'ont aidé à rédiger ce mémoire. Tout d'abord, je voudrais remercier ma promotrice AICHOUNE Merzaka, à l'université de Bouira, pour sa patience, sa disponibilité et surtout pour ses conseils judicieux qui ont alimenté ma réflexion. Je remercie également toute l'équipe pédagogique de l'université de Bouira et les intervenants professionnels responsables de mon enseignement, pour avoir introduit la partie théorique.

Je tiens à exprimer ma gratitude aux personnes qui nous ont apporté toute l'aide nécessaire pour réaliser ce mémoire :

- Les professeurs superviseurs qui ont corrigé cette mémoire.
- A tous les amis qui ont fait part de notre souffrance et nous ont soutenus pour toute leur aide.
- A nos pères qui ont été la raison pour laquelle nous avons atteint ce stade de notre vie, nous les remercions pour tout ce qu'ils nous ont donné dans notre vie et pour leurs sacrifices pour nous.

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes parents qui nous ont soutenus et encouragés pendant ces années scolaires.

A mes frères et grands- parents qui ont partagé tous les moments d'émotion avec nous pendant que nous faisons ce travail, ils nous ont chaleureusement soutenus et encouragés tout au long de notre voyage.

A nos familles, à nos proches et à ceux qui nous donnent amour et vitalité

A tous nos amis et particulièrement **ABDELKADER, ELOUANASE, FAYCAL, ABBASE, BASSEM, ABDRAZAKE, AMOR, MOHAMED** et **SALAH** qui nous ont toujours encouragés et à qui nous souhaitons encore plus de succès.

Pour tous ceux que nous aimons.



2021

Sommaire :

Introduction Générale.....	1
I.1.Introduction.....	3
I.2.Données naturelles du Site.....	3
I.2.1.Situation Géographique.....	3
I.2.2.Etude géologique.....	4
I.2.3.Géologie régionale	6
I.2.4.Tectonique.....	6
I.2.4.1.Au niveau des terrains autochtones.....	6
I.2.4.2.Au niveau des terrains allochtones.....	7
I.2.4.3.Au niveau des formations néogènes.....	7
I.2.5.Hydrologie	7
A/ hydrographie.....	7
B/ Hydrogéologie	7
I.2.6.Séismicité.....	7
I.2.6.1.Analyse du milieu naturel	8
I.2.7.La climatologie	9
I.2.8.Température	9
I.2.9.Vent.....	9
I.3.Conclusion	9
II.1.Introduction.....	10
II.2. Systèmes d'évacuation des eaux usées	10
a-Système unitaire (tout à l'égout) (Schémas I.a)	10
b- Système séparatif (Schémas I.b)	10
c- Système pseudo-séparatif (Schémas I.c)	10
I.3. Schémas d'évacuation des eaux usées	12
Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend des divers paramètres [1] :	12
1- Schéma perpendiculaire :	12
2- Schéma par déplacement latéral :	12
3- Schéma à collecteur transversal ou oblique :	12
4- Schéma par zones étagées :	12
5- schéma à centre collecteur unique et schéma radial :	13
II.4.Délimitation des sous bassins	13
II.4.1.Evaluation du coefficient de ruissellement :	14

II.4.2.Coefficient de ruissellement pondéré	15
II.4.3.Coefficient d'allongement	16
II.5.Evaluation des débits d'eaux pluviales et eaux usées.....	16
II.5.1.Méthode rationnelle	16
II.5.2.Méthode superficielle	17
II.5.2.1.Validité de la méthode superficielle	18
II.5.2.2.Choix de la méthode de calcul.....	18
II.6. Evaluation des débits d'eaux usées.....	18
II.6.1. Débit moyen journalier rejeté :	18
II.6.2. Débit de pointe.....	19
II.7.Conclusion	19
III.1.Introduction	20
III.2 Choix de la période de retour	21
III.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations.....	21
III.3.1.Pluviométrie	21
III.3.1.1 Les pluies maximales journalières.....	21
III.3.1.2.Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement	22
III.3.1.3.Ajustement à la loi Log normale (Maximum de vraisemblance) :	24
III.3.1.4 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)	26
III.3.1.5 Test d'adéquation Test du Khi deux (Khi2).....	28
III.3.1.6.La comparaison entre les deux lois d'ajustement	29
Conclusion.....	29
III.4. Calcul de l'intensité de la pluie :	29
III.5. Conclusion.....	30
IV.1. Situation démographique.....	32
IV.1.1. Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon de calcul.....	32
IV.1.2. La répartition des habitants	32
IV.1.3. Evaluation des débits.....	34
IV.1.4.Evaluation des débits pluviaux et totaux.....	34
VI.2.Conclusion.....	36
V.1.Introduction	37
V.2.Conditions d'implantation des réseaux.....	37
V.3.Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	37
V.4.Mode de calcul	38

V.5.Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	41
V.6.Ouvrages annexes.....	37
V.6.1. Les ouvrage de branchements au réseau.....	37
V.6.2. Ouvrages de collecte en surface	37
V.6.3. Ouvrages de collecte et de transport.....	38
A. Fossés :	38
B. Gargouille :	38
C. Caniveaux :	39
V.6.4 Les ouvrages d'accès au réseau	39
A. Regards :	39
B. Déversoir d'orage :	40
V.7.Conclusion.....	44
Conclusion générale	54
Annexes	55
Références Bibliographiques.....	57



Liste des figures

Liste de figure

Figure I.1 : Carte géographique d'OULED LARBI	4
Figure I.2 : Carte géologique de la wilaya de MEDEA	5
Figure I.3 : Carte de micro zonage sismique du territoire national	8
Figure II. 4 : Système d'évacuation des eaux usées	11
Figure II.5 : Schémas d'évacuation des eaux usées. [1]	13
Figure III.6 : Caractéristiques de la série pluviométrique	23
Figure III. 7 : La courbe des précipitations j max en fonction des années	23
Figure III.8 : L'homogénéité de la série pluviométrique	24
Figure III.9 : La droite d'ajustement de la loi log normal.	26
Figure III.10 : La droite d'ajustement de la loi GUMBEL	27
Figure III.11 : Comparaisons graphique entre La droite d'ajustement de la loi GUMBEL et LOGNORMAL	29
Figure IV.12 : Délimitation des sous bassins	33
Figure V 13 : Organigramme du programme	41
Figure V.14 : Bouche d'égout à grille	38
Figure V.15 : Bouche d'égout à avaloir	38
Figure V.16 : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre	40



Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coefficients d'accélération du séisme	8
Tableau II. 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	14
Tableau II. 3 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.....	14
Tableau II. 4 : Coefficient de ruissellement des sous bassins.	15
Tableau II. 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	15
Tableau II. 6 : les différentes formes de la formule en fonction de la période de retour	18
Tableau III. 7 : Série des pluies journalières maximales de la station Médea (011509).....	22
Tableau III. 8 : Les Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale.....	25
Tableau III. 9 : Résultat de calcul des différents paramètres avec l'ajustement à la loi log normal.....	25
Tableau III. 10 : Paramètre de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	27
Tableau III. 11 : Résultats de calcul des différents paramètres avec l'ajustement à la loi de Gumbel.....	27
Tableau IV 12 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	32
Tableau IV 13 : Valeurs de nombre d'habitats pour chaque sous bassin.	33
Tableau IV. 14 : Estimations des débits usées.....	34
Tableau IV. 15 : Estimations des débits pluviaux.	36
Tableau V.16 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau V. 17 : Caractéristique des déversoirs d'orage (type latérale)	44

ملخص:

الهدف الأساسي من خلال مشروعنا هذا هو ضمان الصرف الصحي لمجموع المياه القذرة و مياه الأمطار لقرية الولاد العربي بومسكن دائرة بني سليمان (ولاية المدية) نحو الوسط الطبيعي .

حيث تعرف هذه القرية عدة مشاكل متعلقة بالصرف الصحي نظرا لأن الشبكة حديثة النشأة ولا تغطي جميع السكان وبعد الزيارة الميدانية والتقرب من مصالح البلدية قمنا بجمع المعلومات الأولية من اجل تصميم شبكة الصرف الصحي.

الكلمات المفتاحية: شبكة الصرف الصحي, السكان, دراسة الابعاد.

Résumé :

L'objectif principal à travers ce projet est d'assurer l'assainissement de l'ensemble des eaux sales et des eaux pluviales du village d'Al-Wlad Al-Arabi à Boumaskan, District de Bani Suleiman (Médéa) vers le milieu naturel.

Ce village est conscient de plusieurs problèmes liés à l'assainissement, car le réseau est nouvellement mis en place et ne couvre pas l'ensemble de la population .Après la visite de terrain et en nous rapprochant des intérêts de la municipalité, nous avons collecté des informations préliminaires afin de concevoir le réseau d'assainissement.

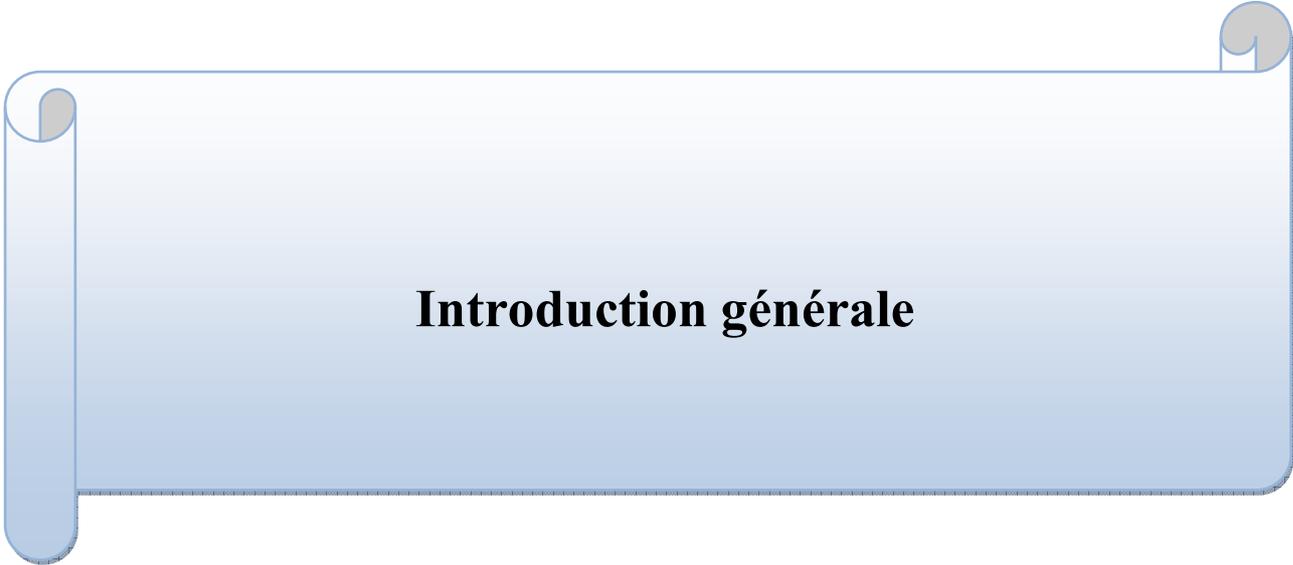
Mots-clés : réseau d'égouts, population, étude dimensionnelle.

Abstract:

The main objective through this project is to ensure the sanitation of all the dirty water and rainwater from the village of Al-Wlad Al-Arabi in Boumaskan, District of Bani Suleiman (Médéa) to the natural environment.

This village is aware of several problems related to sanitation, because the network is newly set up and does not cover the entire population. After the field visit and bringing us closer to the interests of the municipality, we collected preliminary information in order to design the sewerage network.

Keywords : sewage network, population, dimensional study.



Introduction générale

Introduction Générale

L'eau est essentielle pour la vie de tous les citoyens ; elle est à la fois un élément majeur de patrimoine naturel et une composante essentielle de cycle de l'assainissement.

La vie humaine, la vie animale, l'activité industrielle, sont à l'origine de la production de déchets qui, en cas de concentration excessive et mal maîtrisée, peut mettre en cause la santé des individus. Il faut supprimer ces causes d'insalubrité et pour cela :

- Eloigner rapidement et sans stagnation tous les déchets susceptibles de produire des putréfactions et des odeurs ;
- Prendre toutes les dispositions pour éviter que les produits évacués n'entraînent de contamination, de pollution et de perturbation du milieu constituant leur destination finale (en particulier les sols, les nappes phréatiques, les cours d'eau, les lacs, les mers, etc.).

Ces deux concepts simples suffisent pour définir les fonctions de l'assainissement, qui consiste à résoudre deux problèmes très différents qu'il convient de ne pas confondre :

Assainissement = évacuation + épuration.

Évacuation = ensemble des procédés permettant d'assurer la collecte et l'évacuation rapide des déchets.

Épuration = ensemble des traitements applicables à des déchets avant rejet dans un milieu naturel.

L'assainissement a donc pour but d'assurer la collecte, le transport et si besoin, la rétention des eaux pluviales et des eaux usées et de procéder à leur prétraitement puis à leur traitement avant rejet dans le milieu naturel.

La présente étude a pour objet d'étudier le réseau d'assainissement de Ouled laarbi de la commune de BOUSKEN Médéa ,le travail est organisé en des chapitres ,commençant par le premier chapitre d'où on donne une présentation générale de l'agglomération ainsi la situation géographique suivi par un deuxième chapitre qui traite les système d'évacuation des eaux usées ensuite on a fait un calcul hydrologique a travers on a utilisé l'application de l'hyfran pour faire l'ajustement de la série pluviométrique. Afin d'avoir le débit pluviale évacué de notre région puis on a cité les différentes notions de débits nécessaire dans le

dimensionnement de réseau et on a fait le calcul hydraulique de système constituant le réseau d'assainissement et on se termine par une conclusion qui résume notre travail.



Chapitre I : Présentation de l'agglomération

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

I.1.Introduction

La conception du réseau d'égouts nécessite des études spéciales et approfondies pour tirer le meilleur parti du réseau. Comme chaque site est caractérisé par des caractéristiques et des spécifications différentes, concernant le réseau d'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données propres à l'assainissement.

Ces normes sont respectées pour assurer un bon et optimal écoulement de l'eau usée, ainsi que pour assurer plus longtemps. Donc la représentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du réseau d'assainissement de la région OULED LARBI commune de BENI SLIMANE la Wilaya de Médéa.

I.2.Données naturelles du Site

I.2.1.Situation Géographique

Le village **d'OULED LAARBI** est un village appartenant à la commune de BOUSKENE dans le district de « BENI SLIMANE » loin du siège de la commune 20 km à l'ouest. Où le village d'OULED LARBI est situé à l'est de W. de Médéa, à 45 km de la capitale.

Cette agglomération est limitée :

- Au Nord par la municipalité de BOUCHRAHIL.
- A l'Est par la daïra de BENI SLIMANE.
- A l'Ouest par la daïra de SIDI NAAMANE.
- Au Sud par la municipalité de KHAMS DJOUAMAA.

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

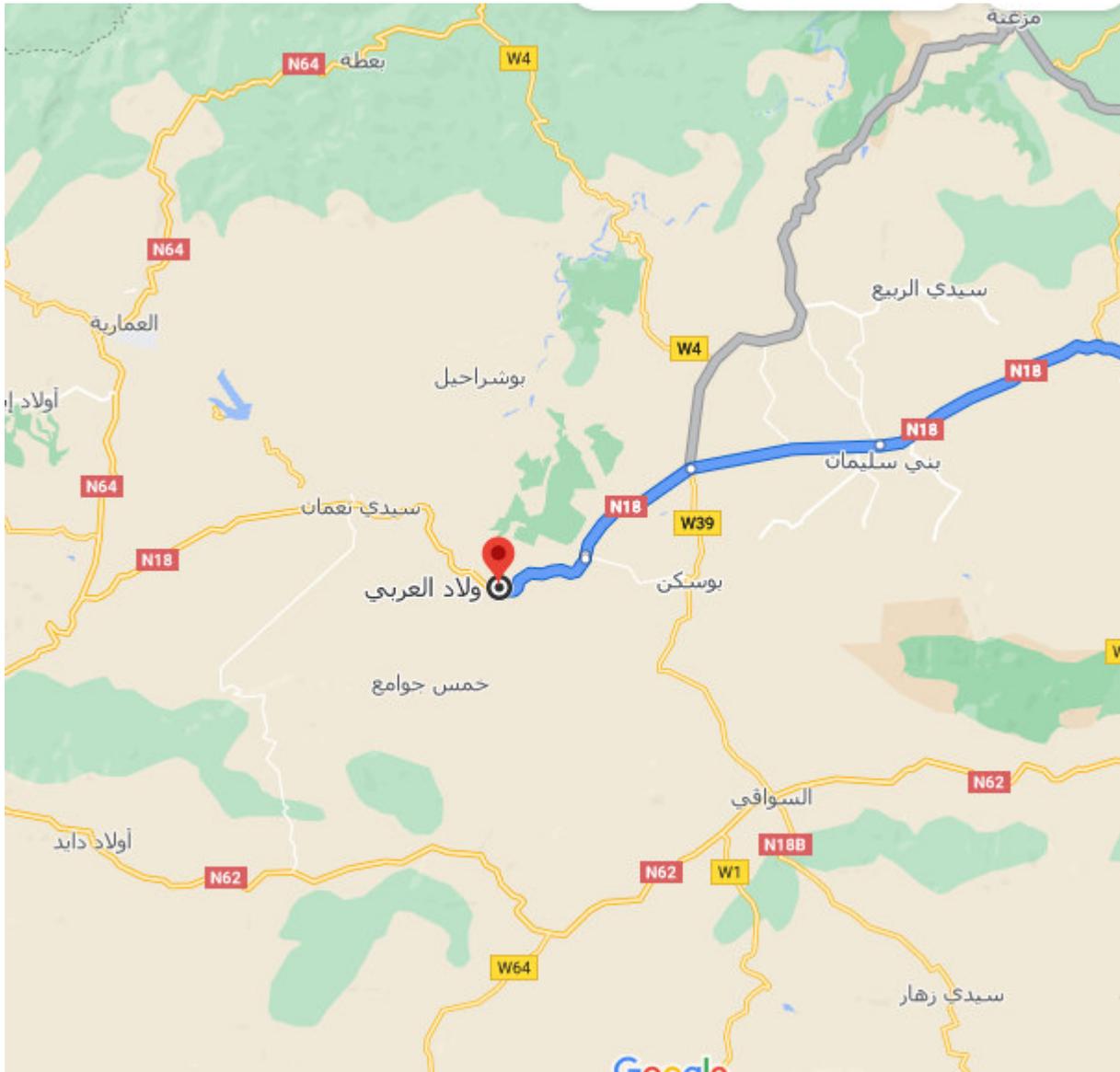


Figure I.1 : Carte géographique d'OULED LARBI.

I.2.2. Etude géologique

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude du terrain à l'urbanisation selon un certain nombre de critères. On a donc distingué deux grandes catégories de variables : celle dite naturelle comme relief, climat, géologie...etc. Et celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et utilisation agricole des sols.

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

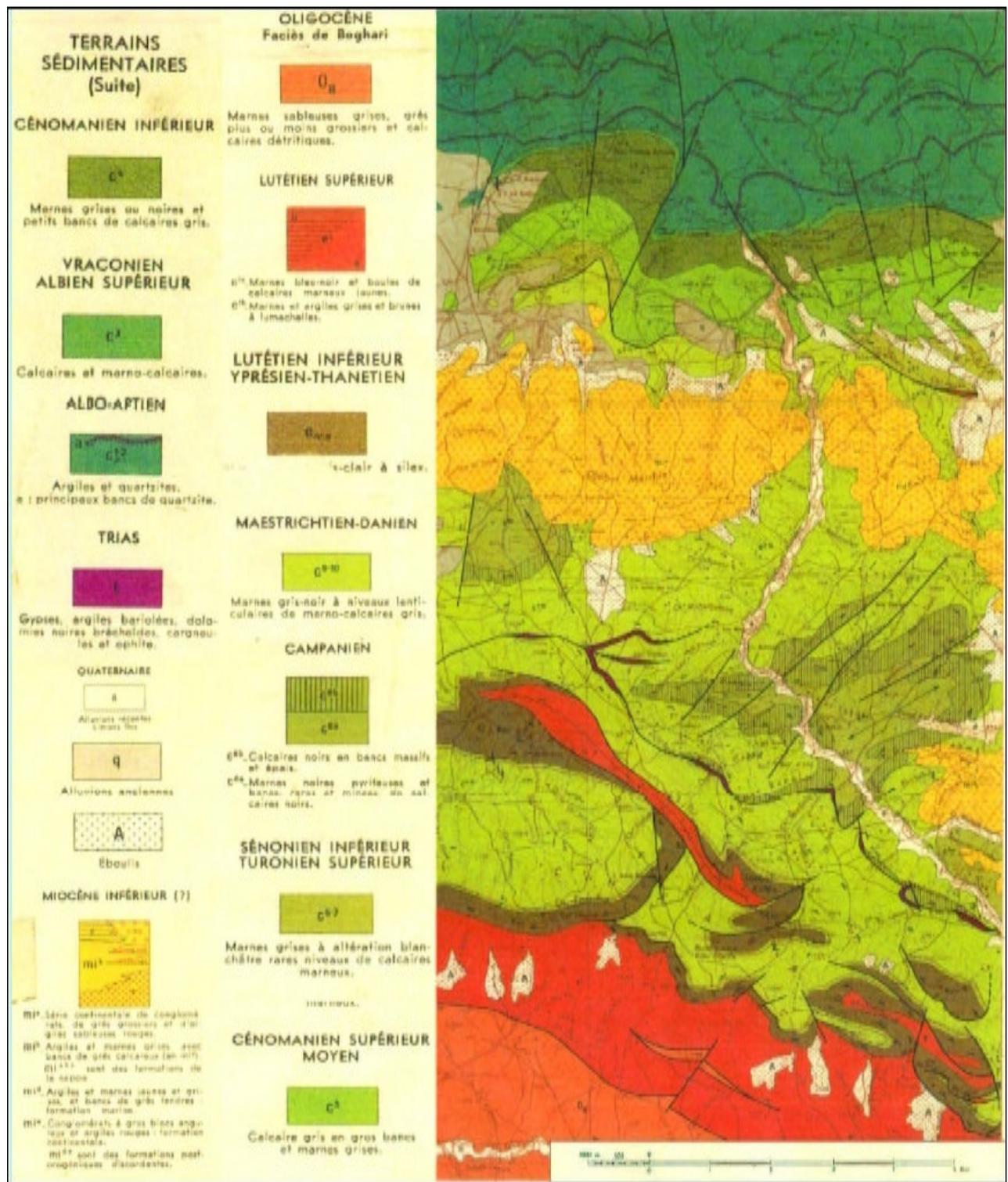


Figure I.2 : Carte géologique de la wilaya de MEDEA

Source : ANBT

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

I.2.3.Géologie régionale

La wilaya de MEDEA est située au Nord de l'Algérie, dans la région des montagnes de l'Atlas. La chaîne Atlasique est orientée Est-Ouest et s'étend du Maroc à l'Ouest jusqu'à la Tunisie à l'Est ; au Nord, est limité par la Méditerranée et, au Sud, par la grande faille Sud-Atlasique. C'est une région mobile très plissée, structurée par l'orogénèse alpine, englobant le domaine Tellien, les Hautes Plaines et l'Atlas Saharien. L'Atlas Saharien se compose de dépôts sédimentaires de plateforme épicontinentale jusqu'à 10 000 m d'épaisseur, qui ont été moyennement plissés et fracturés. Les roches et matériaux actuels se composent de grès, d'argiles, de marnes et de roches calcaires.

L'Atlas Tellien inclut un ancien complexe cristallophyllien de base constitué par gneiss, schistes et granites, ainsi que des formations paléozoïques légèrement métamorphisées (les grès, les schistes et les pélites avec formations de « flysch » mésozoïques et cénozoïques) et quelques dépôts terrigènes et carbonatés. Ces roches ont été plissées et fracturées, formant une structure complexe.

I.2.4.Tectonique

Du point de vue tectonique, la région est mal connue car les formations post orogéniques cachent la structure de l'anticlinorium des Bibans vers la partie septentrionale de la plaine de Béni Slimane. Néanmoins, trois zones tectoniques ont été distinguées :

- Au niveau des terrains autochtones ;
- Au niveau des terrains allochtones ;
- Au niveau des formations néogènes.

La plupart d'accidents affectant le terrain correspondent au rejet d'anciennes structures. Sur le terrain, ces accidents se sont traduits par la mise en place des plis et de failles plus ou moins visibles selon le matériel affecté.

I.2.4.1.Au niveau des terrains autochtones

Les formations autochtones sont représentées par l'anticlinorium des Bibans qui est constitué par des terrains crétacés s'étendant sur 200 km, de la région de Berrouaghia à l'Ouest jusqu'au djebel Guergour à l'Est. C'est dans ce domaine que les mouvements tectoniques se sont le mieux traduits dans le relief.

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

I.2.4.2. Au niveau des terrains allochtones

Sur un substratum autochtone qui prolonge au sud le Crétacé des Bibans, se sont mises en place des unités tectoniques complexes appartenant aux nappes telliennes. Dans les terrains des nappes telliennes, la tectonique complexe propre au phénomène de charriage s'est traduite sur le terrain par une multitude d'accidents, de directions très variables, des variations de pentages très fréquentes, des décrochements de bancs et un tracé du réseau hydrographique en baïonnette.

I.2.4.3. Au niveau des formations néogènes

D'après Kieken (1964), la position horizontale des formations du Continental supérieur dans la région indique que cette zone n'a pas été aussi affectée par les mouvements tectoniques que la région de Médéa. Alors que le secteur Ouest enregistrait un plissement souple à grand rayon de courbure.

I.2.5. Hydrologie

1/ hydrographie

Dans la Localité de OULED LARBI, le réseau hydrographique est assez dense et actif et reçoit le maximum des précipitations de la commune grâce aux altitudes constituées par des reliefs jeunes.

2/ Hydrogéologie

L'inventaire des points d'eau dans la région d'étude a mis en évidence une nappe d'eau phréatique contenue dans les hautes terrasses. Les potentialités hydrographiques de cet horizon aquifère n'offre aucune possibilité importante quant à son exploitation.

I.2.6. Séismicité

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas tellien et ses environs. D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin. Faisant partie des environs immédiats de cet Atlas, **OULED LARBI** est implantée dans l'une des régions où la sismicité est assez importante pour être considérée sérieusement.

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

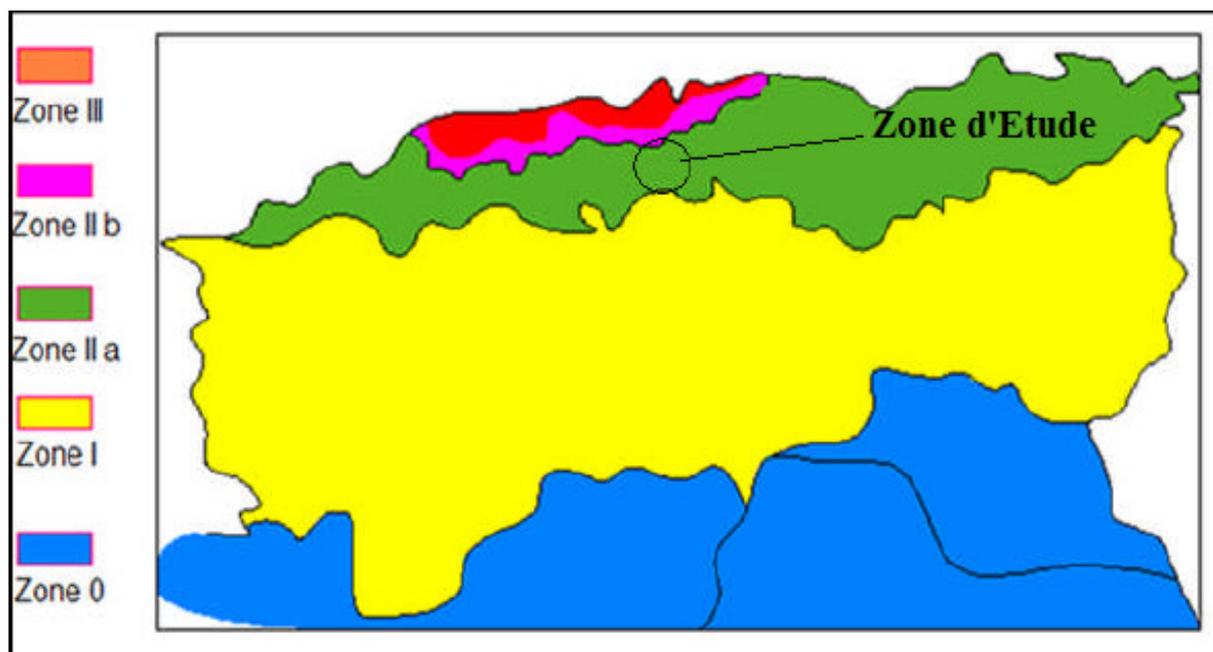


Figure I.3 : Carte de micro zonage sismique du territoire national.

Source : R.P.A (99) V 2003 modifiée.

Le tableau I.1 représente les coefficients d'accélération du séisme selon les zones sismiques : La wilaya de MEDEA est de classe zone Iia selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

Tableau I.1 : Coefficients d'accélération du séisme

zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
0.15	0.25	0.3	0.4	Ouvrages d'importance vitale
0.12	0.2	0.25	0.3	Ouvrages de grande importance
0.1	0.15	0.2	0.25	Ouvrages courants
0.07	0.1	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

I.2.6.1 Analyse du milieu naturel

L'étude du cadre physique détermine l'aptitude du terrain à l'urbanisation selon un certain nombre de critères. Elle s'effectue par l'analyse des différents variables qui peuvent influencer spatialement et temporellement sur l'urbanisation du site. On a donc distingué deux grandes catégories de variable : celle dite naturelle comme relief, climat, géologie....etc. Et celles liées aux actions de l'homme comme servitudes et utilisation agricole des sols.

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

I.2.7.La climatologie

La région d'**OULED LAARBI** appartient au climat semi-continental en raison de plusieurs facteurs qui la distinguent des autres, tels que la hauteur au-dessus du niveau de la mer, son emplacement au milieu de la chaîne de collines et l'extension des montagnes de l'ouest vers le nord-est.

I.2.8.Température

La température pendant la période hivernale (Décembre, Janvier et février), est stagnante. Elle oscille entre (4.4 et 8.8°C). Elle constitue la période la plus froide de l'année avec 14°C parfois en mois de Décembre, dès le mois de Mars, la température amorce une courbe ascendante avec des amplitudes de plus on a remarqué au fur et à mesure que l'on sera proche de la période estivale (Juin, juillet et Aout) qui constitue la période la plus chaude de l'année surtout pendant le mois de juillet et Aout où la température se maintient avec des pics de 40.8°C. La pluviométrie est de 630mm/an, à cause de sa situation en altitude, mais les isoètes décroissent rapidement et on aura un climat Semi-aride et steppique. Les conditions climatiques résultent de la structure géologique et des grandes diversions physiques.

I.2.9.Vent

Les vents dominants dans la région proviennent du Nord-Ouest. Les vents chargés de **OULED LARBI** et soufflent surtout en hiver et faiblement en Automne et au Printemps. L'été est surtout dominé par les vents du sud, secs et chauds

I.3.Conclusion

Dans cette première partie, nous avons identifié plusieurs des principales caractéristiques et facteurs climatiques et naturels qui distinguent cette région, notamment : Situation Géographique, étude géologique....

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

II.1.Introduction

Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à certains points à savoir : Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion dans les immeubles et à permettre une circulation aisée dans les rues en temps de pluie et averses.

II.2. Systèmes d'évacuation des eaux usées

On distingue trois systèmes [1] :

a-Système unitaire (tout à l'égout)

Il prévoit l'évacuation, en commun, des eaux usées (domestiques et industrielles) et les eaux pluviales, donc on a un seul réseau d'évacuation , (**Schémas I.a**).

b- Système séparatif

Comme son nom l'indique, Il prévoit l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles dans un réseau et les eaux pluviales dans une autre (**Schémas I.b**).

c- Système pseudo-séparatif

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement (toiture et cours...). L'autre fraction des eaux pluviales sera transitée par des caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux (**Schémas I.c**).

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

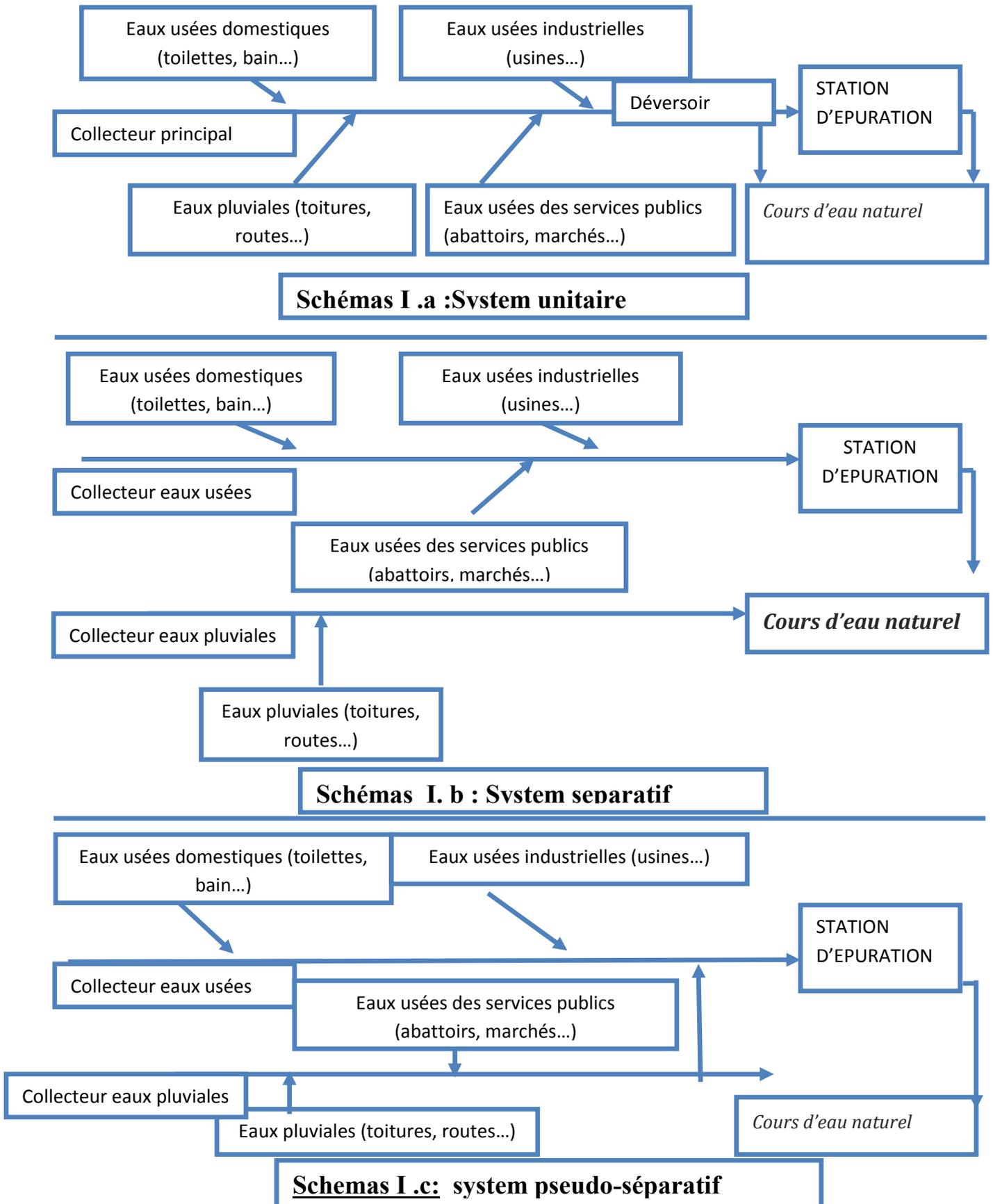


Figure II. 4 : Système d'évacuation des eaux usées.

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

I.3. Schémas d'évacuation des eaux usées

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter dépend de divers paramètres [1] :

- La topographie du terrain.
- La répartition géographique des habitants.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les inondations des rejets.
- L'emplacement de la station d'épuration.

Parmi les schémas d'évacuation, on distingue :

1- Schéma perpendiculaire

Le schéma perpendiculaire à écoulement direct dans le cours d'eau est le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif.

2- Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple de ceux, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux y sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau.

3- Schéma à collecteur transversal ou oblique

Le schéma à collecteur transversal ou oblique, permet plus aisément que le précédent le rapport de l'effluent en aval de l'agglomération.

4- Schéma par zones étagées

Le schéma par zone étagée est une transposition du schéma par déplacement latéral mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet d'échanger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération.

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

5- Schéma à centre collecteur unique et schéma radial

Ils conviennent pour les régions plates, ils permettent de contacter l'effluent en un ou plusieurs points ou il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération.

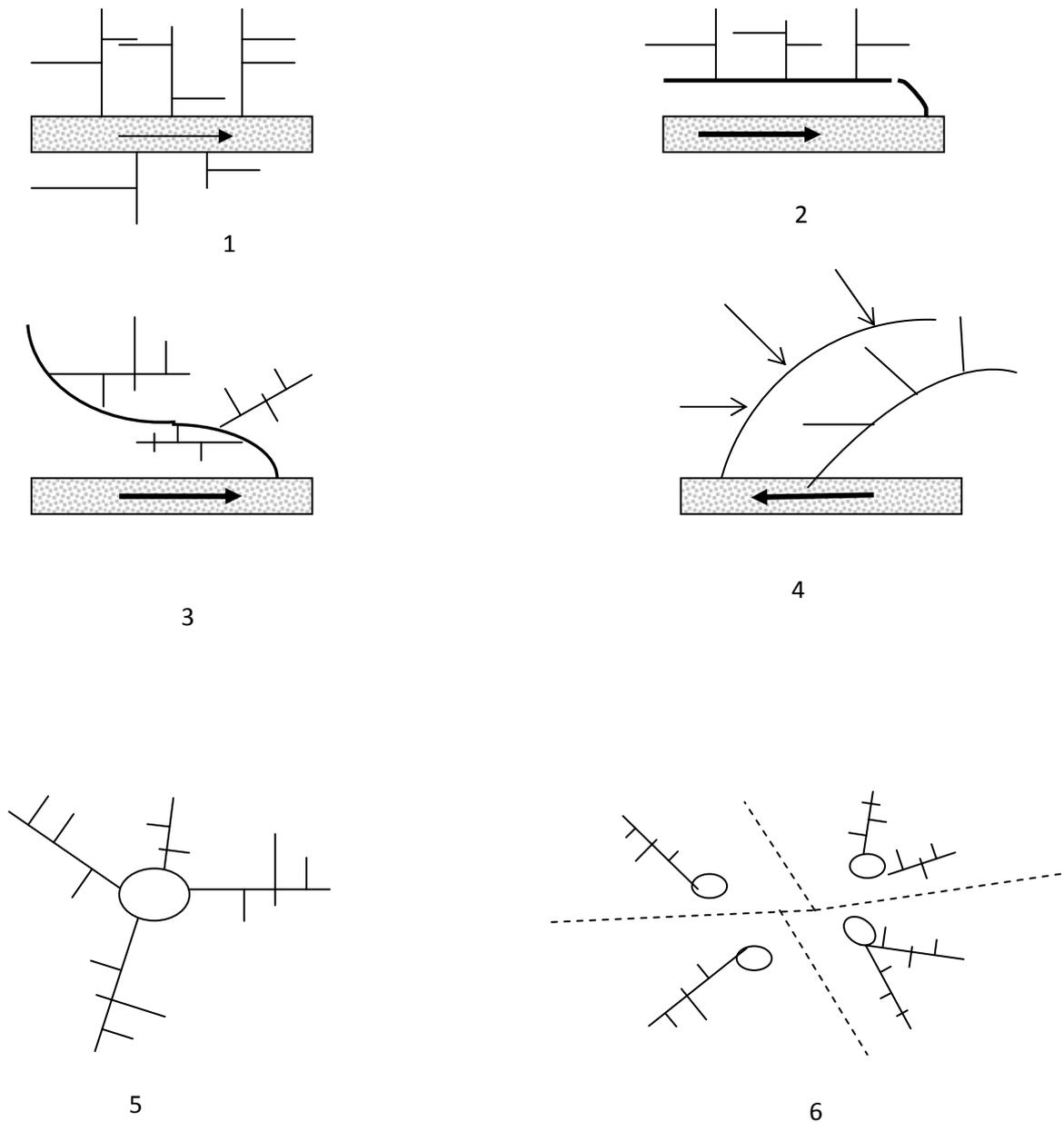


Figure II.5 : Schémas d'évacuation des eaux usées. [1]

II.3.Délimitation des sous bassins

Le découpage des sous bassins élémentaires se fait selon :

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

- La nature des sols.
- La densité des habitants.
- La topographie des sous bassins.
- L'équipement des sous bassins.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs ...).

II.3.1. Evaluation du coefficient de ruissellement :

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la somme des surfaces imperméables à la surface totale.

$$Cr = \frac{\text{Vulume d'eau de pluie ruisselé}}{\text{Vulume d'eautombé}} \text{ avec } \leq Cr \leq 1$$

Le coefficient de ruissellement Cr est influencé par :

- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain.
- La densité de la population.

Tableau. II. 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zone d'influence	Cr
Surface totalement imperméable (toitures, chaussées, trottoirs...)	0.90
Pavage à large joints.	0.60
Voies et macadam non goudronnés	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Tableau .II. 3 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.

Zone d'urbanisation très dense	Coefficient de ruissellement
--------------------------------	------------------------------

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

Zone d'habitation dense	0.90
Zone d'habitation moins dense	0.60 – 0.70
Zone d'habitation	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

Pour notre cas on va prendre un coefficient de ruissellement $C_r = 0.90$ pour la totalité de bassin car il est caractérisé par une habitation dense et une Surface totalement imperméable (toitures, chaussées, trottoirs...).

Tableau .II. 4 : Coefficient de ruissellement des sous bassins.

Sous Bassins	Superficie (m ²)	Superficie ha	Surfaces en %	Coefficient de ruissellement C_r
SB1	156 691.07	15.67	11.19	0.9
SB2	185 858.25	18.59	13.28	0.9
SB3	315 354.14	31.54	22.53	0.9
SB4	286 193.94	28.62	20.44	0.9
SB5	171 131.58	17.11	12.22	0.9
SB6	129 114.56	12.91	9.22	0.9
SB7	155 641.14	15.56	11.12	0.9
Total	1 399 984.68	140.00	100.00	

Tableau II. 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (hab / ha)	20	20 – 60	60 - 150	150-200	200–300	300-400
C_r	0.20	0.200.25	0.250.45	0.300.45	0.450.60	0.600.80

La densité moyenne des habitants est de 350 hab/ha

II.4.2.Coefficient de ruissellement pondéré

Dans le cas où la surface du bassin considéré est formée de plusieurs aires alimentaires « A_i » auxquelles on affecte les coefficients de ruissellement « C_{ri} », on calcule le coefficient de

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

ruissellement pondéré :

Avec :

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha)

II.4.3.Coefficient d'allongement

C'est le rapport entre la longueur du cheminement hydraulique le plus long « L » sur le cote du carré de surface équivalent à celle de bassin considéré. Il est donné par la formule suivante :

$$A_L = L / A^{1/2}$$

II.5.Evaluation des débits d'eaux pluviales et eaux usées

L'évaluation des eaux pluviales, nécessite plusieurs paramètres, comme la pluviométrie, la nature et la topographie du sol étudié, d'où selon ses données on distingue deux méthodes d'évaluation [1] :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

II.5.1.Méthode rationnelle

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits résultants du ruissellement d'une averse constante le débit résultant du ruissellement sur un secteur de superficie « A » ayant un coefficient de ruissellement « Cr » s'exprime par la formule ci-dessous :

$$Q = K . C . I . A$$

Avec :

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

Q : débit d'eau ruisselé (m³/s)

K : coefficient réduisant l'intensité des pluies tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, sa détermination est en fonction de l'allongement du bassin

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

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

Cette méthode, malgré sa précision, est loin de donner les bonnes estimations pour des bassins à grandes surfaces, en plus le manque de données (la pluviométrie) peut influencer le calcul des débits des eaux pluviales.

II.5.2.Méthode superficielle

La valeur du débit d'eau pluviale provenant du bassin versant urbanisé pour une fréquence donnée F est à partir des travaux de M CAQUOT et des vérifications expérimentales effectuées depuis lors, donnée par la relation :

$$Q_f = K^{I/U} I^{V/U} C^{I/U} A^{W/u}$$

Avec :

Q_f : débit pluvial en m³/s

I : pente moyenne du collecteur du bassin considéré (m/m)

Cr : coefficient de ruissellement

A : surface du bassin versant en hectare

K : coefficient d'expression : $[(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)] / 6.6$

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 b(f)$

V : coefficient d'expression : $-0.41 b(f)$

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 b(f)$

\$

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

Tableau II. 6 : les différentes formes de la formule en fonction de la période de retour

Période de retour	La formule
10 ans	$Q = 1.430 I^{0.29} Cr^{1.20} A^{0.78}$
5 ans	$Q = 1.192 I^{0.30} Cr^{1.21} A^{0.78}$
2 ans	$Q = 0.834 I^{0.834} Cr^{1.22} A^{0.77}$
Une année	$Q = 0.682 I^{0.32} Cr^{1.23} A^{0.77}$

II.5.2.1. Validité de la méthode superficielle

La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200ha, et les surfaces des sous bassins soient supérieures à 10 ha.

La valeur de la pente est comprise entre 0.2% et 5%

Le coefficient de ruissellement : $0.2 \leq Cr \leq 1$

Le coefficient d'allongement : $A_L \geq 0.8$.

II.5.2.2. Choix de la méthode de calcul

Pour notre étude on choisit la méthode rationnelle car nos surfaces partielles dépassent les 10 hectares de surface et on n'a pas les données sur la pluviométrie.

II.6. Evaluation des débits d'eaux usées

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation de la quantité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.[1]

Les eaux usées sont :

Les eaux usées domestiques.

Les eaux usées industrielles.

Les eaux des services publics.

La quantité d'eau usée à évacuer est égale à 80% de la quantité d'eau consommée.

II.6.1. Débit moyen journalier rejeté :

Ce débit s'exprime par la relation suivante [m^3/j]

$$Q_{moy j} = D Cr N / 1000$$

Chapitre II : Evacuation des eaux usées

Avec : D : dotation en eau potable de consommation estimée à 200 l/j/ hab.

Cr : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable

N : nombre d'habitant.

$$Q_m = \frac{D \cdot P \cdot 80\%}{86400} \quad \text{l/s}$$

Avec : Dot : dotation journalière pris égale à 150 (l/s/hab).

P : Nombre de population.

II.6.2. Débit de pointe

Le débit de pointe qui représente le débit d'eau usée est donné par la relation suivante :

$$Q_{eu} = K_p \times Q_s \quad (\text{l/s})$$

Avec : Kp : Coefficient de pointe :

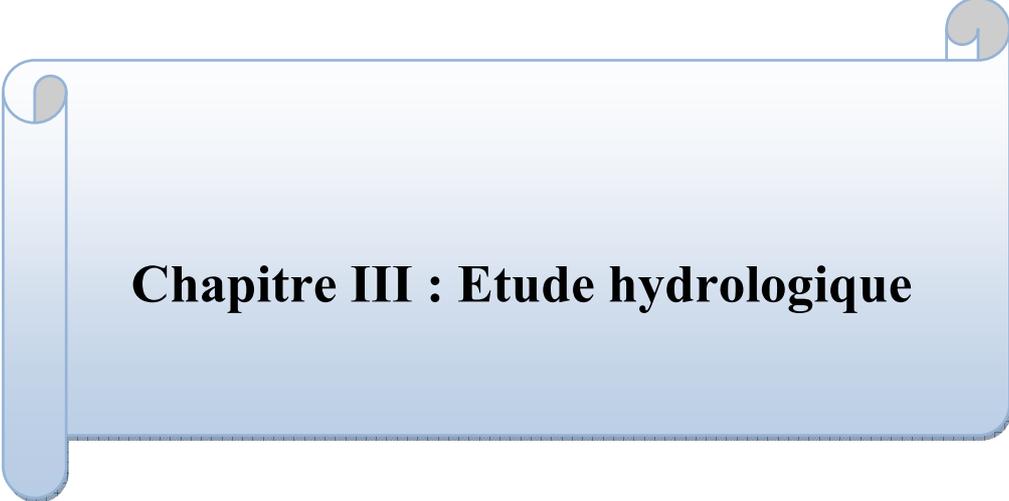
$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Si : $Q_m \leq 2.8$ on prend $K_p' = 3$.

$Q_m > 2.8$ on prend $K_p' = K_p$

II.7. Conclusion

Le présent chapitre a pour but la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des débits nous permis de procéder au calcul hydraulique c.-à-d. le dimensionnement de notre réseau.



Chapitre III : Etude hydrologique

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1.Introduction

L'hydrologie est la science qui traite de la présence et de la distribution des eaux sur la terre, avec leurs propriétés chimiques, biologiques et physiques, et de leur interaction avec l'environnement physique. En tant que telle, elle est le fondement de la résolution des problèmes pratiques d'inondation, de sécheresse, d'érosion, de transport des sédiments, et de la pollution de l'eau. En effet, les inquiétudes croissantes sur la pollution des eaux de surface et des eaux souterraines, les pluies acides,...les autres types de modifications de l'environnement liées à l'utilisation des terres, ont mis au premier plan le rôle central de l'hydrologie dans beaucoup de projets concernant l'environnement.

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie. Une protection absolue nécessiterait la construction de réseaux aux dimensions excessives par les dépenses de premier établissement et d'entretien qu'elles impliqueraient ; de tels ouvrages seraient en outre d'une exploitation défectueuse parce qu'ils risqueraient de favoriser la formation de dépôts fermentescibles.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ »

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

Les averses :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie Δh tombé en un temps Δt . Associée à des grandeurs caractéristiques par exemple la hauteur d'eau ou l'intensité moyenne maximale sur 15min, 30min, 1heure ... la période de retour caractérise le temps statistique entre deux occurrences. Pour l'assainissement urbain, la période de retour est généralement arrêtée à dix ans.

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.2 Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

III.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

$$\text{Soit : } i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de 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.

III.3.1. Pluviométrie

L'écoulement superficiel est la résultante du phénomène aléatoire des précipitations sur les caractéristiques physiques et morpho -métriques de tous les bassins versants et un rapport direct existe entre les précipitations et les apports de même période. Nous avons exploité la station de **MEDEA code 011509** vu sa proximité de notre site ,ainsi que son fonctionnement régulier et continu pendant de longues années.

III.3.1.1 Les pluies maximales journalières

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre les quels il faut protéger l'ouvrage. L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales de a pour but d'estimation une intensité des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée.

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.3.1.2. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations moyenne maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Selon la série des pluies journalières maximales relevées à la station la moyenne est $P_{j; \max} = 88$ mm.

Tableau III. 7 : Série des pluies journalières maximales de la station Médéa (011509). Source APC w. Médéa

Année	P_{jmax} (mm)	Année	P_{jmax} (mm)
1975	32,5	1993	67
1976	51,7	1994	45,4
1977	75,6	1995	25,5
1978	100,5	1996	41,5
1979	71,6	1997	42,3
1980	37,9	1998	43,5
1981	55,2	1999	63,9
1982	43,8	2000	20,6
1983	101,4	2001	60,2
1984	39,1	2002	47,5
1985	66,4	2003	66,5
1986	42,1	2004	125
1987	71		
1988	43,4		
1989	56,5		
1990	147		
1991	30		
1992	77,5		

Pour notre étude nous avons travaillé avec logiciel HYFRAN dans les procédés d'ajustement selon les étapes suivantes :

Chapitre III : Etude Hydrologique

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- La vérification de l'homogénéité de la série.
- Choisir la formule de probabilité empirique dans notre cas (Hazan).
- Calculer des caractéristiques de la série.
- Choix des lois d'ajustement.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- Ajuster graphiquement les lois choisies.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant :

Titre du projet	
ajustement des p jmax de la station MEDEA code (0115)9	
Nombre de données [n] :	30
Minimum :	12.500
Maximum :	171.60
Moyenne :	59.320
Écart-type :	34.252
Médiane :	49.600
Coefficient de variation [Cv] :	0.57740
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.7955
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	5.6857

Figure III.6 : Caractéristiques de la série pluviométrique.

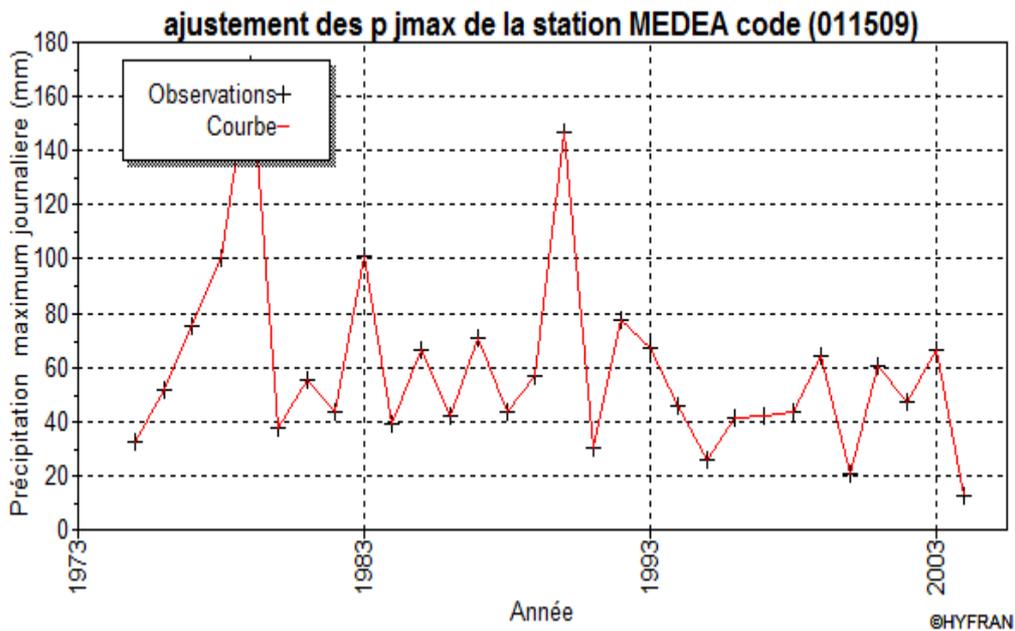


Figure III.7 : La courbe des précipitations j max en fonction des années

Chapitre III : Etude Hydrologique

A-Vérification de l'homogénéité de la série :

- Test d'homogénéité à l'échelle annuelle (Wilcoxon)

On conclue que l'hypothèse d'homogénéité de la série pluviométrique par le test de Wilcoxon est vérifiée.

Nom du test	Test d'homogénéité à l'échelle annuelle (Wilcoxon)	Subdiviser l'échantillon
Titre du projet	ajustement des p jmax de la station MEDEA code (011509)	
Hypothèses		
H0	Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales	
H1	Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes	
Résultats		
Valeur de la statistique	W = 0.55304	
p-value	p = 0.58026	
Début du premier groupe	1975	
Fin du premier groupe	2001	
Conclusion		
Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % On ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes		

Figure III.8 :L'homogénéité de la série pluviométrique

On peut donc procéder à l'analyse statique de notre échantillon afin de trouver les pluies maximales journalière de différentes périodes de retour.

B-Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Le choix d'une méthode est donc un exercice difficile à effectuer. Dans notre étude on va utiliser lois généralement utilisées sont :

- 1)-La loi de GUMBEL.
- 2)-La loi de GALTON (log-normal)

On va appliquer les lois les plus utilisées pour l'analyse fréquentiel.

III.3.1.3.Ajustement à la loi Log normale (Maximum de vraisemblance) :

Les Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale sont présentés dans le tableau ci-dessous
Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

Chapitre III : Etude Hydrologique

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum(\log P_{j \max} - \overline{\log P_{j \max}})}{N}$$

$$\text{Log}P_{j \max} = \overline{\log P_{\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$$

L'équation de la droite d'ajustement.

Avec : $U_{P\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences

Tableau III. 8: Les Paramètres d'ajustement à la loi Log-normale.

Log normale (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	49
Paramètres	
Mu :	3.494
Sigma :	0.538

Tableau III. 9: Résultat de calcul des différents paramètres avec l'ajustement à la loi log normal.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
100	0.99	180.65	34.604	112.81	248.49
50	0.98	156	27.346	102.39	209.61
20	0.95	125.18	19.056	87.824	162.54
10	0.9	102.94	13.757	75.97	129.91

Chapitre III : Etude Hydrologique

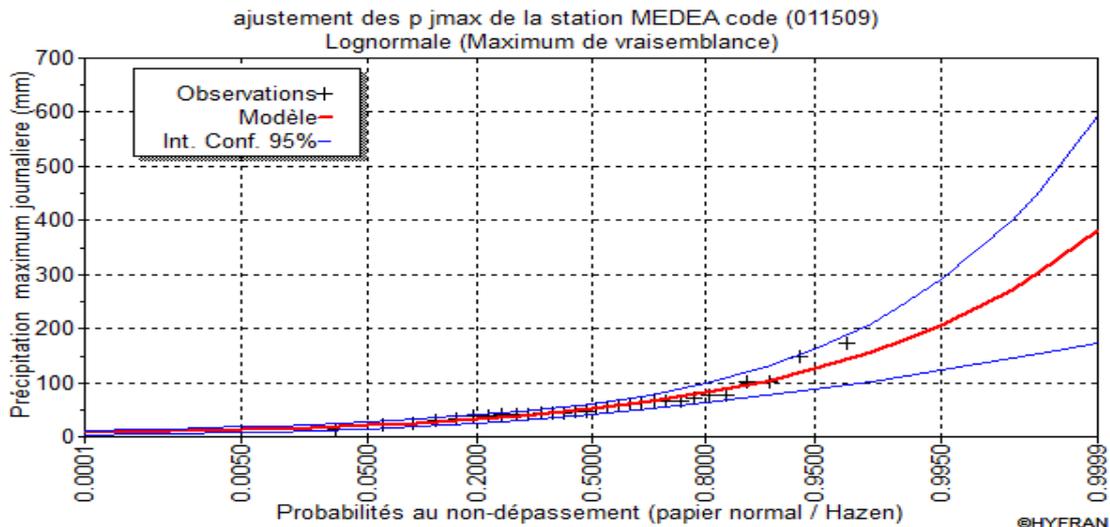


Figure III.9 : La droite d'ajustement de la loi log normal.

Remarque

La série s'ajuste à loi de log-normal

III.3.1.4 Ajustement à la loi de Gumbel (Maximum de vraisemblance)

C'est la loi à double exponentielle, elle s'applique pour les précipitations maximales journalières afin de déterminer les valeurs fréquentielles. La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'écrit [1] :

Avec : $F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}}$

- $F(x)$: Fréquence au non dépassement.
- α, x_0 : des coefficients d'ajustement.

Si on pose $Y = \alpha(x - x_0)$

Avec Y : variable réduite de Gumbel

La loi de Gumbel s'écrira alors : $F(X_i) = e^{-e^{-Y}}$

On trouve que $X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$ Avec : X est la précipitation maximale journalière.

$$Y_i = -[\ln(\ln F(X_i))]$$

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.10 : Paramètre de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Gumbel (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	30
Paramètres	
u	45.088
Alpha	23.161

Tableau III.11: Résultats de calcul des différents paramètres avec l'ajustement à la loi de Gumbel.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
200	0.995	167.77	19.722	129.11	206.43
100	0.99	151.66	17.427	117.49	185.82
50	0.98	135.48	15.142	105.8	165.17
20	0.95	113.9	12.143	90.09	137.7
10	0.9	97.22	9.8934	77.825	116.62

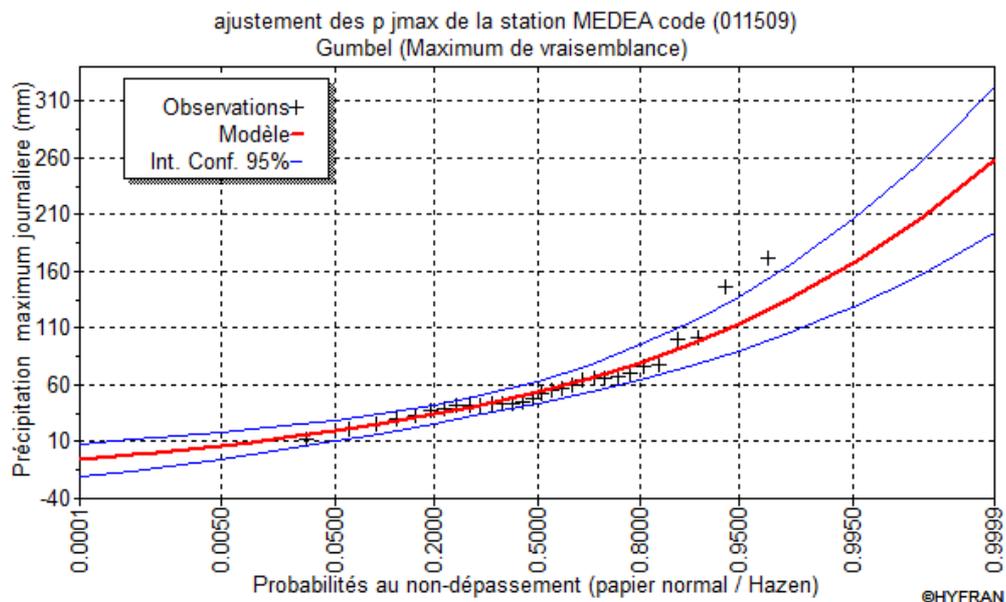


Figure III.10: La droite d'ajustement de la loi GUMBEL.

Remarque :

Chapitre III : Etude Hydrologique

La loi de GUMBEL ne s'ajuste pas.

III.3.1.5 Test d'adéquation Test du Khi deux (χ^2)

Lorsque j'ai procédé à l'ajustement des deux lois de probabilité théorique (log normal et Gumbel) le problème qui se pose est de savoir laquelle de ces dernières s'adapte adéquate, l'examen graphique ne peut suffire il faut pouvoir tester par calcul la qualité de l'ajustement réalisé, ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution empirique a une distribution théorique spécifier a priori ou ajustée sur les observations .

a. Principe de choix :

Une fois le χ^2 relatif à notre échantillon déterminé on le compare au $\chi^2_{v, \alpha}$ (donnée théorique existante dans logiciel)

Si :

- - $\chi^2 < \chi^2_{v, \alpha}$: l'on accepte l'hypothèse que le phénomène étudié suit la distribution théorique choisie et que les écarts entre les fréquences observées ne sont pas significatifs.
- - $\chi^2 > \chi^2_{v, \alpha}$, l'on rejette l'hypothèse H_0 considérée car les écarts entre les fréquences observées sont significatifs donc les données expérimentales suivent une loi autre que celle de notre hypothèse et l'on essaye une autre loi d'ajustement.

b. Les résultats de test du χ^2 :

D'après les résultats de logiciel Hyfran (voir Annexe 08) le χ^2 calculé est plus petit que celui donné par le logiciel $\chi^2 < \chi^2_{v, \alpha}$ et cela dans les deux cas d'ajustement (pour la loi du Gumbel ainsi que log normale) on conclue donc qu'il y a 95% de chance que les deux lois choisies s'ajuste a notre échantillon.

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.3.1.6. La comparaison entre les deux lois d'ajustement

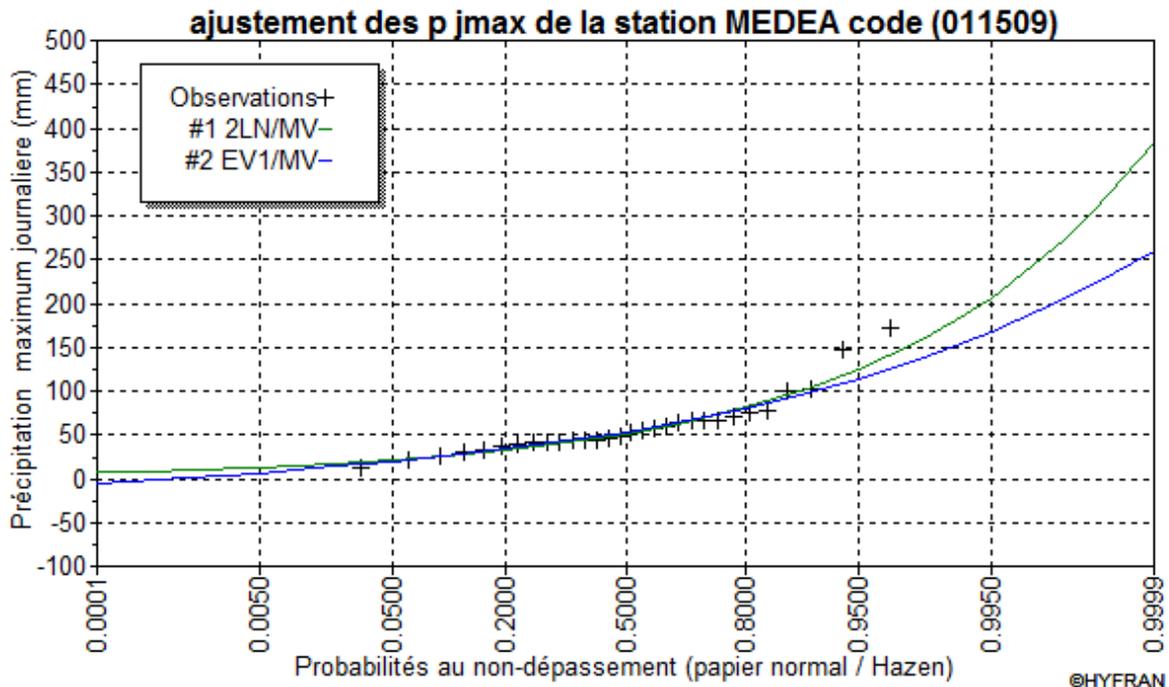


Figure III.11 : Comparaisons graphique entre La droite d'ajustement de la loi GUMBEL et LOGNORMAL

D'après les deux droites d'ajustement et le test d'adéquation, on voit bien que celle en couleur bleu s'adapte mieux avec nos valeurs d'où l'ajustement de log normal est à considérer.

Conclusion

D'après les deux droites d'ajustement et le test d'adéquation, on voit bien que le graphe du log normal s'adapte mieux avec nos valeurs d'où l'ajustement de log normal est à considérer. Donc on va prendre une P jmax pour une période de retour de 10 ans par la loi log*normal égale à 102.94 mm.

III.4. Calcul de l'intensité de la pluie

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans, nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{t_{15min. p\%}} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$$

$I_{t_{15min. p\%}}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

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

Chapitre III : Etude Hydrologique

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.42$), D'après ANRH.

Nous aurons donc :

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

- **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{97.22}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0.42-1} = 58.69 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 58.69 \text{ mm / h}$$

- **D'après la loi de Log-normal :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{102.94}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0.42-1} = 68.03 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 68.03 \text{ mm / h}$$

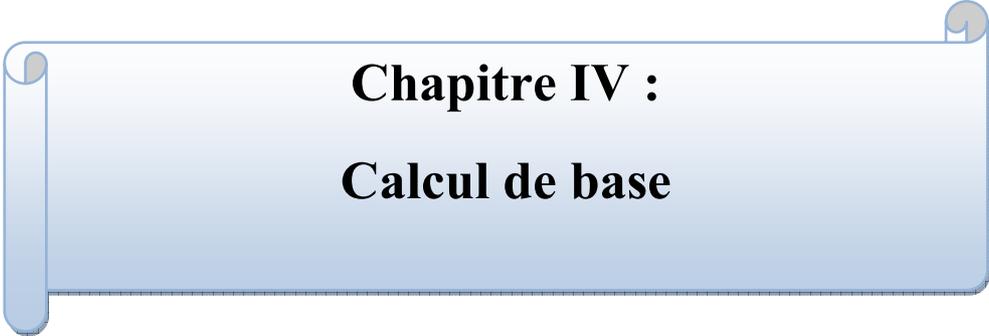
III.5. Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de Gumbel et loi de log-normal) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

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

$$I = \frac{68.03 * (10000)}{3600} = 188.97 \text{ l / s / ha}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: Terme de conversion du mm /h en l/s/ha.



Chapitre IV :
Calcul de base

Chapitre IV : Calcul de base

IV.1. Situation démographique

IV.1.1. Evaluation du nombre d'habitants à l'horizon de calcul

Afin de déterminer la proportion de la population future, nous utilisons une loi des Accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0(1 + T)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon 2031 (hab) ;

P_0 : Population de l'année de référence (hab) ;

T : Taux d'accroissement : T=1.8 % d'après l'APC de la commune

n: nombre d'années d'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon

(2021-05-27 -2031) n = 10 ans.

Tableau IV 12 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.

Horizon (année)	2021	2031
Estimation(Hab)	2300	2749

IV.1.2. La répartition des habitants

- La surface totale du bassin est de **139 9984.68 m²**

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

At (Surface totale) —————→ 2749 Hab

Ai (Surface partielle) —————→ Xi

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV 13 : Valeurs de nombre d'habitats pour chaque sous bassin.

N° : Sous Bassin	Surface A (ha)	Nombre d'habitant
SB1	15.67	308
SB2	18.59	365
SB3	31.54	619
SB4	28.62	562
SB5	17.11	336
SB6	12.91	254
SB7	15.56	306
TOTAL	140.00	2749

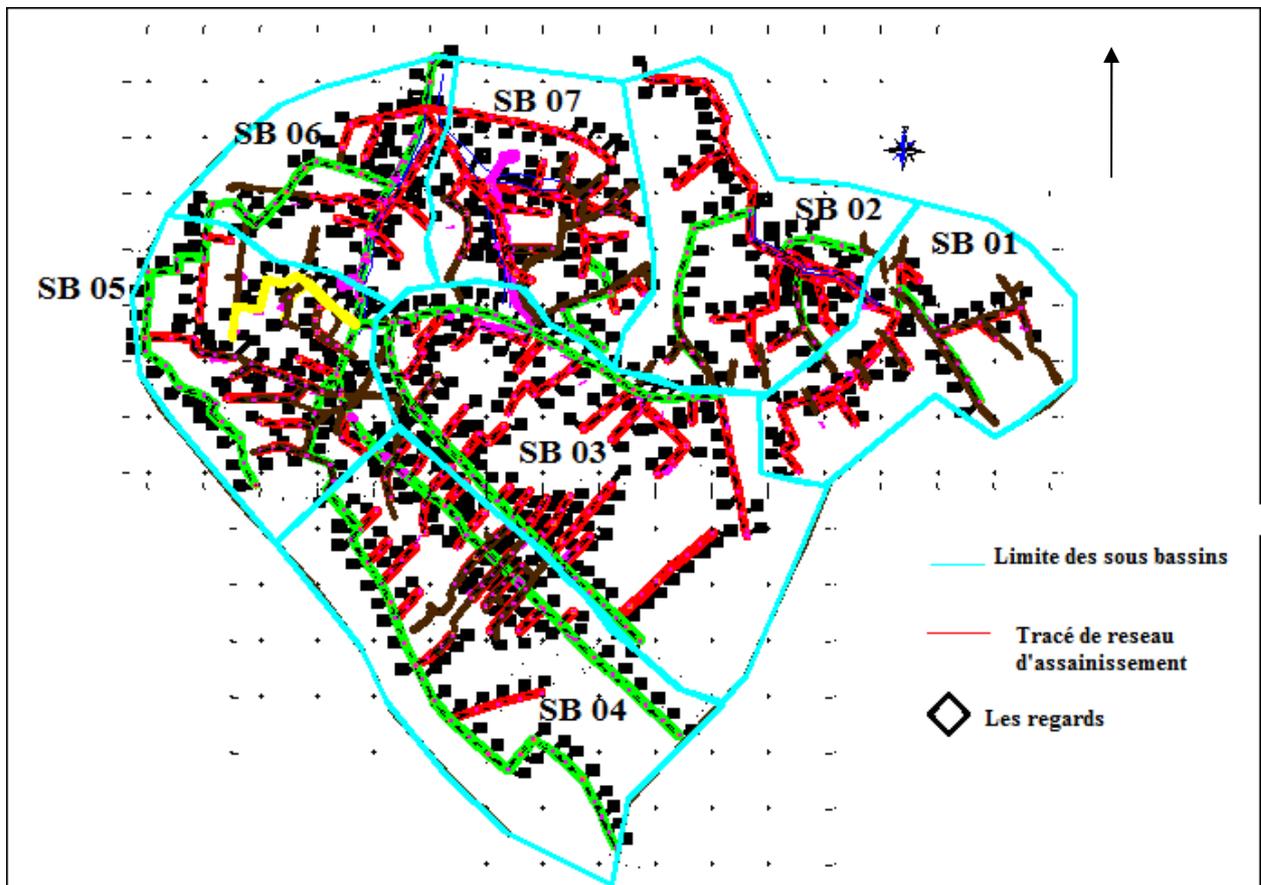


Figure IV.12 : Délimitation des sous bassins.

Chapitre IV : Calcul de base

IV.1.3. Evaluation des débits

Calcul de débit moyen et le débit de pointe et le débit d'équipement pour chaque sous bassin comme montre le tableau suivant :

Tableau IV. 14 : Estimations des débits usées.

S B	Répartition des habitants	Dotation (l/j/hab)	Crj (%)	Qmoyrej (l/s)	Kp	Qpte (l/s)	Qequi (l/s)	Qtot (l/s)
SB1	308	150	80	0.42732515	3	1.28		1.28
SB2	365	150	80	0.50686937	3	1.52		1.25
SB3	619	150	80	0.8600283	3	2.58	0.27	2.85
SB4	562	150	80	0.78050312	3	2.34		2.34
SB5	336	150	80	0.46670706	3	1.400		1.4
SB6	254	150	80	0.35211897	3	1.05		1.05
SB7	306	150	80	0.4244618	3	1.27		1.27
TOTAL	2 749							

Il existe un seule équipement : Une école primaire situe au niveau de bassin N° 03, d'où une dotation de 50 l/élève /jour ; la capacité de cette école est de 200 élèves.

Donc le débit est de valeur de : $200 * 50 * \left(\frac{80}{100}\right) * \frac{3}{86400} = 0.27 \frac{l}{s}$

IV.1.4. Evaluation des débits pluviaux et totaux

L'intensité de pluie est : 188.97 l/s/ha

- **Choix de la méthode :**

Toutefois selon les conditions aux limites de chacune de ces méthodes, nous choisissons la méthode superficielle pour l'évaluation des débits pluviaux, car elle est mieux adoptée aux critères de notre site d'étude.

La valeur du débit d'eau pluviale provenant du bassin versant urbanisé pour une fréquence donnée F est à partir des travaux de M CAQUOT et des vérifications expérimentales effectuées depuis lors, donnée par la relation :

Chapitre IV : Calcul de base

$$Q_f = K^{I/U} I^{V/U} C^{I/U} A^{W/u}$$

Avec : Q_f : débit pluvial en m^3/s .

I : pente moyenne du collecteur du bassin considéré (m/m).

Cr : coefficient de ruissellement

A : surface du bassin versant en hectare

K : coefficient d'expression : $[(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)] / 6.6$

U : coefficient d'expression : $1 + 0.287 b(f)$

V : coefficient d'expression : $-0.41 b(f)$

W : coefficient d'expression : $0.95 + 0.507 b(f)$

!

- **Calcul des coefficients a (f) et b (f) :**

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule :

$$i(t, f) = a(f) * t^{b(f)}$$

Alors que la formule de MONTANARI s'écrit comme suit :

$$i_{t(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60} \cdot \left(\frac{t}{24 * 60} \right)^{b-1}$$

$$b=0.42$$

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0.42 - 1 = -0.58$$

$$a(f) = \frac{P_{24(f)}}{24 * 60} \cdot \left(\frac{1}{24 * 60} \right)^{b-1}$$

$P_{24}(f)$: pluie maximale journalière ($P_{24} = 88 \text{ mm/j}$).

$$a(f) = \frac{102.94}{24 * 60} \left(\frac{1}{(24 * 60)} \right)^{-0.58} = 4.75$$

Donc : $a(f) = 4.75$ et $b(f) = -0.58$

- **Calcul des coefficients d'expressions :**

Chapitre IV : Calcul de base

$$k = \frac{(0,5)^{b(f)} * a(f)}{6.6} = 1.076$$

$$v = -0,41 b(f) = 0.243$$

$$u = 1 + 0,287 b(f) = 0,332$$

$$w = 0,95 + 0,507 b(f) = 0.656$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} * I^{\frac{v}{u}} * C_r^{\frac{1}{u}} * A^{\frac{w}{u}} = 1.24 * I^{0.732} * C_r^{3.012} * A^{0.656} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Tableau IV. 15 : Estimations des débits pluviaux.

Sous Bassins	Superficie ha	Coefficient de ruissèlement Cr	A	I [l/s/ha]	Q ple [m3/s]	Qpte (m3/s)	Qtotal (m3/s)
SB1	15.669107	0.9	1.000	188.97	0.25460605	0.0013	0.256
SB2	18.585825	0.9	1.000	188.97	0.28477574	0.0015	0.286
SB3	31.535414	0.9	1.000	188.97	0.40283903	0.0029	0.406
SB4	28.619394	0.9	1.000	188.97	0.37799751	0.0023	0.380
SB5	17.113158	0.9	1.000	188.97	0.26976418	0.0014	0.271
SB6	12.911456	0.9	1.000	188.97	0.22424328	0.0011	0.225
SB7	15.564114	0.9	1.000	188.97	0.25348561	0.0013	0.255

VI.2.Conclusion

Après avoir fixé l'horizon d'étude 2031 avec une population 2749 habitants, nous avons adopté un système d'évacuation unitaire avec un Schéma transversal ou oblique.

Le but de ce chapitre est de quantifier les valeurs des débits à évacuer pour chaque sous bassin, Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales. Cette évaluation des

Chapitre IV :Calcul de base

débats nous permis de procéder au calcul hydraulique c.-à-d le dimensionnement de notre réseau.

Chapitre V : Calcul hydraulique

Chapitre V : 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.Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

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

V.3.Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse

minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

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

curages périodiques. A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section.[1]

V.4.Mode de calcul

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

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

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées. Connaissant le débit à évacuer dans la section étudiée, on utilise la formule de base de l'écoulement à surface libre : $Q=V.S$

Avec :

Q : débit [m^3/s]

S : section transversale de l'ouvrage occupé par l'eau [m^2]

V : vitesse d'écoulement de l'eau [m/s].

Pour le calcul de la vitesse, on utilise la formule de MANING-STRICKLER :

$$V = K R^{2/3} I^{1/2}$$

K : coefficient dépendant de la nature des parois de canalisation (**voir annexe 02**)

Puisque on va choisir des collecteurs en béton $K_s=75m^{1/3}/s$.

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

Rh (m) : Rayon hydraulique.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s SR^{2/3} \sqrt{I_i}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

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

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

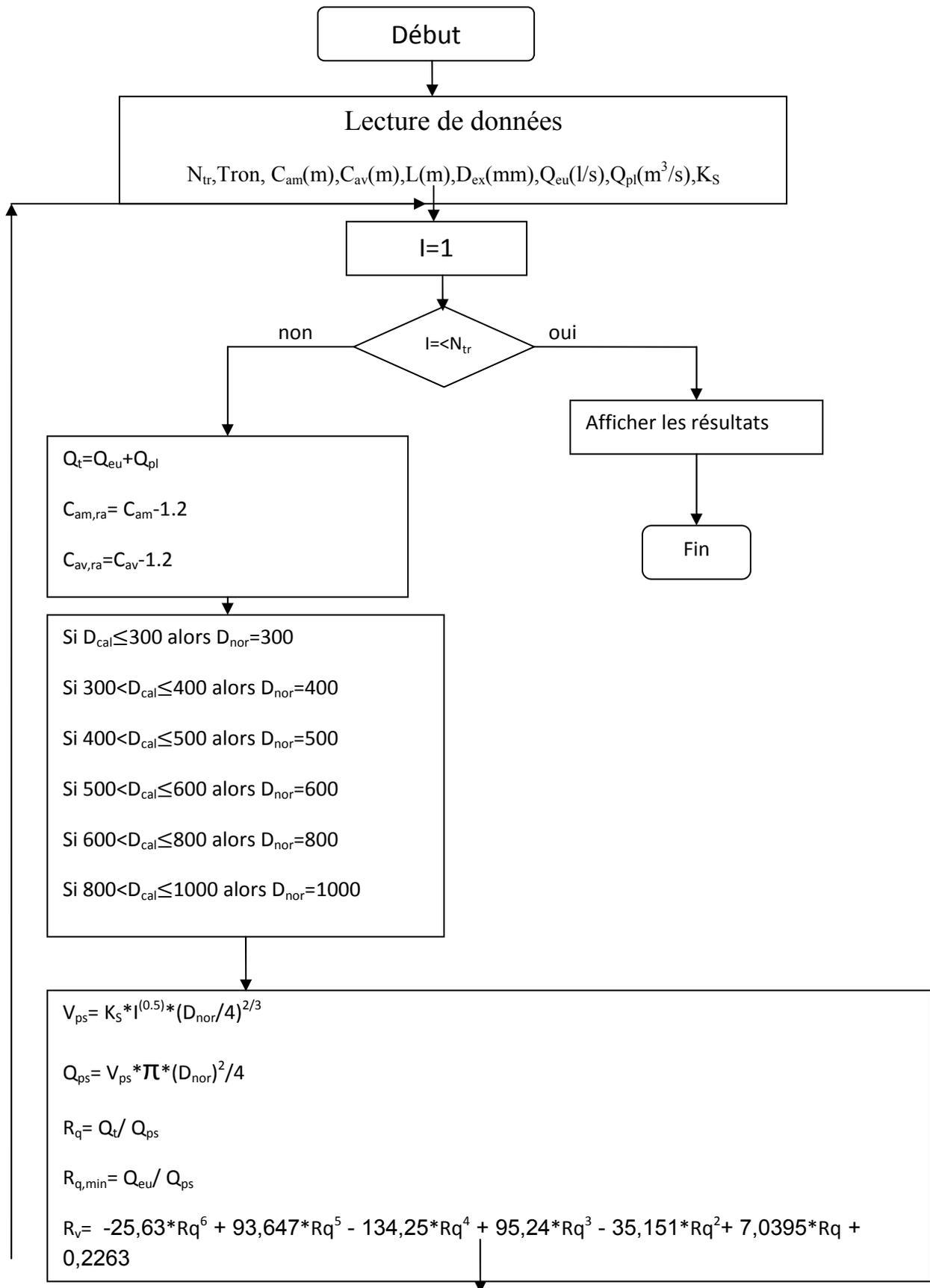
$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4}$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs fournies par l'abaque (voir annexe N°1) nous avons établi les relations entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h . Les relations sont les suivantes :

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

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

Les étapes du dimensionnement du réseau sont représentées dans l'organigramme



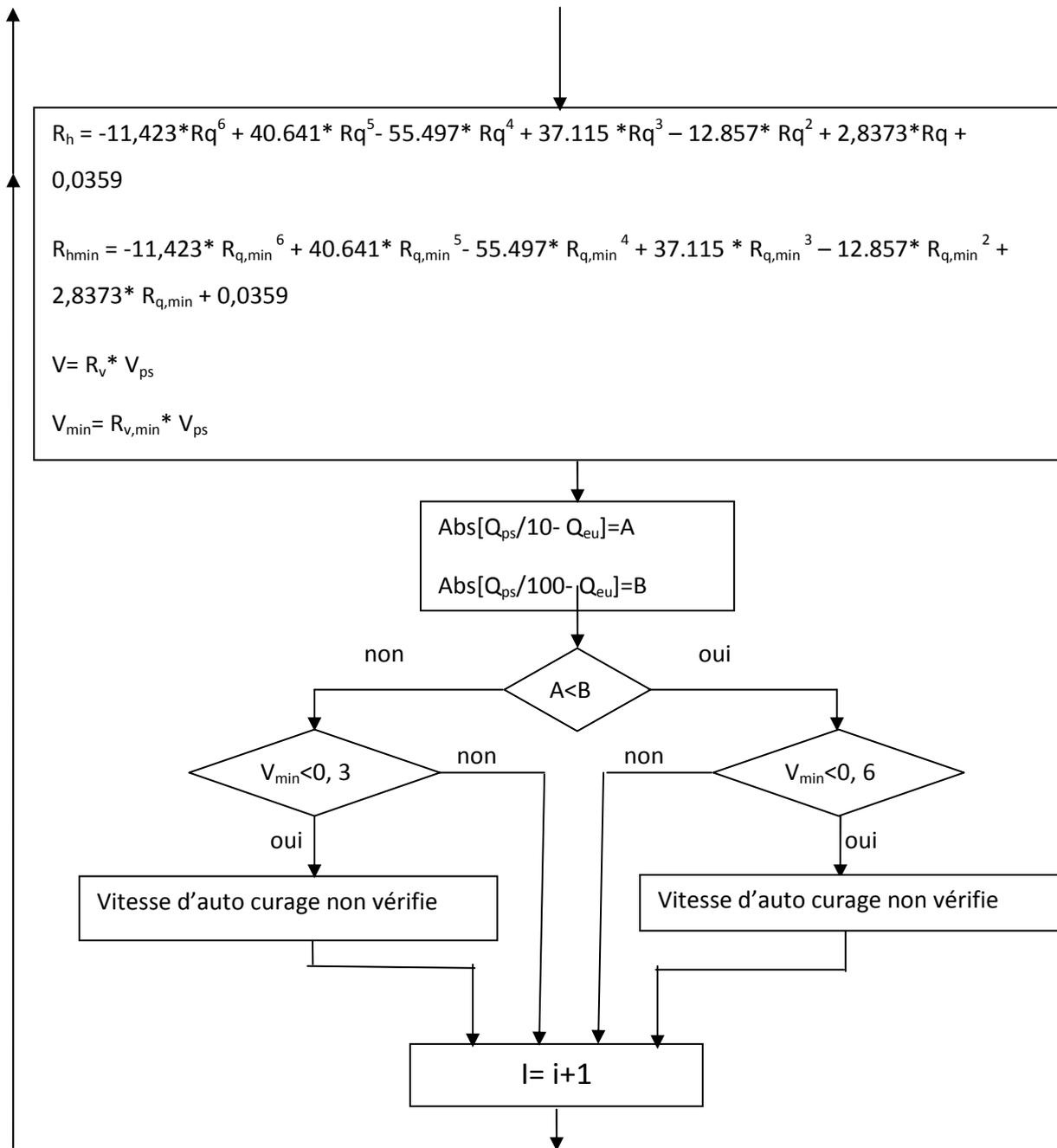


Figure V 13 : Organigramme du programme

V.5. Dimensionnement du réseau d'assainissement

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

Collecteur R1.1 - REJET 01 -collecteur principal SB 6 et SB 7																			
N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	I	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R1.1	2.05	628.80	626.75	626.75															
R1.2	1.80	627.40	625.60	625.60	46.66	46.66	0.02465	0.8	0.021	144	0.000200	2.81	1.41	0.00	0.27	0.05	0.76	0.04	1.69
R1.3	1.80	626.86	625.06	625.06	33.53	80.19	0.01625	0.8	0.041	200	0.000210	2.29	1.15	0.00	0.27	0.05	0.62	0.04	1.37
R1.4	1.80	625.58	623.78	623.78	50.00	130.19	0.02556	0.6	0.045	191	0.000300	2.31	0.65	0.00	0.27	0.05	0.63	0.03	1.39
R1.5	1.80	624.68	622.88	622.88	50.00	180.19	0.01804	0.6	0.055	219	0.000320	1.94	0.55	0.00	0.27	0.05	0.53	0.03	1.16
R1.6	1.80	624.13	622.33	622.33	40.00	220.19	0.01367	0.6	0.06	239	0.000350	1.69	0.48	0.00	0.27	0.05	0.46	0.03	1.01
R1.7	2.00	623.83	621.83	621.83	42.00	262.19	0.01188	0.6	0.067	255	0.000400	1.58	0.45	0.00	0.28	0.05	0.43	0.03	0.95
R1.8	1.80	622.18	620.38	620.38	50.00	312.19	0.02902	0.6	0.111	261	0.000100	2.46	0.70	0.00	0.27	0.05	0.67	0.03	1.48
R1.9	1.80	620.92	619.12	619.12	50.00	362.19	0.02516	0.6	0.45	453	0.000120	2.29	0.65	0.00	0.27	0.05	0.62	0.03	1.38
R1.10	4.80	618.29	613.49	613.49	50.00	412.19	0.11260	0.6	0.455	344	0.000200	4.85	1.37	0.00	0.27	0.05	1.31	0.03	2.91
R1.11	5.70	618.85	613.15	613.15	50.00	462.19	0.00682	0.6	0.123	356	0.000220	1.19	0.34	0.00	0.27	0.05	0.33	0.03	0.72
R1.12	1.10	613.98	612.88	612.88	35.00	497.19	0.00769	0.6	0.109	333	0.000300	1.27	0.36	0.00	0.28	0.05	0.35	0.03	0.76
Rejet 01	-0.20	612.60	612.80	612.80	15.81	513.01	0.00550	0.6	1.537	955	0.002400	1.07	0.30	0.01	0.32	0.06	0.34	0.04	0.64

Collecteur R2.1 - R1.1 -collecteur principal SB 3																			
N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	I	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R2.1	1.60	646.64	645.04	645.04															
R2.2	1.80	645.36	643.56	643.56	48.46	48.46	0.03054	0.6				2.53	0.71	0.00	0.27	0.05	0.68	0.03	1.52
R2.3	1.80	644.65	642.85	642.85	41.84	90.30	0.01690	0.6	0.02	152	0.000100	1.88	0.53	0.00	0.27	0.05	0.51	0.03	1.13
R2.4	1.80	643.69	641.89	641.89	35.03	125.33	0.02741	0.6	0.021	141	0.000120	2.39	0.68	0.00	0.27	0.05	0.65	0.03	1.44
R2.5	1.80	642.63	640.83	640.83	30.90	156.23	0.03427	0.6	0.022	138	0.000200	2.68	0.76	0.00	0.27	0.05	0.73	0.03	1.61
R2.6	1.80	642.13	640.33	640.33	30.56	186.79	0.01662	0.6	0.03	177	0.000240	1.86	0.53	0.00	0.27	0.05	0.51	0.03	1.12
R2.7	2.00	641.86	639.86	639.86	35.54	222.33	0.01314	0.6	0.04	207	0.000140	1.66	0.47	0.00	0.27	0.05	0.45	0.03	0.99
R2.8	1.80	640.81	639.01	639.01	41.80	264.13	0.02022	0.6	0.05	207	0.000550	2.05	0.58	0.00	0.28	0.05	0.57	0.03	1.23
R2.9	1.70	639.74	638.04	638.04	40.09	304.22	0.02434	0.6	0.02	142	0.000160	2.25	0.64	0.00	0.27	0.05	0.61	0.03	1.35
R2.10	1.70	639.33	637.63	637.63	32.96	337.18	0.01238	0.6	0.011	129	0.000330	1.61	0.45	0.00	0.27	0.05	0.44	0.03	0.96
R2.11	2.15	637.79	636.29	635.64	29.53	366.71	0.04530	0.6	0.04	164	0.000270	3.08	0.87	0.00	0.27	0.05	0.84	0.03	1.85
R2.12	1.90	637.22	635.32	635.32	33.58	400.29	0.00974	0.6	0.038	214	0.000200	1.43	0.40	0.00	0.27	0.05	0.39	0.03	0.86
R2.13	2.25	637.22	634.97	634.97	34.54	434.84	0.01013	0.6	0.038	213	0.000100	1.45	0.41	0.00	0.27	0.05	0.40	0.03	0.87
R2.14	2.80	637.43	634.63	634.63	34.29	469.13	0.00971	0.6	0.038	214	0.000200	1.42	0.40	0.00	0.27	0.05	0.39	0.03	0.85
R2.15	1.80	635.56	633.76	633.76	32.72	501.85	0.02674	0.6	0.038	177	0.000290	2.36	0.67	0.00	0.27	0.05	0.64	0.03	1.42
R2.16	1.80	634.58	632.78	632.78	35.85	537.70	0.02736	0.6	0.406	429	0.0029	2.39	0.68	0.00	0.30	0.06	0.71	0.03	1.43

Collecteur R4.1 - R1.1 -collecteur principal SB 5

N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	I	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R4.1	1.60	653.28	651.68	651.68															
R4.2	1.80	652.51	650.71	650.71	40.00	40.00	0.02428	0.4	0.02	142	0.000100	1.66	0.21	0.00	0.27	0.05	0.45	0.02	1.00
R4.3	1.80	651.76	649.96	649.96	40.00	80.00	0.01880	0.4	0.01	115	0.000120	1.46	0.18	0.00	0.27	0.05	0.40	0.02	0.88
R4.4	1.80	651.12	649.32	649.32	40.00	120.00	0.01602	0.4	0.012	127	0.000200	1.35	0.17	0.00	0.28	0.05	0.37	0.02	0.81
R4.5	1.80	649.81	648.01	648.01	40.00	160.00	0.03258	0.4	0.03	156	0.000120	1.92	0.24	0.00	0.27	0.05	0.53	0.02	1.15
R4.6	1.80	649.18	647.38	647.38	45.00	205.00	0.01402	0.4	0.015	141	0.000300	1.26	0.16	0.00	0.28	0.05	0.36	0.02	0.76
R4.7	2.00	648.35	646.35	646.35	45.19	250.19	0.02288	0.4	0.044	193	0.000130	1.61	0.20	0.00	0.27	0.05	0.44	0.02	0.97
R4.8	1.80	646.64	644.84	644.84	40.00	290.19	0.03768	0.4	0.011	104	0.000430	2.07	0.26	0.00	0.28	0.05	0.58	0.02	1.24
R4.9	1.70	645.63	643.93	643.93	40.00	330.19	0.02268	0.4	0.031	169	0.000100	1.61	0.20	0.00	0.27	0.05	0.44	0.02	0.96
R4.10	1.70	644.99	643.29	643.29	46.64	376.83	0.01383	0.4	0.045	214	0.000330	1.25	0.16	0.00	0.28	0.05	0.36	0.02	0.75
R4.11	1.80	643.91	642.11	642.11	34.54	411.38	0.03416	0.4	0.06	201	0.000020	1.97	0.25	0.00	0.27	0.05	0.53	0.02	1.18
R4.12	1.80	643.07	641.27	641.27	27.58	438.95	0.03032	0.4	0.02	136	0.000030	1.86	0.23	0.00	0.27	0.05	0.50	0.02	1.11
R4.13	1.80	642.06	640.26	640.26	41.42	480.37	0.02439	0.4	0.01	109	0.000010	1.66	0.21	0.00	0.27	0.05	0.45	0.02	1.00
R4.14	1.80	641.18	639.38	639.38	40.66	521.03	0.02162	0.4	0.06	219	0.000030	1.57	0.20	0.00	0.27	0.05	0.42	0.02	0.94
R4.15	1.80	640.30	638.50	638.50	33.01	554.04	0.02690	0.4	0.03	162	0.000090	1.75	0.22	0.00	0.27	0.05	0.48	0.02	1.05
R4.16	1.80	639.42	637.62	637.62	31.82	585.86	0.02766	0.4	0.09	243	0.000050	1.77	0.22	0.00	0.27	0.05	0.48	0.02	1.06
R4.17	1.80	638.51	636.71	636.71	34.30	620.16	0.02653	0.4	0.07	223	0.000100	1.74	0.22	0.00	0.27	0.05	0.47	0.02	1.04
R4.18	1.80	637.26	635.46	635.46	45.00	665.16	0.02780	0.4	0.01	107	0.000120	1.78	0.22	0.00	0.27	0.05	0.49	0.02	1.07
R4.19	1.80	636.46	634.66	634.66	39.76	704.92	0.02009	0.4	0.02	147	0.000030	1.51	0.19	0.00	0.27	0.05	0.41	0.02	0.91
R4.20	1.80	635.09	633.29	633.29	36.61	741.53	0.03745	0.4	0.023	138	0.000070	2.06	0.26	0.00	0.27	0.05	0.56	0.02	1.24
R4.21	1.80	634.29	632.49	632.49	32.42	773.95	0.02468	0.4	0.032	169	0.000030	1.67	0.21	0.00	0.27	0.05	0.45	0.02	1.00
R4.22	1.80	632.74	630.94	630.94	50.73	824.68	0.03053	0.4	0.001	44	0.000050	1.86	0.23	0.00	0.27	0.05	0.51	0.02	1.12
R4.23	1.80	631.73	629.93	629.93	36.36	861.04	0.02758	0.4	0.002	58	0.000200	1.77	0.22	0.00	0.28	0.05	0.49	0.02	1.06
R4.24	1.80	630.80	629.00	629.00	36.01	897.05	0.02586	0.4	0.01	108	0.000944	1.71	0.22	0.00	0.30	0.06	0.51	0.02	1.03
R4.25	1.80	629.56	627.76	627.76	44.42	941.47	0.02799	0.6	0.0022	60	0.000096	2.42	0.68	0.00	0.27	0.05	0.65	0.03	1.45
R1.1	2.05	628.80	626.75	626.75	50.17	991.64	0.02005	0.6	0.651	543	0.003700	2.05	0.58	0.01	0.31	0.06	0.64	0.04	1.23

Collecteur R78.1 - R76.1 -collecteur secondaire SB 07																			
N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	I	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R78.1	1.20	634.19	632.99	632.99															
R78.2	1.20	633.48	632.28	632.28	30.00	30.00	0.02387	0.315	1.537	725	0.009000	1.38	0.11	0.08	0.63	0.19	0.86	0.06	0.83
R76.1	1.20	631.88	630.68	630.68	28.15	58.15	0.05666	0.315	1.537	617	0.009000	2.12	0.17	0.05	0.54	0.15	1.14	0.05	1.27

Collecteur R6.1 - R1.7 -collecteur principalSB 5 ET 6

N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	i	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R6.1	1.40	638.25	636.85	636.85															
R6.2	1.80	638.34	636.54	636.54	45.00	45.00	0.00680	0.315	0.02	180	0.000040	0.73	0.06	0.00	0.27	0.05	0.20	0.02	0.44
R6.3	2.10	638.39	636.29	636.29	45.00	90.00	0.00551	0.315	0.009	139	0.000010	0.66	0.05	0.00	0.27	0.05	0.18	0.01	0.40
R6.4	2.60	638.66	636.06	636.06	45.00	135.00	0.00513	0.315	0.005	113	0.000020	0.64	0.05	0.00	0.27	0.05	0.17	0.01	0.38
R6.5	2.60	638.46	635.86	635.86	25.40	160.40	0.00783	0.315	0.006	112	0.000090	0.79	0.06	0.00	0.28	0.05	0.22	0.02	0.47
R6.6	2.40	638.14	635.74	635.74	16.66	177.06	0.00702	0.315	0.031	211	0.000010	0.75	0.06	0.00	0.27	0.05	0.20	0.01	0.45
R6.7	2.65	638.21	635.56	635.56	26.19	203.25	0.00710	0.315	0.021	182	0.000030	0.75	0.06	0.00	0.27	0.05	0.21	0.01	0.45
R6.8	2.75	637.98	635.23	635.23	45.00	248.25	0.00740	0.315	0.011	142	0.000070	0.77	0.06	0.00	0.28	0.05	0.21	0.02	0.46
R6.9	1.40	636.15	634.75	634.75	45.00	293.25	0.01053	0.315	0.01	128	0.000080	0.91	0.07	0.00	0.28	0.05	0.25	0.02	0.55
R6.10	1.30	634.82	633.52	633.52	45.00	338.25	0.02744	0.315	0.009	103	0.000040	1.48	0.12	0.00	0.27	0.05	0.40	0.01	0.89
R6.11	1.30	633.80	632.50	632.50	24.46	362.70	0.04146	0.315	0.009	95	0.000200	1.81	0.14	0.00	0.28	0.05	0.51	0.02	1.09
R6.12	1.30	632.18	630.88	630.88	35.00	397.70	0.04626	0.4	0.009	93	0.000100	2.29	0.29	0.00	0.27	0.05	0.62	0.02	1.38
R6.13	1.30	631.31	630.01	630.01	35.00	432.70	0.02489	0.4	0.0089	104	0.000352	1.68	0.21	0.00	0.28	0.05	0.47	0.02	1.01
R6.14	1.30	630.77	629.47	629.47	47.91	480.61	0.01127	0.4	0.0068	109	0.000010	1.13	0.14	0.00	0.27	0.05	0.31	0.02	0.68
R6.15	2.80	631.89	629.09	629.09	52.08	532.69	0.00726	0.4	0.0088	131	0.002140	0.91	0.11	0.02	0.38	0.09	0.35	0.03	0.55
R6.16	2.55	631.51	628.96	628.96	21.06	553.75	0.00650	0.4	0.0079	128	0.000020	0.86	0.11	0.00	0.27	0.05	0.23	0.02	0.52
R6.17	3.70	632.31	628.61	628.61	47.90	601.65	0.00733	0.4	0.01	137	0.000099	0.91	0.11	0.00	0.28	0.05	0.25	0.02	0.55
R6.18	3.30	631.66	628.36	628.36	37.31	638.96	0.00649	0.4	0.002	77	0.001000	0.86	0.11	0.01	0.33	0.07	0.28	0.03	0.52
R6.19	3.15	631.31	628.16	628.16	29.83	668.79	0.00674	0.4	0.03	210	0.001215	0.88	0.11	0.01	0.34	0.07	0.30	0.03	0.53
R6.20	3.10	631.05	627.95	627.95	31.30	700.09	0.00693	0.4	0.0089	133	0.000010	0.89	0.11	0.00	0.27	0.05	0.24	0.02	0.53
R6.21	3.60	631.25	627.65	627.65	39.35	739.44	0.00757	0.4	0.003	87	0.000020	0.93	0.12	0.00	0.27	0.05	0.25	0.02	0.56
R6.22	4.05	631.51	627.46	627.46	28.00	767.44	0.00657	0.4	0.012	150	0.000050	0.86	0.11	0.00	0.27	0.05	0.24	0.02	0.52
R6.23	4.55	631.85	627.30	627.30	26.40	793.84	0.00617	0.4	0.11	348	0.000010	0.84	0.11	0.00	0.27	0.05	0.23	0.02	0.50
R6.24	4.50	631.70	627.20	627.20	15.85	809.69	0.00618	0.4	0.07	293	0.000020	0.84	0.11	0.00	0.27	0.05	0.23	0.02	0.50
R6.25	4.60	631.60	627.00	627.00	35.00	844.69	0.00589	0.4	0.02	185	0.000001	0.82	0.10	0.00	0.27	0.05	0.22	0.02	0.49
R6.26	4.70	631.52	626.82	626.82	30.22	874.91	0.00582	0.4	0.00075	54	0.000002	0.81	0.10	0.00	0.27	0.05	0.22	0.02	0.49
R6.27	4.65	631.29	626.64	626.64	29.20	904.11	0.00637	0.4	0.00123	64	0.000010	0.85	0.11	0.00	0.27	0.05	0.23	0.02	0.51
R6.28	4.50	630.97	626.47	626.47	22.76	926.87	0.00716	0.4	0.014	156	0.000020	0.90	0.11	0.00	0.27	0.05	0.24	0.02	0.54
R6.29	4.40	630.71	626.31	626.31	25.54	952.41	0.00654	0.4	0.4	558	0.000030	0.86	0.11	0.00	0.27	0.05	0.23	0.02	0.52
R6.30	1.80	627.77	625.97	625.97	38.22	990.63	0.00879	0.4	0.03	200	0.000990	1.00	0.13	0.01	0.32	0.06	0.32	0.03	0.60
R6.31	1.30	626.88	625.58	625.58	42.73	1033.36	0.00917	0.4	0.2	404	0.001200	1.02	0.13	0.01	0.33	0.07	0.34	0.03	0.61
R6.32	1.30	625.88	624.58	624.58	28.38	1061.74	0.03523	0.4	0.20962	319	0.000255	2.00	0.25	0.00	0.28	0.05	0.55	0.02	1.20

R1.7	2.00	623.83	622.73	621.83	28.35	1090.09	0.06509	0.4	1.282	562	0.007700	2.72	0.34	0.02	0.40	0.09	1.09	0.04	1.63
------	------	--------	--------	--------	-------	---------	---------	-----	-------	-----	----------	------	------	------	------	------	------	------	------

Collecteur R91.1 - bassin -collecteur principal SB 02 ET 01																			
N°Reg	Prof	CTN	CFE		Dp	Dc	i	Diam	Qtota	Dcal	Qeu	Vps	Qps	rq	rv	rh	V	H	Vac
			Amont	Aval					(m3/s)	(mm)	(m3/s)								
R91.1	1.30	648.21	646.91	646.91															
R91.2	1.40	647.99	646.59	646.59	35.04	35.04	0.00919	0.4	0.002	72	0.000020	1.02	0.13	0.00	0.27	0.05	0.28	0.02	0.61
R91.3	1.80	648.04	646.24	646.24	46.96	82.00	0.00735	0.4	0.0001	24	0.000040	0.91	0.11	0.00	0.27	0.05	0.25	0.02	0.55
R91.4	1.80	647.37	645.57	645.57	45.15	127.14	0.01493	0.4	0.0003	32	0.000070	1.30	0.16	0.00	0.27	0.05	0.36	0.02	0.78
R91.5	1.80	646.87	645.07	645.07	50.00	177.14	0.01004	0.4	0.0004	39	0.000010	1.07	0.13	0.00	0.27	0.05	0.29	0.02	0.64
R91.6	1.80	646.31	644.51	644.51	36.29	213.43	0.01543	0.4	0.0005	39	0.000030	1.32	0.17	0.00	0.27	0.05	0.36	0.02	0.79
R91.7	2.60	645.89	643.29	643.29	38.53	251.96	0.03153	0.4	0.00012	20	0.000001	1.89	0.24	0.00	0.27	0.05	0.51	0.02	1.14
R91.8	1.80	644.20	642.40	642.40	41.67	293.63	0.02140	0.4	0.01	112	0.000070	1.56	0.20	0.00	0.27	0.05	0.42	0.02	0.94
R91.9	1.80	642.58	640.78	640.78	45.00	338.63	0.03593	0.4	0.0007	38	0.000015	2.02	0.25	0.00	0.27	0.05	0.55	0.02	1.21
R91.10	1.80	640.50	638.70	638.70	38.38	377.02	0.05443	0.4	0.0012	42	0.000070	2.49	0.31	0.00	0.27	0.05	0.68	0.02	1.49
R91.11	1.80	638.16	636.36	636.36	36.77	413.79	0.06344	0.4	0.00098	38	0.000009	2.69	0.34	0.00	0.27	0.05	0.73	0.02	1.61
R91.12	1.80	636.00	634.20	634.20	36.47	450.26	0.05936	0.4	0.00078	36	0.000001	2.60	0.33	0.00	0.27	0.05	0.70	0.02	1.56
R91.13	1.80	635.60	633.80	633.80	15.23	465.50	0.02593	0.4	0.00036	31	0.000025	1.72	0.22	0.00	0.27	0.05	0.46	0.02	1.03
R91.14	1.80	633.65	631.85	631.85	32.89	498.39	0.05934	0.4	0.00014	19	0.000014	2.60	0.33	0.00	0.27	0.05	0.70	0.02	1.56
R91.15	1.60	631.89	630.29	630.29	32.95	531.34	0.04743	0.5	0.00014	19	0.000024	2.74	0.54	0.00	0.27	0.05	0.74	0.02	1.65
R91.16	1.85	631.92	630.07	630.07	27.37	558.71	0.00782	0.5	0.055	257	0.000014	1.11	0.22	0.00	0.27	0.05	0.30	0.02	0.67
R91.17	2.00	631.18	629.18	629.18	50.62	609.33	0.01770	0.5	0.009	112	0.000023	1.68	0.33	0.00	0.27	0.05	0.45	0.02	1.01
R91.18	3.00	629.76	626.76	626.76	44.08	653.41	0.05474	0.5	0.009	90	0.000070	2.95	0.58	0.00	0.27	0.05	0.80	0.02	1.77
R91.19	4.50	629.30	624.80	624.80	43.11	696.51	0.04566	0.5	0.0036	66	0.000360	2.69	0.53	0.00	0.27	0.05	0.74	0.02	1.62
R91.20	5.00	627.62	622.62	622.62	37.15	733.67	0.05857	0.5	0.09	212	0.000140	3.05	0.60	0.00	0.27	0.05	0.83	0.02	1.83
R91.21	5.00	627.50	622.50	622.50	16.84	750.51	0.00695	0.5	0.07	287	0.000025	1.05	0.21	0.00	0.27	0.05	0.28	0.02	0.63
R91.22	3.00	625.21	622.21	622.21	43.59	794.09	0.00670	0.5	0.036	225	0.000050	1.03	0.20	0.00	0.27	0.05	0.28	0.02	0.62
R91.23	2.50	624.29	621.79	621.79	45.00	839.09	0.00927	0.5	0.042	225	0.000245	1.21	0.24	0.00	0.28	0.05	0.34	0.02	0.73
R91.24	1.60	622.48	620.88	620.88	33.66	872.75	0.02703	0.5	0.0699	222	0.000290	2.07	0.41	0.00	0.27	0.05	0.57	0.02	1.24
R91.25	1.60	620.33	618.73	618.73	45.00	917.75	0.04778	0.5	0.069	199	0.000200	2.76	0.54	0.00	0.27	0.05	0.75	0.02	1.65
R91.26	1.00	618.18	617.18	617.18	45.00	962.75	0.03444	0.5	0.07078	214	0.000245	2.34	0.46	0.00	0.27	0.05	0.64	0.02	1.40
Rejet 02	0.00	617.13	617.13	617.13	14.36	977.11	0.00390	0.5	0.542	689	0.002800	0.79	0.15	0.02	0.38	0.09	0.30	0.04	0.47

Chapitre V : Calcul hydraulique

D'après les tableaux de calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement la détermination des diamètres des collecteurs tout en vérifiant les vitesses d'auto curage. Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaite ($V > 0.3\text{m/s}$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons

$V < 5\text{m/s}$, donc on ne prévoit pas la mise en place des chasses automatiques. Il suffit d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile.

V.6.Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes correspondent aux constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle du réseau. [4]

V.6.1. Les ouvrage de branchements au réseau

Les branchements particuliers sous domaine public permettent l'acheminement des eaux usées domestiques, des eaux pluviales ou des eaux industrielles provenant d'une source privée vers un collecteur public. Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation tout en sauvegardant le bon fonctionnement du réseau de collecte en respectant les règles du règlement sanitaire départemental et du règlement du service de l'assainissement de la collectivité. Un branchement particulier, comme l'illustre la figure suivante, comporte trois parties essentielles :

A. Regard de façade (boîte de branchement) : Est un ouvrage en béton armé qui doit être déposé en bordure de trottoir sur la façade de la propriété à raccorder pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.

B. Canalisation de branchement : Sont utilisées pour raccorder les regards de façade aux réseaux publics. Elles sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

C. Dispositifs de raccordement au réseau : Permettent le raccordement direct des branchements sur les conduites. Ils sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

V.6.2. Ouvrages de collecte en surface

A. Ouvrages d'engouffrement (bouches d'égout)

- **Bouche d'égout à accès par le dessus (à grille)**

Ce sont des ouvrages d'engouffrement des eaux pluviales, constitués d'une fosse de section carrée en béton. D'une grille concave à cadre carré en fonte ductile.



Figure V.14 : Bouche d'égout à grille

- **Bouche d'égout à accès latéral (à avaloir) :**

Ce sont des ouvrages d'engouffrement à avaloir, constitués d'une fosse de section carrée en béton, d'un tampon en fonte ductile et cadre carré avec trou de 12 mm et système de verrouillage.



Figure V.15 : Bouche d'égout à avaloir

V.6.3. Ouvrages de collecte et de transport

A. Fossés :

Ces ouvrages sont destinés, en général, à la collecte et le transport des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.[4]

B. Gargouille :

Ce sont des conduites à section carrée ou rectangulaire, encastrés dans le sol, destinés à conduire les eaux pluviales au caniveau lorsqu'il n'existe pas de réseau de collecte d'eaux pluviales à proximité immédiate.

C.Caniveaux :

Ce sont des accessoires de la voirie, destinés à la collecte d'eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et les trottoirs. Et au transport de ces eaux d'égouts.

V.6.4 Les ouvrages d'accès au réseau

A. Regards :

Les regards sont des ouvrages constitués par un puits vertical surmonté d'un couvercle mobile. Son rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour le curage, de plus ils assurent la ventilation des égouts.

Ils sont installés à chaque :

- Jonction de canalisation ou jonction de réseau ;
- Changement de diamètre ;
- Changement de direction ;
- Changement de pente ;
- 60 mètres pour les diamètres 500 et 600mm ;
- 50 mètres pour les diamètres 800 et 1000mm ;
- Accès à des ouvrages spéciaux.

Types de regards :

- **Regard en tête** : il est impératif que le réseau d'assainissement début par un regard qu'on appelle regard de tête, qui sert à :
 - Un éventuel curage mécanique ;
 - Un éventuel branchement.
- **Regard de jonction** : il est prévu dans le but de joindre plusieurs conduites quelques soient leurs diamètres.
- **Regard de visite** : il convient de prévoir des regards de visite à des distances assez rapprochées pour pouvoir accéder à l'entretien régulier des canalisations et assurer une ventilation au réseau.

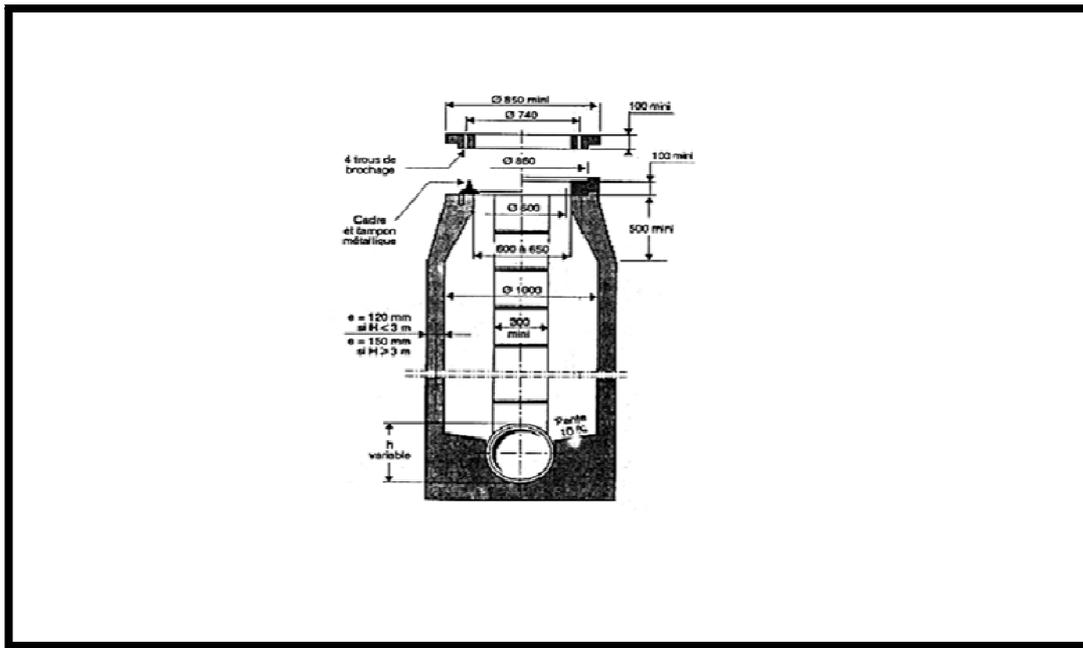


Figure V.16 : Regard de visite à section circulaire de 1m de diamètre

B. Déversoir d'orage :

Le déversoir d'orage est un ouvrage en béton constitué d'un bassin rectangulaire ou carré, muni de déversoir à seuil unique ou à seuil latéral ou frontal d'une sortie de délestage des eaux pluviales ; dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter les débits des eaux usées diluées vers le réseau. [4]

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit ;
- Sur le réseau pour réduire les diamètres des collecteurs en aval, ou déchargé un collecteur

On distingue :

- Déversoir à seuil frontal ;
- Déversoir à seuil latéral ;
- Déversoir à double seuil latéral ;
- Déversoir à orifice
- Déversoir circulaire ;

- Déversoir siphoné ;
- Déversoir à vannage.

a) 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 La variations des pentes.

b) Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral .On doit déterminer :

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

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution (d=4).

- Débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

- La hauteur de la lame déversée (H_r)
- La longueur du seuil, déversant (L).

Remarques :

Dans notre étude nous allons utiliser deux déversoirs d'orage à seuil latérale, l'un sera placé à l'extrémité du tronçon R1.10 –R_{rejet} 01 et le second à l'extrémité de tronçon : R91.8-R_{rejet}02.

a-Dimensionnement des déversoirs d'orage et leur emplacement :

Le 1^{er} déversoir (R1.10 –R_{rejet} 01) :

On a les données suivantes : déversoir type latéral ;

- $Q_{\min} = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à temps sec.
- $Q_{\text{amont}} = 1.149 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à temps de pluie.

$$-Q_{\text{tot}} = 0.01 + 1.149 = 1.159 \text{ m}^3/\text{s}$$

- La dilution est de l'ordre de 4 ce qui fait :

$$\text{Le débit allant vers la station d'épuration } Q_{\text{step}} = 4 \cdot Q_{\min} = 4 \cdot 0.01 = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Rightarrow Q_{\text{step}} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Débit déversant $Q_{\text{dev}} = Q_{\text{amont}} - Q_{\text{step}} \Rightarrow Q_{\text{r}} = 1.149 - 0.04 = 1.109 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\Rightarrow Q_{\text{dev}} = 1.109 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$\Phi_{\text{entree}} = 900 \text{ mm}$$

On détermine la charge déversant ensuite la longueur de seuil, déversant(L) :

$$I = 0.005 ; \Rightarrow Q_{\text{ps}} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{d'où } r_Q = 0.04/0.12 = 0.33$$

$$\text{De l'abaque } r_H = 0.36 \Rightarrow H = 0.36 \cdot 900 = 324 \text{ mm}$$

$$\text{Et : } r_{Q_{\min}} = 0.01/0.12 \text{ d'où } r_{H_{\min}} = 0.08 \Rightarrow H_{\min} = h_{\text{step}} = 0.08 \cdot 900 = 72 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc } h_{\text{dev}} = H - h_{\text{step}} = 324 - 72 = 252 \text{ mm}$$

$$h_{\text{dev}} = 252 \text{ mm}$$

Par la suite on peut déterminer la largeur du déversoir :

$$b = \frac{Q_{dev}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \left(\frac{h_{dev}}{2}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}} = \frac{1.109}{\frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{0.252}{2}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{19.62}} = 14.22 \text{ m}$$

On prendra : $b=14.5 \text{ m}$

Pour le deuxième déversoir on utilise le même procédé que celui utilisé pour D.O.1 :

R91.8- R rejet 02 :

$Q_{min} = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à temps sec.

$Q_{amont} = 0.539 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à temps de pluie.

$-Q_{tot} = 0.03 + 0.539 = 0.542 \text{ m}^3/\text{s}$

-La dilution est de l'ordre de 4 ce qui fait :

Le débit allant vers la station d'épuration $Q_{step} = 4 \cdot Q_{min} = 4 \cdot 0.003 = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Rightarrow Q_{step} = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit déversant $Q_{dev} = Q_{amont} - Q_{step} \Rightarrow Q_r = 0.539 - 0,012 = 0.527 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Rightarrow Q_{dev} = 0.527 \text{ m}^3/\text{s}$;

$\Phi_{entree} = 500 \text{ mm}$

On détermine la charge déversant ensuite la longueur de seuil, déversant(L) :

$I=0.04$; $\Rightarrow Q_{ps} = 0.077 \text{ m}^3/\text{s}$ d'où $Q = 0.012/0.077 = 0.155$

De l'abaque (voir annexe 01) :

$r_H = 0.26 \Rightarrow H = 0.26 \cdot 500 = 130 \text{ mm}$

Et : $r_{Qmin} = 0.003/0.077$ d'où $r_{Hmin} = 0.04 \Rightarrow H_{min} = h_{step} = 0.04 \cdot 500 = 20 \text{ mm}$.

$Donc h_{dev} = H - h_{step} = 130 - 20 = 110 \text{ mm}$

$h_{dev} = 110 \text{ mm}$

Par la suite on peut déterminer la largeur du déversoir :

$$b = \frac{Q_{dev}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \left(\frac{h_{dev}}{2}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}} = \frac{0.527}{\frac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot \left(\frac{0.11}{2}\right)^{\frac{3}{2}} \sqrt{19.62}} = 23.10 \text{ m}$$

On prendra : $b=23.5 \text{ m}$

Tableau V. 16 : Caractéristiques des déversoirs d'orage (type latérale)

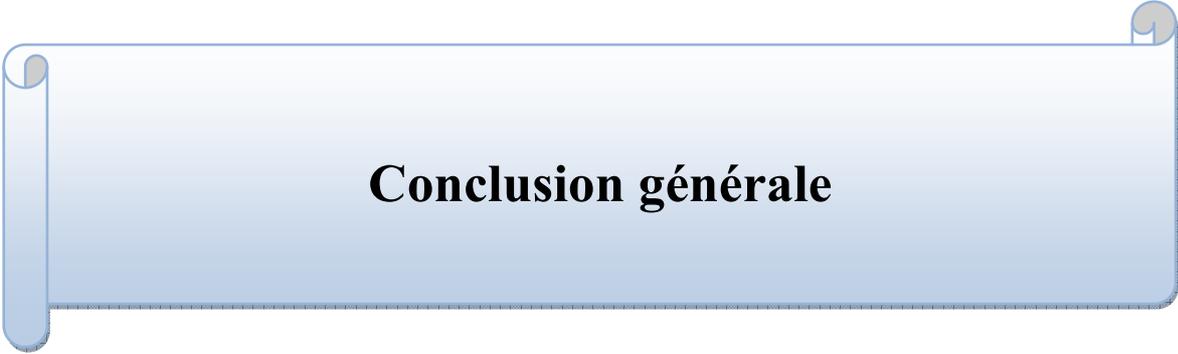
	De (mm)	Qt m ³ /s	Qps m ³ /s	Qst m ³ /s	Qr m ³ /s	Hst (mm)	Hd (mm)	L (m)
D O 1	900	1.159	0.12	0,04	1.109	72	252	14.5
D O 2	900	0.542	0.077	0.012	0.527	20	110	23.5

V.7.Conclusion

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Deux déversoirs d'orage de type latéral.
- Les regards



Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

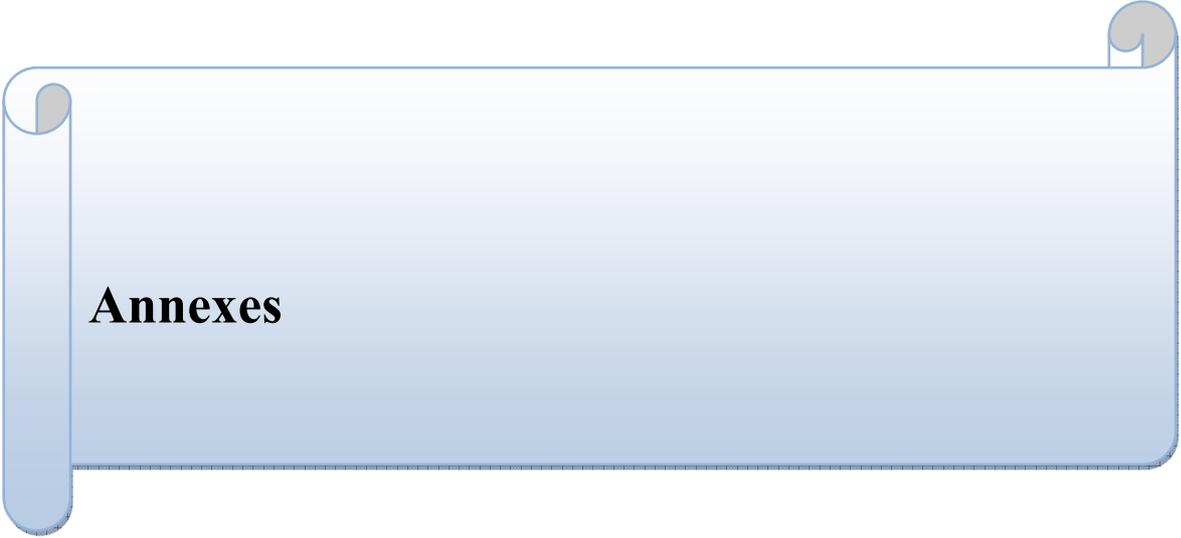
A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation du réseau d'assainissement, du village **d'OULED LAARBI**, repose sur plusieurs paramètres, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité des eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères résulte, le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre zone d'étude, l'évaluation des débits des eaux pluviales se fait par la méthode superficielle avec une période de retour de 10 ans. Les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population, avec un coefficient de rejet égale 0,8.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain en respectant le tissu urbain et suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas nous avons essayé de vérifier les conditions suivantes :

- L'implantation du réseau est étudiée en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'auto curage.
- La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements dans la mesure du possible, par ailleurs où le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.
- On a projeté deux déversoirs d'orages pour rejeter les eaux pluviales vers l'oued afin d'optimiser le diamètre de la conduite de rejet.

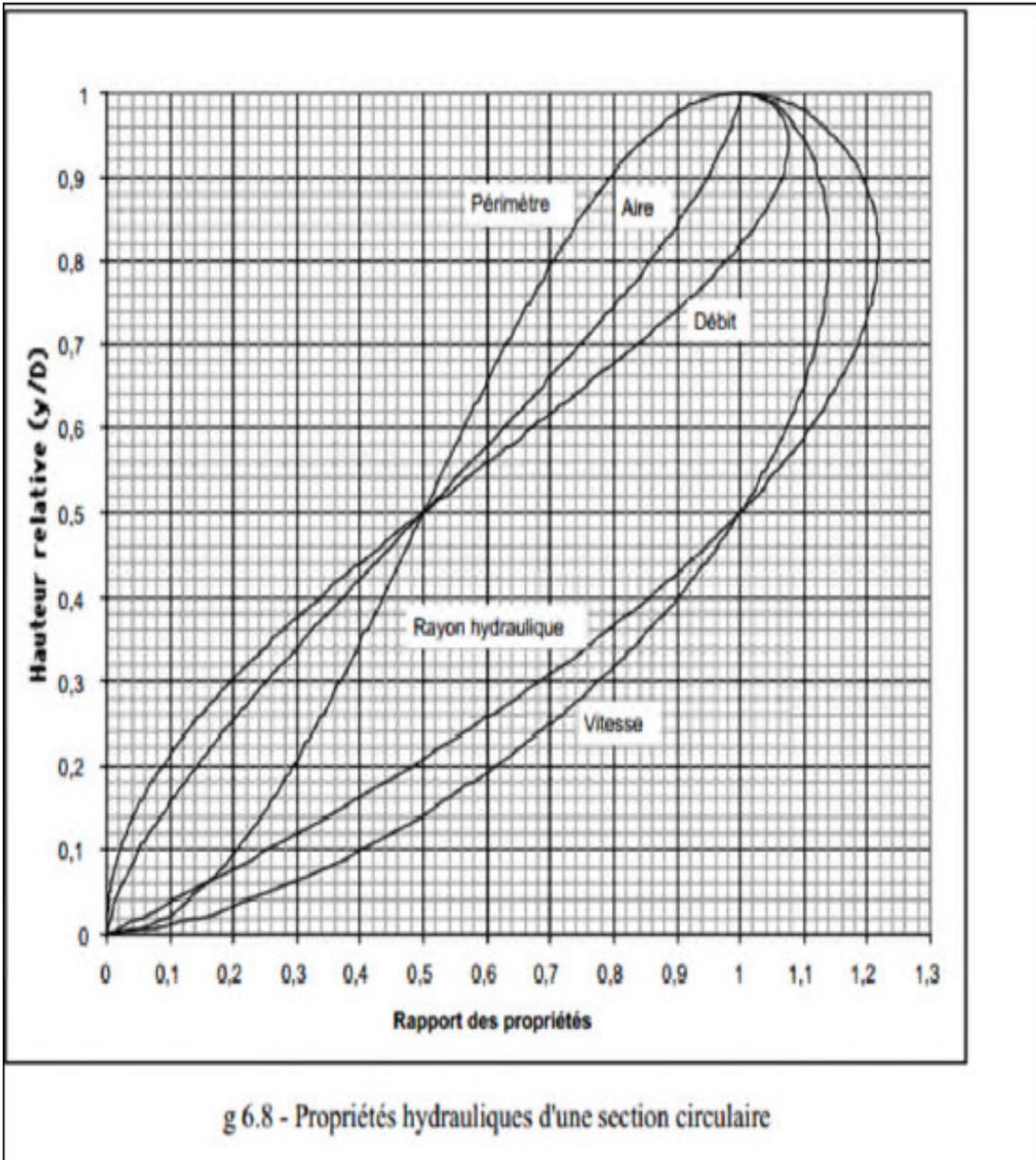
Le village **d'OULED LAARBI**, occupe une surface urbaine et semi-urbaine de 140 ha avec des pentes de terrain variable entre 0.2 % à 4 % On a drainé tout cet espace par un réseau d'assainissement réparti sur les diamètres ϕ 300 jusque ϕ 900 mm.



Annexes

Annexes

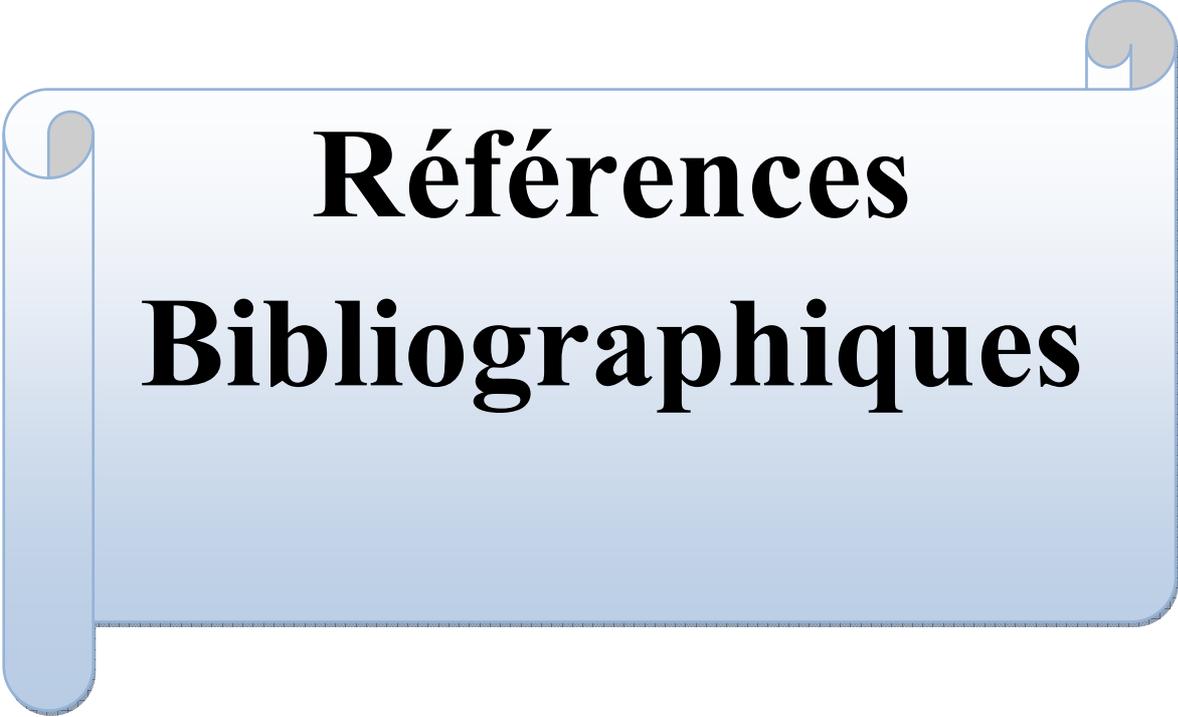
Annexe 1: Les rapports R_h , R_v , R_Q « les réseaux d'assainissement de R.BOURRIER ».



Annexes

Annexe 2 : Coefficient de Manning-strickler (ks)

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



**Références
Bibliographiques**

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

[1] BESSINE RACHIDA ; Mémoires de fin d'études d'assainissement (ENSH) étude du dimensionnement du réseau D'assainissement de la ville D'ainoussera (w.DJELFA), Octobre 2011.

[2] MOKADEM Maamar ; Polycopie de cours, Assainissement Urbain et initiation au logiciel « COVADIS assainissement ».

[3] Salah Boualem ; Cours d'assainissement 5^{ème} année / ENSH – Blida.

[4] TOUAIBIA, B ; «Cours d'hydrologie » 4^{ème} année / ENSH 2010.