

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des systèmes d'assainissement

THEME :

**Dimensionnement des réseaux d'évacuation des communes
de Ouled Hededj et Ouled Moussa (W. de Boumerdes)**

**Présenté Par :
M^r NOURINE Yassine**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : M. DJELLAB	M.C.A	Président
M ^r : M. BOUKHELIFA	M.A.A	Examineur
M ^{me} : L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : F.DERNOUNI	M.A.A	Promotrice

Session 2017- 2018

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma très chère mère

Mon cher père

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à

Mon frère et mes sœurs

Ma tante : Fatma

Et toute la famille Nourine et Ikoufane.

Mon promotrice M^{me} : F.Dernouni

Mes chers amis : Aymen et Merwane

Mes amis et tous les amis de l'ENSH sans exception.

Ma promotion 2018 et sans oublier mes amis de EPST

A tous les enseignants de l'ENSH

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Remercîments

Tout d'abord je remercie le bon dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire, et mes parents pour leur aide morale dans la réalisation de ce travail

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon promotrice « M^{me} : F.Dernouni » de m'avoir orienté et pour ses conseils judicieux, ainsi que leur disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail, je les remercie vivement.

Mes remerciements vont également à :

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, le personnel de la bibliothèque et toute la famille de L'E.N.S.H.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes frères et sœurs et à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et pour m'avoir plus d'une fois remonté le moral.

Je remercie également les enseignant de EPST qui m'ont dirigé durant ma formations.

Et toutes les personnes qui m'ont aidé dans mon cursus d'étude

Y.NOURINE

ملخص:

إن التجمع السكاني لبلدية أولاد موسى وأولاد هدا ج بولاية بومرداس يعرف حاليا تدهورا كبيرا في التزويد بالمياه الشروب وكذا صرف المياه القذرة، وذلك لعدم وجود قنوات صرف حيث ترمى هذه المياه مباشرة في الوادي.

Résumé:

Les agglomérations d'Ouled Moussa et Ouled Hededj dans la wilaya de Boumerdes reconnaît actuellement des systèmes hydrauliques, (en AEP et en Assainissement), très défectueux. Cette détérioration est plus prononcée pour les systèmes d'assainissement car les rejets s'effectuent directement dans l'oued.

Notre étude a pour objectif de relever les anomalies dues au dysfonctionnement du système d'évacuation de l'agglomération, de sorte que nous puissions remédier à ces problèmes par une de réhabilitation ou une extension du réseau.

Abstract:

The agglomeration of Ouled Moussa and Ouled Hededj Wilaya of Boumerdes have a very defective water supply and sewage networks, specially the last one, which is characterised by rejects directly to the wadi.

The goal of this study is to eliminate anomalies to protect environment, health and, in a general way, the organization of its everyday life. It has also the aim of raising the problems and the anomalies which poses the agglomeration as faras water purification is concerned in order to provide alteration work, rehabilitation and extension of the existing network.

In this context, our project, which aims to find the best methods and techniques for the evacuation of wastewater and some of the rainwater to the proposed treatment plant.

Table des matieres

Introduction générale page

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction :	1
I.1 Problématiques :	1
I.2 But de l'étude :	1
I.3 Les communes de la Zone d'étude :	1
I.4 Aperçu général sur Oued el Hamiz :	2
I.5 Aperçue générale sur Barrage el Hamiz :	2
I.6 Commune de Ouled Hededj :	4
I.7 Commune de Ouled Moussa :	5
I.8 Situation climatologique :	6
I.8.1 Températures :	6
I.8.1 Pluviométries :	6
I.8.1 Vent :	6
I.8.1 Humidité :	6
I.9 Géologie :	7
I.9.1 Sismicité :	7
Conclusion :	7

Chapitre II: Diagnostique du système d'évacuation

Introduction :	8
II.1 L'objet de l'étude du diagnostic :	8
II.2 Périmètre de l'étude :	8
II.3 Les communes à étudier :	8
II.3.1 Ouled Hededj :	8
II.3.2 Ouled Moussa :	12
Conclusion :	18

Chapitre III: Etude Hydrologique

Introduction :	19
III.1 Notion d'averse :	19
III.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	19
III.3 Présentation de la station pluviométrique:	20
III.4 Etude des précipitations maximales journalières :	21
III.4.1 Paramètres statistiques de la série :	22
III.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières :	23
III.4.3 Ajustement à la loi de Gumbel :	23
III.4.4 Ajustement à la loi Log-normale (Galton):	25
III.4.5 Le Test visuel :	27
III.4.6 Test d'adéquation du (Pearson) :	27

III.4.7	Pluies de courte durée :	28
	Conclusion :	29

Chapitre IV: Calcul de base

	Introduction :	30
IV.1	Délimitation des sous bassin :	30
IV.2	Estimation de la population :	30
IV.3	Les systèmes des réseaux d'assainissement :	32
IV.3.1	Système unitaire :	32
IV.3.2	Système séparatif :	33
IV.3.3	Système pseudo-séparatif :	33
IV.3.4	Les avantages et les inconvénients des systèmes de réseaux :	34
IV.4	Schémas d'évacuation :	34
IV.4.1	Schéma perpendiculaire :	34
IV.4.2	Schéma par déplacement latéral :	35
IV.4.3	Schéma à collecteur transversal ou oblique :	35
IV.4.4	Schéma à collecteur étagé :	35
IV.4.5	Schéma type radial :	36
IV.5	Choix du système d'évacuation :	36
IV.5.1	Choix du coefficient de ruissellement :	37
IV.5.2	Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	37
IV.5.3	Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :	37
IV.5.4	Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	38
IV.6	Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	38
IV.6.1	Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	38
IV.6.2	Calcul de la densité partielle :	39
IV.6.3	Calcul du nombre d'habitant de chaque surface drainée :	40
	Conclusion :	40

Chapitre V: Evaluation des débits d'eau usées et pluviales

	Introduction :	41
V.1	Evaluation des débits des eaux usées :	41
V.1.1	Nature des eaux usées à évacuer :	41
V.1.2	Débit d'eaux usées :	42
V.1.3	Evaluation du débit moyen journalier :	42
V.1.4	Evaluation des débits de pointe :	43
V.1.5	Consommation en eau potable :	43
V.2	Évaluation des débits d'eaux pluviales :	48
V.2.1	Méthode rationnelle :	48
V.2.2	La méthode superficielle (méthode de Caquot) :	50
V.2.3	Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :	51
V.2.4	Choix de la méthode de calcul :	52
V.2.5	Calcul des débits pluviaux :	52
	Conclusion :	53

Chapitre VI: Calcule Hydraulique

Introduction :	54
VI.1 Conception des réseaux d'Assainissement :	54
VI.2 Présentation de variante du réseau projeté :	54
VI.3 Dimensionnement hydraulique des collecteurs :	54
VI.3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	54
VI.3.2 Détermination des diamètres des collecteurs :	55
VI.3.3 Mode de calcul :	56
VI.4 Présentation de la variante du réseau d'évacuation actuel :	57
VI.4.1 Diagnostique du réseau existant :	57
VI.4.2 Interprétations:	57
VI.5 Réseau de renforcement :	57
VI.5 Présentation des variantes du réseau d'évacuation :	58
VI.6.1 Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté :	58
Conclusion :	58

Chapitre VII: Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction :	59
VII.1 Les ouvrages principaux :	59
VII.1.1 Canalisations :	59
.....	
VII.1.2 Choix du type de canalisation :	61
VII.1.3 Les joints des conduites en béton :	61
VII.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :	63
VII.1.5 Moyen de protection des conduites contre les effets corrosifs et érosifs :...	64
VII.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués :	65
VII.2 Ouvrages annexes :	66
VII.2.1 Les ouvrages normaux :	66
VII.2.2 Ouvrages spéciaux :	70
Conclusion:	83

Chapitre VII: Organisation du chantier

Introduction :	84
VIII.1 Maîtrise de la qualité :	84
VIII.2 Conditions d'accessibilité au chantier :	85
VIII.2.1 Travaux en domaine public :	85
VIII.2.2 Travaux en propriété privée :	85
VIII.2.3 Signalisation :	85
VIII.3 Emplacement des canalisations :	85
VIII.4 Exécution des travaux :	85
VIII.5 Consignes de manutention et stockage des conduites :	86
VIII.5.1 Sécurité du personnel :	86
VIII.5.2 Intégrité des produits :	86

VIII.5.3	Chargement et transport :	86
VIII.5.4	Déchargement :	86
VIII.5.5	Stockage :	86
VIII.5.6	Choix des dispositifs de manutention :	87
VIII.5.7	Exécution des fouilles :	87
VIII.5.8	Sécurité du personnel : BLINDAGE :	87
VIII.5.9	Largeur minimale de tranchée :	88
VIII.6	Pose de canalisation :	88
VIII.6.1	Lit de sable :	89
VIII.6.2	Emboîtement des tuyaux :	89
VIII.6.3	Pose des tuyaux :	89
VIII.7	Pose des regards :	89
VIII.7.1	Lit de pose :	89
VIII.8	Remblaiement et compactage :	90
VIII.8.1	Définition des zones de remblai :	90
VIII.9	Choix des engins :	90
VIII.10	Devis quantitatif et estimatif :	92
VIII.11	Planification des travaux :	95
	Conclusion :	96
	Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Evolution de la température de l'air :.....	6
Tableau I.2 : Répartition des pluies mensuelles à la Station de Reghaia :.....	6
Tableau I.3 : Vitesse moyenne mensuelle du vent (m/s) :.....	6
Tableau I.4 : repartition mensuelle moyenne de l'humidité de l'air en (%) :.....	7

Chapitre II: Diagnostique du système d'évacuation

Tableau II.1 : Données de regard n°01 :	10
Tableau II.2 : Données de regard n°02 :	10
Tableau II.3 : Données de regard n°03:.....	11
Tableau II.4 : Données de regard n°04 :	11
Tableau II.5 : Données de regard n°01 :	11
Tableau II.6 : Données de regard n°02 :	11
Tableau II.7 : Données de regard n°01 :	14
Tableau II.8 : Données de regard n°02 :	14
Tableau II.9 : Données de regard n°03 :	15
Tableau II.10 : Données de regard n°04 :	15
Tableau II.11 : Données de regard n°05 :	15
Tableau II.12 : Données de regard n°06 :	15
Tableau II.13 : Données de regard n°08 :	16
Tableau II.14 : Données de déversoir dorage :	16
Tableau II.15 : Données de regard n°09 :	16
Tableau II.16 : Données de regard n°10 :	16
Tableau II.17 : Données de regard n°11 :	17
Tableau II.18 : Données de regard n°12 :	17
Tableau II.19 : Données de regard n°13 :	17

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1 : Identification de la station pluviométrique:.....	20
Tableau III.2 : série pluviométrique (station de Reghaia) :.....	20
Tableau III.3:Caractéristiques empiriques de la série :.....	22
Tableau III.4: paramètres de la loi de Gumbel :.....	24
Tableau III.5: calcul des quantiles par la méthode de Gumbel :.....	25
Tableau III.6: calcul des quantiles par la méthode de Galton :.....	26
Tableau III.7 : paramètre de test de χ^2 :.....	28
Tableau III.8 : précipitations pour différentes fréquences :.....	28

Chapitre IV: Calcul de base

Tableau IV.1: évolution de la population :	31
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux :	34
Tableau IV.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :..	37
Tableau IV.4 :Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :	37
Tableau IV.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	38
Tableau IV.6: Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque surface drainée	38
Tableau IV.7 :Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :	39

Chapitre V:Evaluation des débits d'eau usées et pluviales

Tableau V.1 : besoin en eau du secteur domestique :	44
Tableau V.2 : Equipement existant :	44
Tableau V.3 : Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usagés :	47
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif de consommation moyenne journalier :	47
Tableau V.5 : Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin :..	48
Tableau V.6 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :	51
Tableau V.7 : Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans :	52
Tableau V.8 : Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans :	53

Chapitre VI: Calcule Hydraulique

Tableau VI.1: Coefficients de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois	55
--	----

Chapitre VII: Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Tableau VII.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé :	64
Tableau VII.2 : La HMT en fonction du diamètre (SR1) :	76
Tableau VII.3 : Prix d'un Kwh (SR1) :	76
Tableau VII.4 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre (SR1) :	77
Tableau VII.5 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre (SR1) :	77
Tableau VII.6 : Bilan des couts en fonction des diamètres (SR1) :	78
Tableau VII.7 : Résultat de pompes du logiciel KSB (SR1) :	79
Tableau VII.8 : Paramètre de calcule de la station 02 :	80
Tableau VII.9 : La HMT en fonction du diamètre (SR2) :	80
Tableau VII.10 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre (SR2) :	81
Tableau VII.11 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre (SR2) :	81
Tableau VII.12 : Bilan des couts en fonction des diamètres (SR2) :	81
Tableau VII.13 : Résultat de pompes du logiciel KSB (SR2) :	82
Tableau VII.14 : caractéristique de puisard :	82

Chapitre VIII: Organisation du chantier

Tableau VIII.1 : Coefficient de foisonnement :.....	93
Tableau VIII.2 : Volumes de travaux :.....	93
Tableau VII .3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet:.....	94
Tableau VIII.4 Détermination du délai de la réalisation (station de relevage) :.....	96
Tableau VIII.5 Détermination du délai de la réalisation :.....	96

Liste des figures

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de wilaya de Boumerdes :.....	2
Figure I.2 :Barrage el Hamiz :	3
Figure I.3 : Commune de Ouled Hedadj :	4
Figure I.4 :Commune de Ouled Moussa :	5

Chapitre II: Diagnostique du système d'évacuation

Figure II.1 : point de rejet n°1 de cité BADER :.....	9
Figure II.2: regard n°01 :	11
Figure II.3 : point de rejet K (OM) :	13
Figure II.4: point de rejet n°1,La Ville de OULED MOUSSA :	13
Figure II.5: regard n°03 Rj K :	15
Figure II.6 : Déversoir Dorage Rj05 :	16

Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel :.....	25
Figure III.2 : Ajustement graphique à la loi de Galton :.....	27

Chapitre IV: Calcul de base

Figure IV.1 :Graphe d'évolution de population Ouled Hededj :	31
Figure IV.2 :Graphe d'évolution de population Ouled Moussa :	31
Figure IV.3 : réseau unitaire :	32
Figure IV.4 : réseau Séparatif :	33
Figure IV.5 : réseau pseudo-séparatif :	33
Figure IV.6 : Schéma perpendiculaire :	34
Figure IV.7 : Schéma par déplacement latéral :	34
Figure III.8 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :	35
Figure IV.9 : Schéma à Collecteur Etagé :	36
Figure IV.10 : schéma type radial :	36

Chapitre VII: Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Figure VII.1 :Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué :.....	61
Figure VII.2 : Différents type de joints :.....	63
Figure VII.3 : Regard de visite :.....	68
Figure VII.4 : Exemple de raccordement simple :.....	69
Figure VII.5: Exemple d'une bouche d'égout :.....	70
Figure VII.6 : Schéma d'un déversoir d'orage à seuil latéral :.....	72

Figure VII.7 : Choix du diamètre économique de SR1 :.....	78
Figure VII.8 : Choix du diamètre économique de SR2 :.....	82

Chapitre VIII: Organisation du chantier

Figure VIII.1: Panneaux de chantier :.....	85
Figure VIII.2 : Exemple de blindage :	87
Figure VIII.3 : Pose de canalisation :	88
Figure VIII.4: lit de sable :	89
Figure VIII.5: Installation d'un regard :	90
Figure VIII.6: présentation des zones de remblai :	90

Introduction générale

L'accès à l'assainissement représente un combat quotidien pour des centaines de milliers de citoyens qui vivent principalement dans les pays en développement.

A ce propos, selon un rapport de l'OMS (2006), 1,1 milliard de personnes soit 17% de la population mondiale n'ont pas accès à l'eau potable et 2,6 milliards soit 42% de la population mondiale n'ont pas accès à un assainissement adéquat.

De nombreux ménages ont recours aux méthodes traditionnelles pour leur approvisionnement en eau et à l'assainissement autonome pour l'évacuation des excréments.

La majorité de ces citoyens vivent dans des quartiers précaires dépourvus d'eau courante et de systèmes d'assainissement adéquats, ce qui constitue des menaces pour leur santé (UNESCO, 2003). Des milliers de personnes souffrent chaque jour des maladies diarrhéiques, du paludisme, des infections parasitaires intestinales débilitantes et d'autres maladies causées par des insectes.

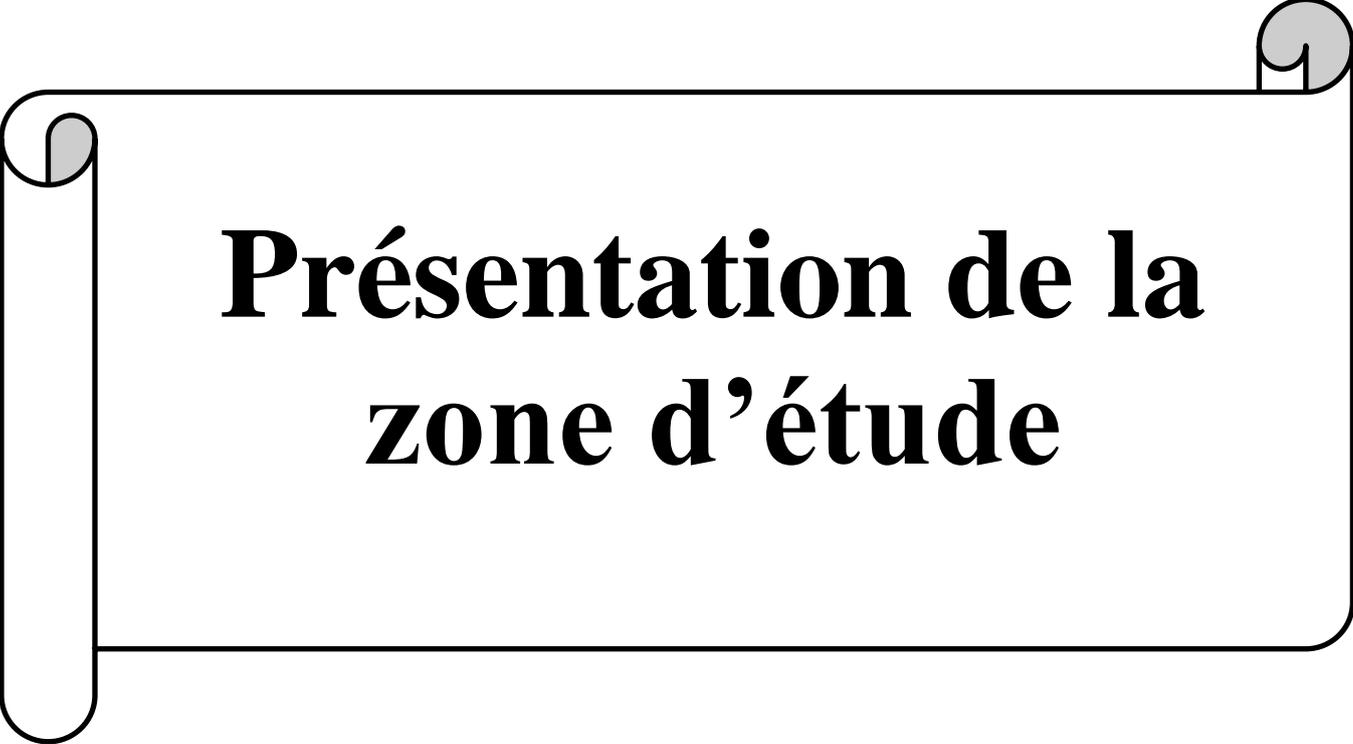
Depuis la promulgation sur la mise en comptabilité des investissements avec l'environnement, on note un plus grand intérêt des gens pour la préservation de l'environnement « Qu'il s'agisse des dirigeants, des opérateurs et même de la population, les enjeux environnementaux sont désormais au centre des débats quel que soit le projet à entreprendre » (MAMY, 2002). C'est pourquoi, le problème d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales se pose avec acuité aujourd'hui dans toutes les villes.

La wilaya de Boumerdes a connu ces dernières années, un accroissement de sa population, et une urbanisation importante de ces communes, ce qui a engendré une augmentation des rejets d'eaux usées qui se font généralement à ciel ouvert, provoquant ainsi une dégradation de l'environnement. Le réseau d'évacuation des eaux usées de la wilaya de Boumerdes préconise une collecte quasi-totale des eaux usées et une élimination des rejets vers les oueds.

Au niveau des communes il existe un réseau d'égout public couvrant une partie de les communes plus de la moitié des ménages utilisent des systèmes d'assainissement individuels (fosses septiques dans les quartiers résidentiels et latrines ailleurs) peu viables. Avec l'explosion démographique des villes du tiers monde, l'insalubrité ne fait que s'agrandir avec la prolifération de l'habitat précaire, l'absence et l'inefficacité des systèmes d'assainissement des eaux usées et des eaux pluviales et la collecte et l'élimination des déchets solides. Cela rend ainsi difficile la vie des citoyens en matière d'assainissement bien qu'il s'agisse d'un service nécessaire et vital non seulement pour le bien être des citoyens, mais également pour la bonne marche et l'efficacité de l'économie urbaine.

Dans le présent travail, tous les rejets d'eaux usées et industrielles qui se déversent dans l'oued doivent être interceptés par la projection d'un collecteur principal qui va prendre en charge tous les rejets des Communes et des localités situées de part et d'autre de l'oued. Cette conduite doit transférer toutes ces eaux vers la station d'épuration projetée.

Chapitre I



**Présentation de la
zone d'étude**

Introduction :

L'identification du lieu du site est une phase importante dans tous projets d'étude pour une gestion efficace et durable. Cette identification passe par une connaissance du site à travers certains paramètres quantitatifs et qualitatifs, entre autre :

- Relief ;
- Topographie ;
- Evaluation de la population ;
- Réseau existant et son fonctionnement.

I.1 Problématiques :

Vu la grande importance des communes et afin d'améliorer le cadre de vie des citoyens, un aménagement est dressé par un réseau du collecte les rejets .

Les grands objectifs de réseau sont les suivants :

- ▶ Prévoir des ouvrages avec une capacité suffisante qui puisse faire face aux futurs débits de crues.
- ▶ Aboutir à un taux de raccordement maximal de la population vers la STEP projetée afin d'atteindre un pourcentage de 100% dans un proche horizon.
- ▶ Transférer les débits de temps sec et des petites pluies vers la STEP, donc de supprimer tous les rejets d'eaux usées non traitées dans les différents milieux naturels.
- ▶ Protection des communes contre la pollution.

I.2 But de l'étude :

L'objet de la présente étude consiste en l'élaboration d'une étude de dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usée de deux communes du bassin versant de Hamiz, (wilaya de Boumerdes), pour intercepter tous les rejets d'eaux usées qui se déversent dans le milieu naturel par la projection d'un collecteur principal.

I.3 Les communes de la Zone d'étude :

Les communes concernées pour cette étude sont Ouled Moussa et Ouled Hededj

Exécuté sans étude géologique, sans examen de la tenue des terrains, sans travaux de reconnaissance importants, fondé en grande partie sur des calcaires fissurés sans rideau d'étanchéité, l'ouvrage a malgré tout atteint son but. Les pertes très importantes ont pu être progressivement réduites. Si bien que lorsqu'on décida de le surélever en le consolidant, en 1933, il put servir d'appui à un important massif de béton. L'ensemble constitue un barrage-poids de 45 m de hauteur, de 41 m la base, muni d'un déversoir souterrain d'une capacité de 750 m³/seconde ; il régularise un bassin versant de 139 km². La retenue de 21 millions de m³ devrait permettre l'irrigation d'un périmètre de 18.000 hectares, dont 5.500 sont effectivement irrigués; elle assure le fonctionnement d'une petite usine hydroélectrique. Cet ouvrage est actuellement le sixième barrage d'Algérie par ordre d'importance. Mais une nouvelle surélévation est à l'étude, dont l'économie est à mettre en parallèle avec d'autres solutions, le but à atteindre restant l'extension et la sécurité des irrigations des bonnes terres de la Mitidja orientale.

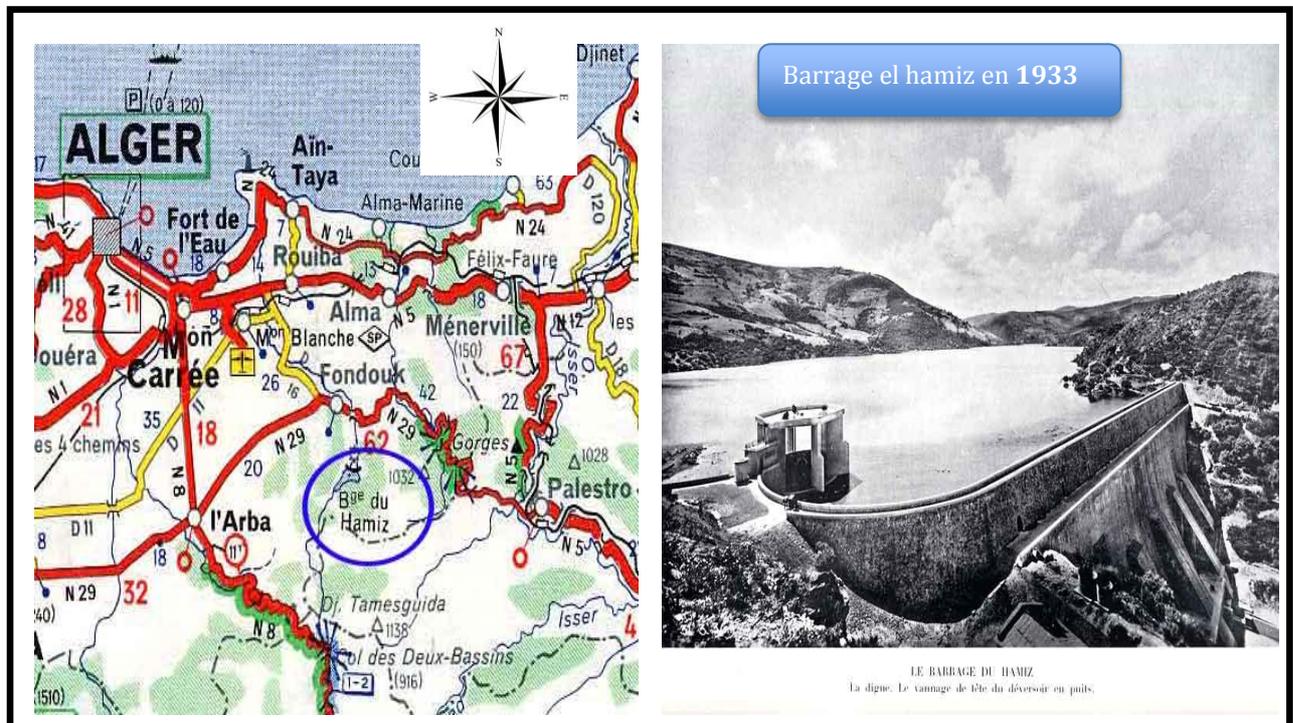


Figure I.2 :Barrage el Hamiz

I.6 Commune de Ouled Hededj :

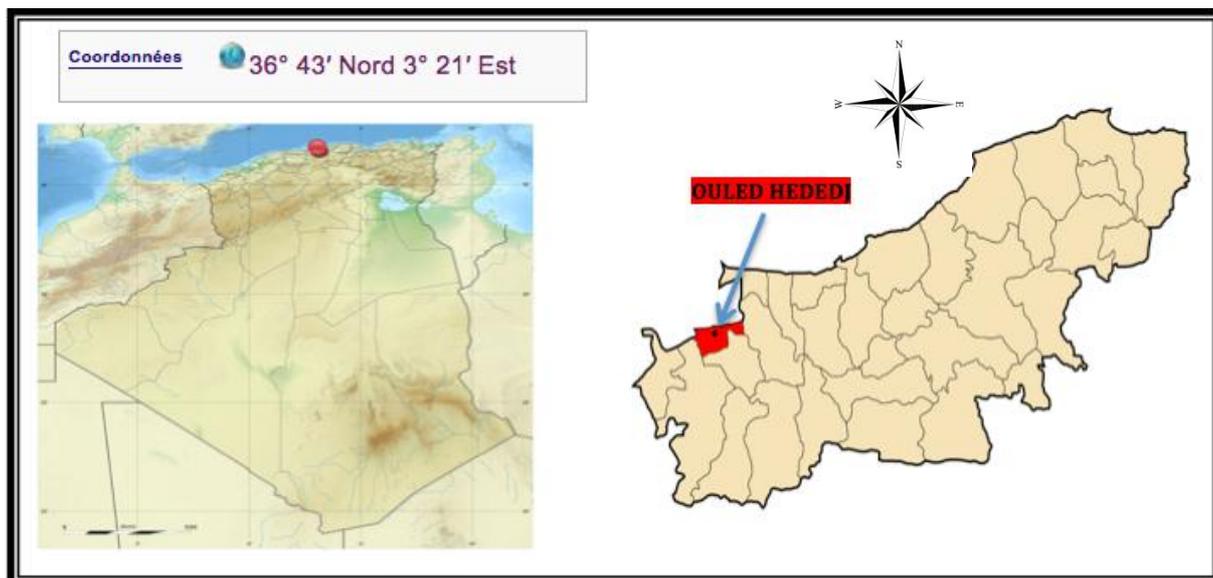


Figure I.3 : Commune de Ouled Hededj

Suite au dernier découpage administratif de 1984 et après avoir été une simple agglomération rurale de la commune mère Réghaïa, ouledhedadj fut classée comme chef-lieu de commune, de la Daïra de Boudouaou, wilaya de Boumerdès.

Le territoire communal fait partie intégrante de la plaine de la Mitidja, et se situe à environ 40km à l'Est d'Alger, et à 30 Km de Boumerdès.

La commune de Ouled Hedadjest située au Nord-Ouest de la wilaya de Boumerdès. On y accède en empruntant la route nationale n° 5 voie express de 40m de largeur. Le site communal couvre une superficie de 1018 Ha entre les coordonnées Lambert:

X : 559,8 à 559

Y : 382 à 384

La commune de OULED HEDEDJ est limitée au :

- Nord par La commune de Réghaïa et la RN5.
- l'Est par la commune de Boudouaou.
- Sud par la commune Ouled Moussa.
- Ouest par les communes Rouïba et Khémis El Khechna.

I.7 Commune de Ouled Moussa :

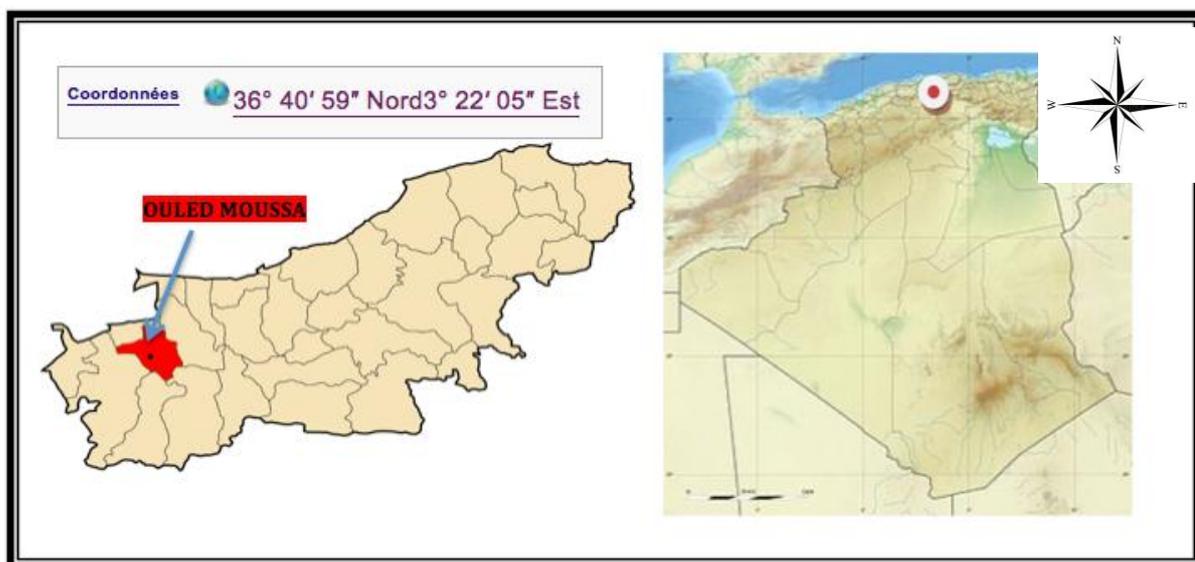


Figure I.4 : Commune de Ouled Moussa

La commune de **OULED MOUSSA** localisée à l'extrémité est de la plaine de la Mitidja orientale à 21 KM de son chef lieu de la wilaya de boumerdes et de son chef lieu de daïra, khemis el khechna, la commune de ouled mossa est place sous l'aire d'influence du fait de sa jonction avec d'importants axes régionaux, ainsi qu'avec une multitude de pôles de développement notamment les pôles de :

- Réghaia Au Nord
- Boudouaou A L'est
- Boumerdes Au Nord-Est
- Aleg A L'ouest

ouled mossa est une commune qui se caractérise par une population important concertée notamment au niveau de chef lieu

La population de la commune selon le RGPH 2008 est de **45771** Habitant répartie sur une superficie de 29.33 KM² et dont 66% est concentrée au niveau de l'agglomération chef lieu.

I.8 Situation climatologique : (bassin versant EL HAMIZ) :

Lesdairas de Khemis El Khechenaet Boudouaou appartiennent à une zone climatique de type méditerranéencaractérisée par une alternance de saison chaude et sèche durant la période (Avril – Septembre), fraiche et pluvieuse durant la période (Octobre – mars)

I.8.1 Températures :

Le climat de Boudouaou et Khemis El Khechna est caractérisé par sa fraicheur mais il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale.

Lemois d'Aout est le plus chaud(32,7c°) tandis que le mois de Févrierest le plus froids (5,0 c°).

La station climatologique de Reghaiaétant à l'arrêt,les mesures prises sont celle de Dar El-Beida qui est la plus proche station à la zone d'étude.

Tableau I.1 : Evolution de la température de l'air

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
Max(c°)	29,8	26,6	20,6	17,9	17,3	17,2	20,0	21,9	24,7	29,4	31,6	32,7	24,2
Moy(c°)	23,7	20,4	15,1	12,4	11,5	11,1	13,6	15,4	18,7	22,9	25,3	26,5	18,1
Min(c°)	17,6	14,2	9,7	6,9	5,7	5,0	7,1	8,9	12,6	16,4	19,0	20,2	12,0

Source : (ONM) Dar El-Beida

I.8.3 Pluviométries :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et inter-annuelle.

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Octobre, Novembre et Décembre).

Tableau I.2 : Répartition des pluies mensuelles à la Station de Reghaia

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juil	août
P en mm	18,59	24,58	33,23	25,75	25,55	22,16	21,36	18,64	18,8	7,22	1,88	4,30

Source : (ANRH) Blida

I.8.4 Vent :

La vitesse de vent sont relativement faible, il varie dans un intervalle [2; 2,8] m/s.

Tableau I.3 : Vitesse moyenne mensuelle du vent (m/s)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuel
V(m/s)	2,5	2,0	2,4	2,5	2,4	2,2	2,2	2,8	2,7	2,8	2,8	2,5	2,5

Source : (ONM) Dar El-Beida

I.8.5 Humidité :

L'humidité relative de l'air correspond à la quantité de vapeur d'eau dans l'air par rapport à capacité maximale que ce dernier peut en contenir. L'humidité relative de l'air s'exprime en pourcentage (%) et dépend de température et de la pression.

L'humidité de l'air sur une période d'observation de 10 ans (1996 à 2005) est représentée dans le Tableau I.4 .

Tableau I.4 :reparation mensuelle moyenne de l'humidité de l'air en (%)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuel
H _{Moy} (%)	72	74	79	79	79	81	77	75	77	71	70	69	75

Source : (ONM) Dar El-Beida

I.9 Géologie :

L'aire de l'étude présente un grande partie construite sur des formation quaternaire de 10 à 30 m d'épaisseur de nature essentiellement sablo-limoneuse, reposant sur marnes bleus du plaisancien qui affleurant par endroits.

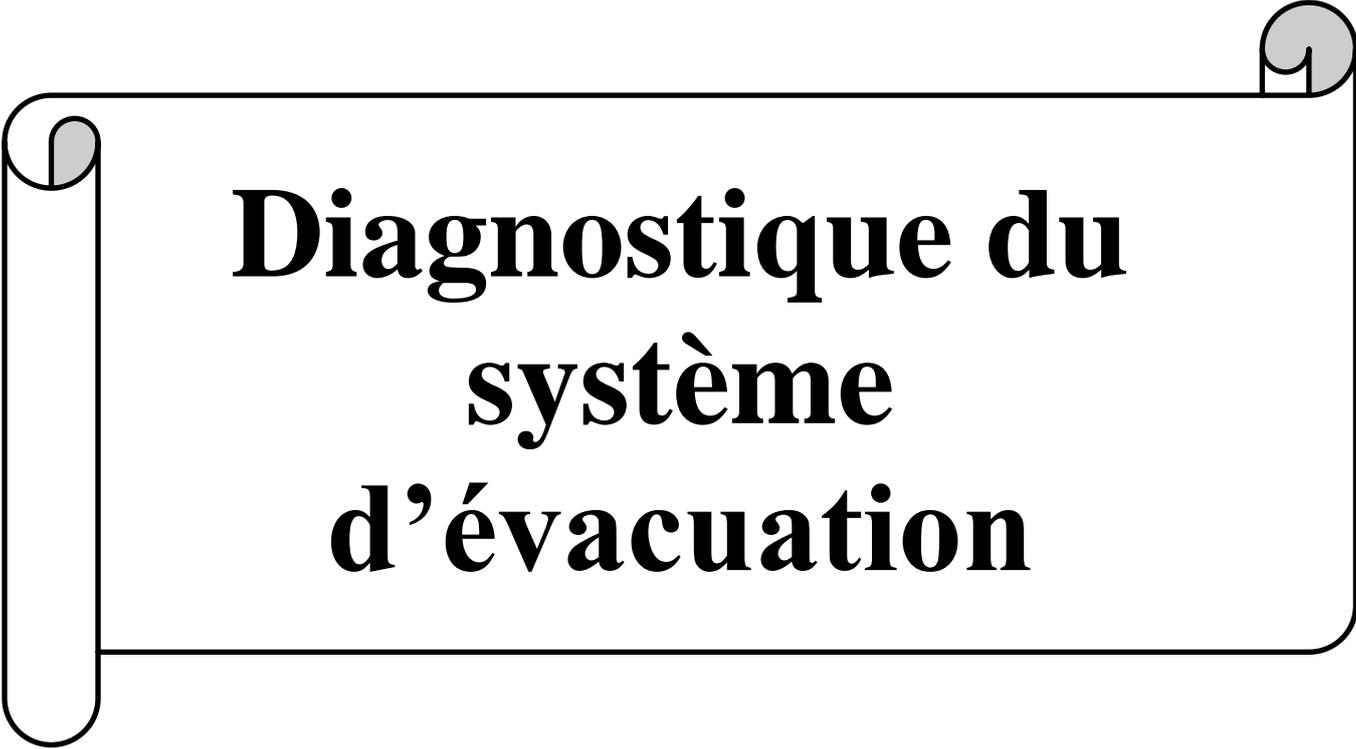
I.9.1 Sismicité :

D'après les manifestations sismiques, comme elle ressentis lors du dernier séisme de Boumerdes, plusieurs villes sont passées de moyenne à forte sismicité

Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à toutes les données de notre communes, afin de pouvoir procéder aux différents dimensionnements des collecteurs qui élimineront tous les points de rejet, source de pollution de l'environnement, et qui achemineront les eaux vers la station d'épuration projetée pour leur traitement.

Chapitre II



Diagnostic du système d'évacuation

Introduction :

Les réseaux d'assainissement peuvent, au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

La phase du diagnostic d'un système d'assainissement existant consiste à connaître l'état et le fonctionnement d'un réseau et à effectuer un ensemble d'opération sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements susceptibles d'entraver sa bonne gestion et proposer les solutions qui s'imposent

II.1 L'objet de l'étude du diagnostic :

- le diagnostic du fonctionnement du réseau eaux usées de la commune de Ouled Hededj et Ouled Moussa , afin d'en recenser les anomalies, de quantifier la pollution rejetée ainsi que son impact sur le milieu ;
- le système d'évacuation des eaux usées d'assainissement vise à réduire les dysfonctionnements, les rejets de pollution et les surcoûts d'exploitation qui en découlent, à respecter la réglementation en vigueur, notamment à travers la directive eaux résiduaires urbaines (ERU)

II.2 Périmètre de l'étude :

L'étude porte sur le système d'assainissement collectif des eaux usées inclus dans le territoire des communes Ouled Hededj et Ouled moussa.

II.3 Les communes à étudier :

Nous avons pour notre études Deux communes a étudier

II.3.1 Ouled Hededj :

II.3.1.1 Point de rejet existant :

Point de rejet N° :01

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.721032^\circ$, $Y=03.379366^\circ$), reçoit les eaux de la Cité bader OUED HEDJEDJ par l'intermédiaire d'un collecteur en PVC de diamètre DN 315.



Figure II.1 : point de rejet n°1 de cité BADER

Point de rejet N° :02

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.722803^{\circ}, Y=03.375477^{\circ}$), reçoit les eaux de la Cité de Houche El Makhefi par l'intermédiaire d'un collecteur en BA de diamètre DN 300.

Point de rejet N° :03

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.724798^{\circ}, Y=03.372843^{\circ}$), reçoit les eaux de la Cité de Houche El Makhefi par l'intermédiaire d'un collecteur en BA de diamètre DN 300.

Point de rejet N° :04

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.722750^{\circ}, Y=03.364251^{\circ}$), reçoit les eaux de la Cité de Houche El Makhefi, qui a beaucoup de déchets et de odeur il peut provoquer des maladies à transmission hydrique.

Point de rejet N° :05

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.714388^\circ$, $Y=03.373530^\circ$), reçoit les eaux de la Cité de Houche El Makhefi par l'intermédiaire d'un collecteur en BA de diamètre DN 1200 et l'autre en PVC de diamètre DN 315

Point de rejet N° :06

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.714137^\circ$, $Y=03.367489^\circ$)

Point de rejet N° :07

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.719468^\circ$, $Y=03.359573^\circ$)

Point de rejet N° :09

Le point de rejet Houche el Makhefi, (de coordonnées UTM $X=36.723193^\circ$, $Y=03.356489^\circ$)

Point de rejet N° :10

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.704705^\circ$, $Y=03.326690^\circ$), reçoit les eaux de la Cité de Ali Hassni .

II.3.1.2 Regards du collecteur principal:**Regard n° 01 :****Tableau II.1 : Données du regard n°01**

Etat : bon	Tampon : fonte	L*l : 1.2*1.2m²	H_{reg} : 2,5m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard en bon état, écoulement faible					

Regard n° 02 :**Tableau II.2: Données de regard n°02**

Etat :bon	Tampon : fonte	L*l : 1.2*1.2m²	H_{reg} : 1.3 m	D_{ent} : 300	D_{sort} : 300
RQ : Regard en bon état , écoulement faible, Manque de nettoyage.					

Regard n° 03 :**Tableau II.3 :** Données de regard n°03

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.2*1.2m²	H_{reg} : 2 m	D_{ent} : 300	D_{sort} : 300
RQ : Regard en bon état , écoulement faible, Manque de nettoyage.					

Regard n° 04 :**Tableau II.4 :** Données de regard n°04

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.2*1.2m²	H_{reg} : 1.6 m	D_{ent} : 300	D_{sort} : 300
RQ : Regard en bon état , écoulement faible, Manque de nettoyage.					

Regard n° 01 :**Figure II.2:** regard n°01**Tableau II.5:** Données de regard n°01

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.2*1.2 m²	H_{reg} : 1.4 m	D_{ent} : 300	D_{sort} : 300
RQ : Regard en bon état , écoulement faible, Manque de nettoyage.					

Regard n° 02 :**Tableau II.6 :** Données de regard n°02

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.2*1.2m²	H_{reg} : 1.4 m	D_{ent} : 800	D_{sort} : 800
RQ : Regard en bon état, écoulement faible, Manque de nettoyage.					

II.3.1.3 Situation hydraulique de la commune Ouled Hededj :

La commune de OUED HEDEDJ est située dans le bassin versant de REGHAIA, elle est assainie et répond aux besoins de la population en assainissement.

Les eaux usées et pluviales sont acheminées vers OUED BOUKERROCHE en suite vers oued REGHAIA sans aucun prétraitement à travers des collecteurs de diamètre allant de 300mm à 800mm en béton armé et PVC dont l'état varie de bon, moyen à mauvais.

II.3.1.4 Agglomération de chef lieu :

Le chef-lieu de la commune de OUED HEDEDJ est doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire constitué de plusieurs collecteurs de diamètre allant de 300mm à 800 mm en béton armé et PVC au les eaux usées et pluviale sont acheminées vers OUED BOUKERROCHE sans aucun prétraitement.

➤ **Selon les enquêtes que nous avons faites sur terrain :**

- 1)- la ville de OUED HEDEDJ possède un réseau d'assainissement c'est-à-dire le réseau couvre la totalité de centre
- 2)-réseau d'assainissement en bon état. Voir les photos
- 3)-Les eaux usées se déversant directement dans l'Oued BOUKERROUCHE sans aucun traitement préalable. voir les photos
- 4)- la ville de OUED HEDEDJ possède un réseau d'AEP

➤ **Les premières anomalies détectées :**

- 1)- Pollution du milieu naturel OUED BOUKERROUCHE)
- 2)-Odeur désagréables (risque des maladies à transmission hydraulique)
- 3)-Absence d'ouvrage de traitement.
- 4)-l'oued est pollué à cause des rejets à l'état brut.
- 5)-existence des rejets à ciel ouverts

II.3.2 OULED MOUSSA :

II.3.2.1 Point de rejet existant :

Point de rejet :K

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.679442^\circ, Y=03.367551^\circ$), reçoit les eaux de la Cité de Ouled Moussa .

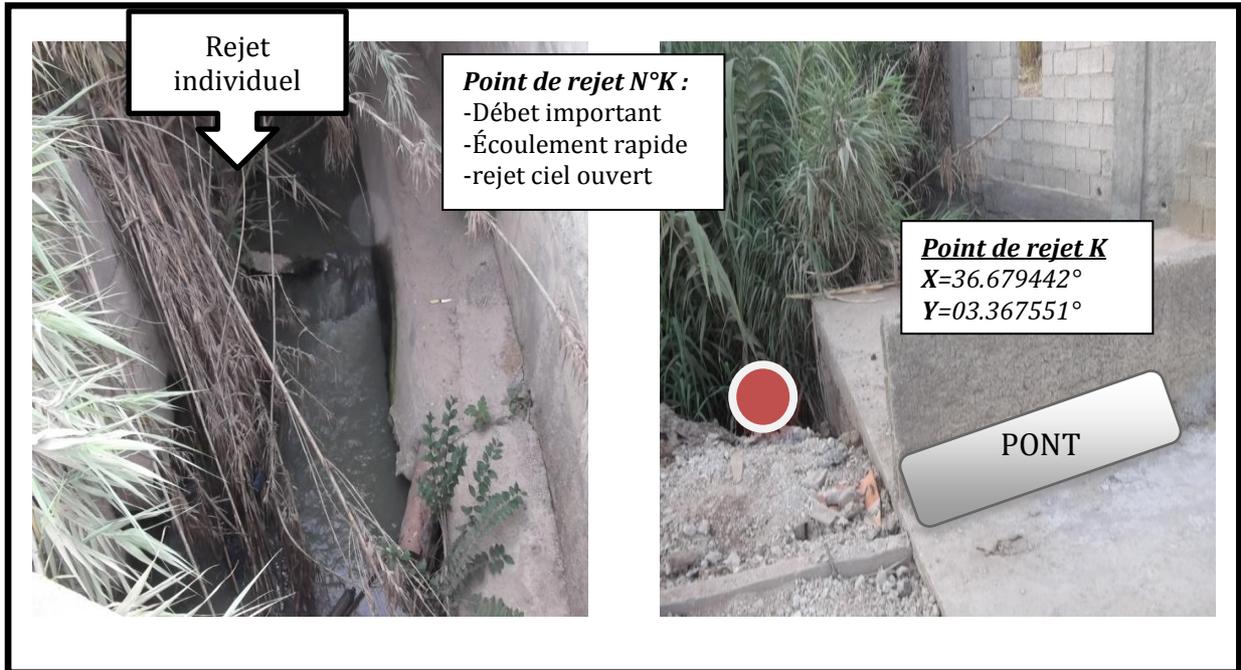


Figure II.3: point de rejet K (Ouled Moussa)

Point de rejet KARRA MOSTAPHA

Le point de rejet, reçoit les eaux de la Cité de KARRA MOSTAPHA.

Point de rejet N°01

Le point de rejet, reçoit les eaux de la ville de OULED MOUSSA.



Figure II.4: point de rejet n°1, La Ville de OULED MOUSSA

Point de rejet N°02

Le point de rejet, reçoit les eaux de la ville de OULED MOUSSA par l'intermédiaire d'un collecteur en BA de diamètre DN 600

Point de rejet N°03 (LA VILLE DE OULED MOUSSA)

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.697107^\circ, Y=03.356199^\circ$), reçoit les eaux de la ville de OULED MOUSSA par l'intermédiaire d'un collecteur en BA de diamètre DN 1000 et l'autre en BA de diamètre 400.

Point de rejet N°04 ALI BOZID (COMMUNE DE OULED MOUSSA)

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.706292^\circ, Y=03.357937^\circ$), reçoit les eaux de la cite de Ali Bouzid

Point de rejet N°06 (LA VILLE DE OULED MOUSSA)

Le point de rejet, (de coordonnées UTM $X=36.691402^\circ, Y=03.361222^\circ$), reçoit les eaux de la cite de Ali Bouzid reçoit les eaux de la ville de OULED MOUSSA .

II.3.2 Regards de collecteur principale :**Regard n° 01 :****Tableau II.7 : Données de regard n°01**

Etat : bon	Tampon : /	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard en bon état ,écoulement nul, Plein de déchet , manque de nettoyage .					

Regard n° 02 :**Tableau II.8 : Données de regard n°02**

Etat : bon	Tampon : /	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard en bon état, Stagnation des eaux, Plein de déchet , manque de nettoyage .					

Regard n° 03 :



Figure II.5: regard n°03 Rj K

Tableau II.9 : Données du regard n°03

Etat : bon	Tampon : /	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard en bon état ,écoulement faible, Plein de déchet , manque de nettoyage .					

Regard n° 04 :

Tableau II.10 : Données de regard n°04

Etat : bon	Tampon : /	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard en bon état ,écoulement faible, Plein de déchet , manque de nettoyage .					

Regard n° 05 :

Tableau II.11 : Données de regard n°05

Etat : dégradé	Tampon : fonte	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2m	D_{ent} : 400	D_{sort} : 400
RQ : Regard dégradé ,écoulement rapide , diamètre de conduite insuffisant .					

Regard n° 06 :

Tableau II.12 : Données de regard n°06

Etat : moy	Tampon : fonte	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 2.0 m	D_{ent} : 800	D_{sort} : 800
RQ : Regard en état moyen.					

Regard n° 08

Tableau II.13 : Données de regard n°08

Etat : dégradé	Tampon : fonte	L*l : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 300	D_{sort} : 300
RQ : Regard dégradé, débordement des eaux, manque de nettoyage et odeurs.					

DEVERSOIR DORAGE (D. O) O. MOUSSA



Figure II.6: Déversoir Dorage Rj05

Tableau II.14 : Données de déversoir dorage

Etat : bon	Tampon : fonte	L*l : 2.5*2.0m²	H_{reg} : 2.0 m	D_{ent} :1000	D_{sort} :1000
RQ : Le D.O en bon état, écoulement rapide, plein de déchet (envasement).					

Regard n° 09 :

Tableau II.15 : Données de regard n°09

Etat : dégradé	Tampon : fonte	L*l : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.2 m	D_{ent} : 800	D_{sort} : 800
RQ : Regard dégradé, manque de nettoyage les odeurs.					

Regard n° 10 :

Tableau II.16 : Données de regard n°10

Etat : dégradé	Tampon : fonte	L*l : 1.4*1.4m²	H_{reg} : / m	D_{ent} : /	D_{sort} : /
RQ : Regard dégradé, débordement des eaux, manque de nettoyage les odeurs.					

Regard n° 11 :**Tableau II.17 :** Données de regard n°11

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 2.8 m	D_{ent} : 800	D_{sort} : 800
RQ : Regard en bon état, plein de déchet, manque de nettoyage, odeurs.					

Regard n° 12 :**Tableau II.18 :** Données de regard n°12

Etat : moy	Tampon : fonte	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.0 m	D_{ent} : 400 en PVC	D_{sort} : 400 en PVC
RQ : Regard en moyenne état, plein de déchets, manque de nettoyage les odeurs.					

Regard n° 13 :**Tableau II.19 :** Données de regard n°13

Etat : bon	Tampon : fonte	L*1 : 1.4*1.4m²	H_{reg} : 1.4 m	D_{ent} : 400 en PVC	D_{sort} : 400 en PVC
RQ : Regard en bon état, plein de déchet, manque de nettoyage les odeurs.					

II.3.2.3 Situation Hydraulique de la commune OULED MOUSSA :

La commune de OULED MOUSSA est située dans le bassin versant de REGHAIA, elle est assainie et répond aux besoins de la population en assainissement.

Les eaux usées et pluviales sont acheminées vers OUED BRABH, en suite vers oued REGHAIA sans aucun prétraitement à travers des collecteurs de diamètre variant de 300 mm à 1100 mm en béton armé et PVC dont l'état varie de bon, moyen à mauvais. [1]

II.3.2.4 Agglomération du chef lieu :

Le chef lieu de la commune de OULED MOUSSA est doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire constitué de plusieurs collecteurs de diamètre allant de 300mm à 1100 mm en béton armé et PVC au les eaux usées et pluviale sont acheminées vers OUED REGHAIA sans aucun prétraitement

➤ **Selon les enquêtes que faites sur terrain :**

- 1)- le réseau la ville de OULED MOUSSA est en bon état et couvre 90% du centre
- 2)-la majorité des regards sont en bon état.
- 3)-Les eaux usées se déversant directement dans l'Oued REGHAIA sans aucun traitement préalable. (Voir les photos)
- 4) la ville de OULED MOUSSA possède un réseau d'AEP

➤ **Les premières anomalies détectées :**

- 1)- Pollution du milieu naturel OUED REGHAIA)
- 2)-Odeur désagréables (risque des maladies à transmission hydraulique)

➤ **Remarque :**

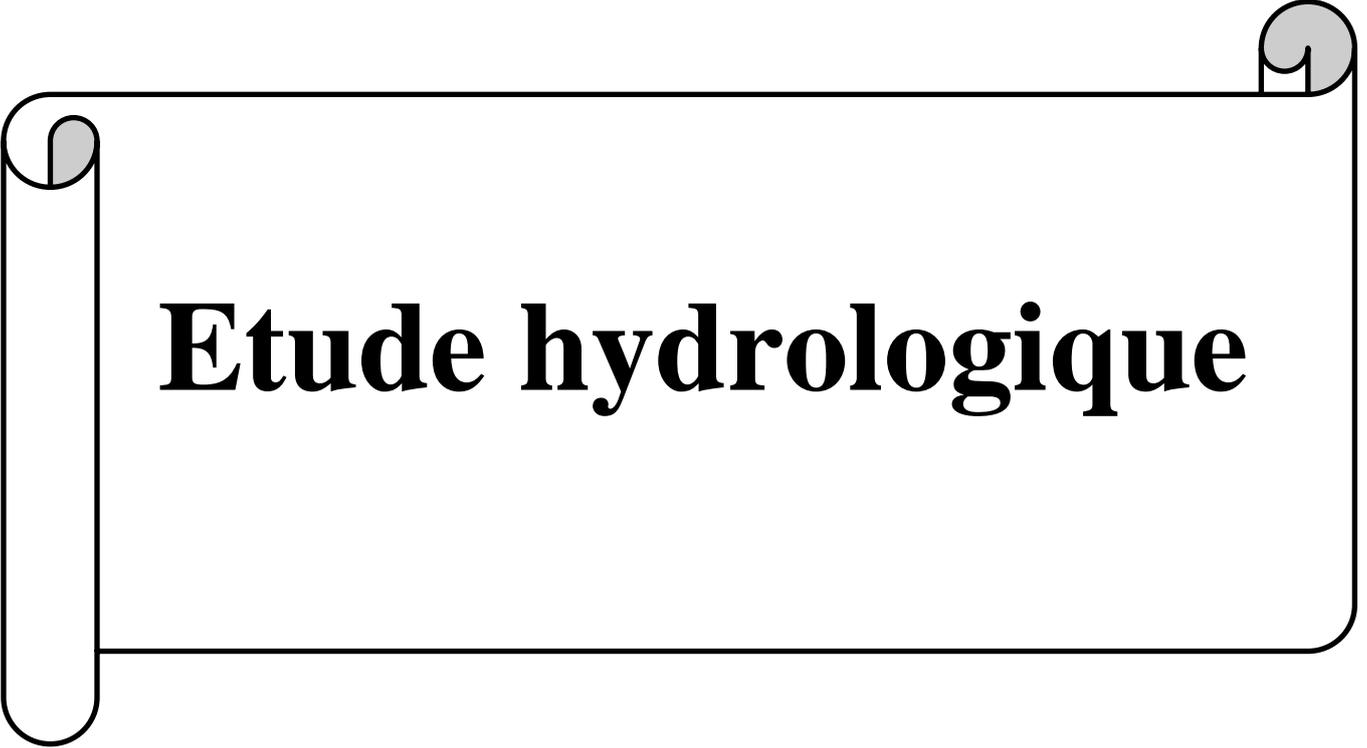
Toutes les photos sont prises en fin de l'année 2015.

Conclusion :

Sur la base du diagnostic effectué sur le réseau en question, des actions à mener sur le réseau existant s'avèrent impératives, et qui sont en l'occurrence :

- Entretien périodique et régulier sur tout le long du réseau, et primordialement avant l'arrivée de la saison des pluies.
- Réhabilitation des ouvrages existants en état de détérioration, et présentant des fuites ou des débordements des eaux usées.
- Pour le détachement entre les conduites, il faut des ouvrages de raccordement (regards) .dans le cas ou le sol présente des affaissements, le remplacement des conduites après traitement de l'assise est à préconiser.

Chapitre III



Etude hydrologique

Introduction :

D'une façon très générale, l'hydrologie peut se définir comme la science qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Ainsi que l'estimation de ses différents flux.

L'hydrologie est devenue aujourd'hui une technique importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation ou au contrôle des eaux naturelles.

Au niveau du domaine de la conception des réseaux d'assainissement, l'étude hydrologique est une phase inévitable dont le but principale est de déterminer l'intensité moyenne maximale, d'après l'étude des averses qui revêt une importante capitale en Hydrologie, dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales reçu par un bassin versant donné.

III.1 Notion d'averse :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue.

L'averse est caractérisée par son intensité ; c'est-à-dire par la quantité de pluie ΔH tombée en un temps Δt . S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur H (mm) ; elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6 heures ou en 15 minutes. L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse. [5]

III.2 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine ; il est assez rare de recourir à 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 complet possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

L'intensité moyenne ; i ; se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée dh pendant une durée donnée dt :

$$i = \Delta h / \Delta t \quad (\text{III.1})$$

Avec :

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

i : intensité moyenne en mm/h.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

III.3 Présentation de la station pluviométrique:

On a choisi de travailler directement sur les données de mesure du poste de Reghaia (020632) pour son emplacement qu'on estime assez représentatif du bassin versant, et ayant des données complètes et consécutives sur une longue période.

Tableau III.1 : Identification de la station pluviométrique.

La station de Reghaia	Code	X (Km)	Y (Km)	Z(m)	Période d'observation
	020632	557.8	382.25	20	1973-2016

Source : ANRH(Blida)

La station fournit une série comportant les précipitations mensuelles qui s'étend sur 44 années qui commencent de 1973 jusqu'à 2016.

Tableau III.2 : série pluviométrique (station de Reghaia).

années	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmaxj	annuel
1973	98,5	26,4	17,2	43,7	33,3	34,5	87	18,7	0,20	9,50	0,60	0	98,5	870,8
1974	11,3	47,7	40,2	13	13,5	26	18,8	11	19,6	18,1	0	0	47,7	664,6
1975	3,8	9,6	42,2	30,3	36,2	30,6	10,5	9,3	14,3	5,2	20,8	11,8	42,2	813,6
1976	8,3	26	26,3	21,2	13,6	19,7	15,2	36	22,4	3	0	0	36	541,5
1977	0	5,6	32,5	3	37,6	11	21,7	71,7	24,1	0,7	0	0	71,7	659,2
1978	5,9	44,2	41	21,9	18,3	25,6	48,2	9,7	2,5	3,9	0	1,7	48,2	643,5
1979	40,3	11,9	53	33,6	30	12,7	30,7	51,4	11	1,5	0	0	53	754,2
1980	0	16,4	34	48,2	16,9	13,2	12	13	22,2	2,3	0	18,9	48,2	659,7
1981	2,3	22,6	10,4	19,8	33,2	24,4	16	6,9	15,8	16,5	0	3,5	33,2	550,6
1982	41,6	31,6	63,5	26,9	1,6	37,1	18,4	6,4	2,8	0	7,8	1,4	63,5	703,4
1983	1	20,5	19,7	34,5	46,3	21,9	12,2	12	38	13,5	0	0	46,3	575,4
1984	17,5	101,4	12,5	31,9	28	12,6	34,3	2,5	30,8	0	0	0	101,4	894,1
1985	19,3	18,6	34,4	19,6	13,6	22,1	31,5	14,1	0,7	11	11,3	2,6	34,4	558,3
1986	37,3	6,9	38,4	36,1	27,2	44	3,5	0	2	17,8	1,2	0	44	629,8
1987	24,2	19,7	41,2	14,4	18	8,5	34	15	8,4	20,4	0,7	0	41,2	482,2
1988	31,3	1,9	38,5	25,7	8,5	9,1	4,5	10,4	0	0	0,2	0	38,5	296,2
1989	7,9	12,5	9,7	6,6	2,9	0	6,3	14,8	9,5	4,6	13,8	0	14,8	203,5
1990	0,5	28	16,2	19,3	20	19,7	10,4	15	11,7	7,6	0	0,4	28	401
1991	40,6	24,4	25,5	3,1	48,8	16,5	17,4	30,4	28,6	10,1	3,7	0	48,8	644,6
1992	2,7	42,9	94,8	20,7	14,3	23,2	4	13,4	14,7	0,4	2,1	0	94,8	493,1
1993	26,6	15,8	28,3	23	34	16,3	0,3	18,4	2,9	0	0	0	34	355,6

Tableau III.2 : série pluviométrique (station de Reghaia) (Suite).

1994	14,2	26,9	30,6	28,8	45,2	32,7	27,8	11,2	0	16,2	0	20,4	45,2	628,2
1995	12,4	40,8	9,8	22	24,6	21	18	49,2	10,7	50,8	1,2	1,7	50,8	685,8
1996	21,9	44	12	4,3	12	8,5	11,9	43,4	6	6,8	2,6	22,2	44	304,4
1997	64	15,9	34,1	51	19,6	37,2	22,2	32,6	59,6	6,1	0	0,9	64	737,2
1998	5,3	23,8	24,4	26,6	37,5	43,7	22,3	9,1	0,6	4	0	4,6	43,7	607,3
1999	23	29,6	40,3	35,9	9	7,3	36,8	8	37,3	1,1	0	0	40,3	561
2000	5,5	25,2	22,4	14,6	31,5	24,7	0	13,1	3,4	0	0	0	31,5	407,1
2001	19,6	13,8	49	21,2	13,8	2,9	11,7	6,6	9,1	0	1,2	8,4	49	345,5
2002	11,8	22,5	37,6	30	45,2	25,3	12	32,3	4,4	0	0	0	45,2	840,3
2003	23,5	13,5	13	20,7	46,6	20,7	40,6	23,5	77,4	0	0	0	77,4	719,2
2004	3,1	21	53	52,4	31,6	18,6	16,9	10,2	1,2	0	0	0	53	595,5
2005	8	24,6	44	25,3	26,4	27,6	16	1,9	105,3	0,6	0	5,9	105,3	777
2006	20,5	5,3	10,3	37,1	6	13,8	23,4	24,2	9,8	2,7	5	0	37,1	580,7
2007	29,8	36,4	60,8	27,2	5	7	10,8	4,8	25,3	2,4	8,3	0	60,8	663,5
2008	12,5	17,1	35,8	31,4	21,6	9,2	16,1	23,3	5,1	0	0	0	35,8	692
2009	62,3	6	53,2	38,1	28,2	14,3	48,6	23,8	18,8	2,9	2,3	20,9	62,3	706,1
2010	9,4	32,5	22,6	24,2	23,1	62,2	30,3	22	32,6	9,4	0	0	62,2	815,4
2011	26,4	14	46	19,4	29	52,2	29	42	11,7	0,4	0	55,2	55,2	960,7
2012	3	41,2	25,3	13	30,4	26,5	15	26,7	84,3	7,4	0	8,8	84,3	740
2013	8,1	15,2	47,1	40,4	26,8	8,7	24,6	1,2	4,5	41,1	0	0	47,1	665,5
2014	2,1	32	20,8	38,6	33	40,9	17,7	0	6,9	16	0	0	40,9	577
2015	8,1	38,4	26,3	0	42,2	36	27,5	21,8	30	0	0	0	42,2	590,2
2016	2,7	7,5	24,5	34,5	40,1	5,7	24	9,5	1	3,8	0	0	40,1	522,3

Source : ANRH(Blida)

III.4 Etude des précipitations maximales journalières :

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

Généralement les principales étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des pluies maximales journalières par ordre croissant (non dépassement).
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale dans notre cas en utilisant la formule de Hazan.
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série pour chaque loi pour l'ajustement utilisé.
- ✓ Déterminer les quantiles pour chaque loi et son intervalle de confiance.
- ✓ Calcul des pluies et intensités de courte durée.

III.4.1 Paramètres statistiques de la série :

- **La somme** des précipitations maximales journalières durant 44 ans

$$\text{d'observations : } \sum_{i=1}^{N=44} P_{max,j} = \mathbf{2285,8 \text{ mm}} \quad (\text{III.2})$$

- **La moyenne** interannuelle des précipitations maximales journalières « $\overline{P_{max,j}}$ »:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^{N=44} P_{max,j}}{N} = \frac{2285,8}{44} = \mathbf{51,95 \text{ mm}} \quad (\text{III.3})$$

$$\text{Donc } \overline{P_{max,j}} = \mathbf{51,95 \text{ mm}}$$

N : Le nombre d'années d'observations (N = 44 ans)

- **L'écart type** « $\sigma_{P_{max,j}}$ » :

Pour N Supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{N}} \right] = \sqrt{\frac{17454,81}{44}} = \mathbf{19,91 \text{ mm}} \quad (\text{III.4})$$

$$\text{Donc } \sigma_{P_{max,j}} = \mathbf{19,91 \text{ mm}}$$

- **Le coefficient de variation** « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} = \frac{19,91}{51,95} = \mathbf{0,38} \quad (\text{III.5})$$

$$\text{Donc } C_V = \mathbf{0,38}$$

Tableau III.3:Caractéristiques empiriques de la série

Caractéristiques	Valeurs
Nombre d'observations	44
Maximum	105,3
Minimum	14,8
moyenne	51,95
Ecart-type	19,91
Médiane	46,5

- **L'exposant climatique** :

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) de BLIDA ; on a b=0.34.

III.4.2 Ajustement des pluies maximales journalières :

Les lois d'ajustement sont nombreuses, 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. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale) à l'aide de logiciel Hyfran, Ainsi que les tests d'adéquation.

III.4.3 Ajustement à la loi de Gumbel :

La distribution statistique de Gumbel ou bien la loi doublement exponentielle est souvent utilisée pour décrire le comportement statistique des valeurs extrêmes [5].

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-a)}{b}}} \quad (III.6)$$

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

α, x : Coefficients d'ajustement.

x : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $u = \frac{x-a}{b}$, la loi de GUMBEL s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

$$u = -\ln[-\ln(f(x))]$$

$u = \frac{x-a}{b}$: Variable réduite de GUMBEL.

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire. L'équation présent sous la forme : $x = b.u + a$.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$

III.4.3.1 Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN:

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{III.7})$$

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$u = -\left[\text{Ln}(-\text{Ln}F(x)) \right]$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = b.u + a.$$

Les paramètres a et de x_0 peuvent être aussi déterminés par les deux formules suivants :

$$\bar{X} = a + \frac{\sum x.e^{-\frac{x}{a}}}{\sum e^{-\frac{x}{a}}} \quad (\text{III.8})$$

$$b = a \cdot \ln \left[\frac{e^{-\frac{x}{a}}}{n} \right] \quad (\text{III.9})$$

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.

L'ajustement est fait par le logiciel Hyfran.

Les résultats de l'ajustement par la méthode du maximum de vraisemblance sont récapitulés dans le Tableau III.4:

Tableau III.4: paramètres de la loi de Gumbel

Nombre de données	44
\bar{X}	51.6
σ	20,0
a	15,3
b	42,78

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit ainsi

$$P_{\max.j} (p\%) = 42.78 \cdot u + 15.3$$

III.4.3.2 Résultats de l'ajustement :

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Gumbel, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{III.10})$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance sont

représenté dans le Tableau III.5:

Tableau III.5: calcul des quantiles par la méthode de Gumbel.

Période de retour	Fréquence	Valeur théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	XT (mm)	(mm)	(95%)
50	0,98	103	8.21	83,4 – 119
20	0,95	88.3	6.59	75.3 – 101
10	0,9	77.2	5.38	66.7 – 87.8
5	0,8	65.7	4.18	57.6 – 73.9
2	0,5	48,4	2,70	43.1 – 53.7

Donc : $P_{\max,j,10\%} = 77,2 \text{ mm}$

Son intervalle de confiance est :

$$P [66,7 < 77,2 < 87,8] = 95\%$$

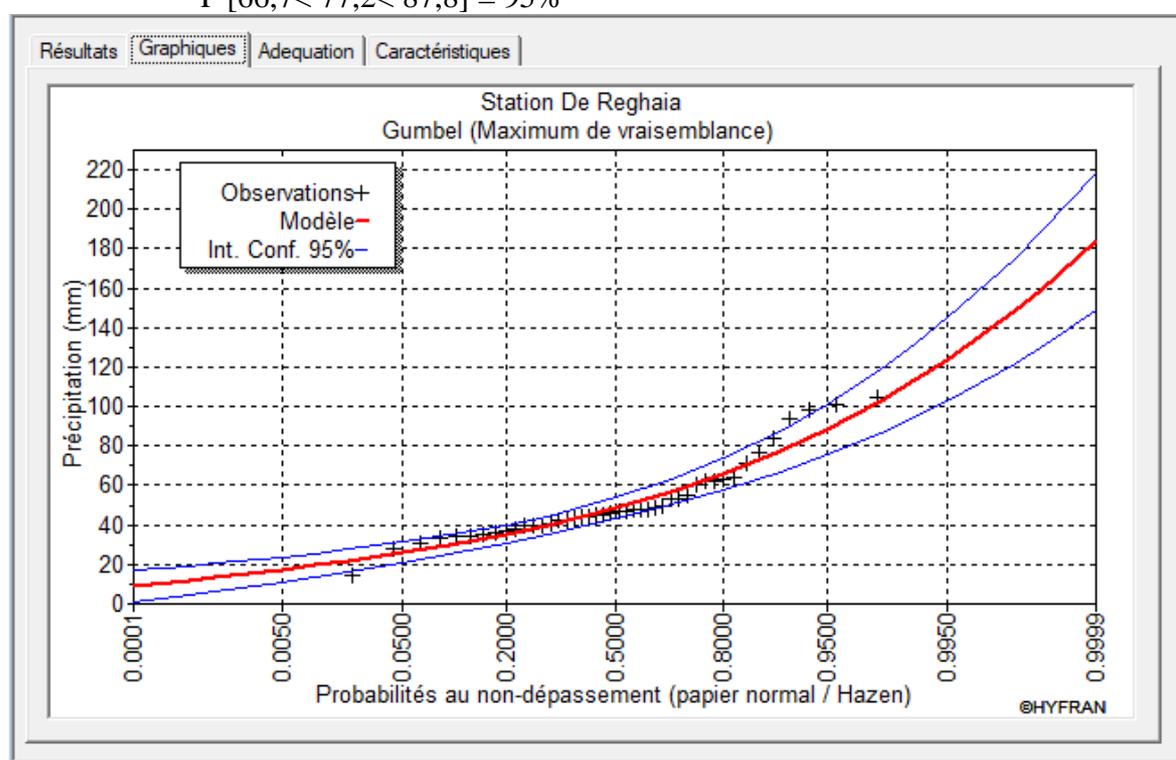


Figure III.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

III.4.4 Ajustement à la loi Log-normale (Galton):

La loi de Galton s'appelle également loi log-normale ou loi gaussio-logarithmique car son expression est proche de celle de la loi normale à une anamorphose près de type logarithmique sur la variable.

La fonction de répartition est donnée par la représentation suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{III.11})$$

Identique à celle de la loi normale, mais dans laquelle on passe par un changement de

variable de en ,

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

Avec :

$\overline{\ln x}$: La moyenne des logarithmes de la variable x.

$\sigma_{\ln x}$: L'écart type des logarithmes de la variable x.

Donc l'équation de la droite présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera :

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

Pour déterminer les deux paramètres (la moyenne, écart type) de la loi log-normale, on a utilisé le logiciel Hyfran.

Dans notre calcul, on a opté pour la méthode du maximum de vraisemblance, et la fréquence choisit est celle de Hazan.

Les paramètres calculés :

$$\overline{\ln x} = 3,87$$

$$\sigma_{\ln x} = 0,37$$

III.4.4.1 Résultats de l'ajustement :

Après avoir calculé les paramètres de la loi de Galton, on fixe les périodes de retour pour lesquelles on veut déterminer les quantiles à savoir [50, 20, 10, 5, 2 ans].

La probabilité au non dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T}$$

Pour les différentes périodes de retour, les résultats de l'ajustement à la loi de Galton issus de logiciel Hyfran, avec l'utilisation de la technique de vraisemblance est représentée dans le tableau Tableau III.6:

Tableau III.6: calcul des quantiles par la méthode de Galton.

Période de retour	Fréquence	Valeur théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	XT (mm)	(mm)	(95%)
50	0,98	104	10,5	83,7 - 125
20	0,95	89,5	7,83	74,1 - 105
10	0,9	78,0	6,0	66,3 - 89,8
5	0,8	66,1	4,37	57,6 - 74,7
2	0,5	48,2	2,73	42,8 - 53,6

Donc : $P_{\max,j,10\%} = 78,0$ mm

Son intervalle de confiance est :

$$P [66,3 < 78,0 < 89,8] = 95\%$$

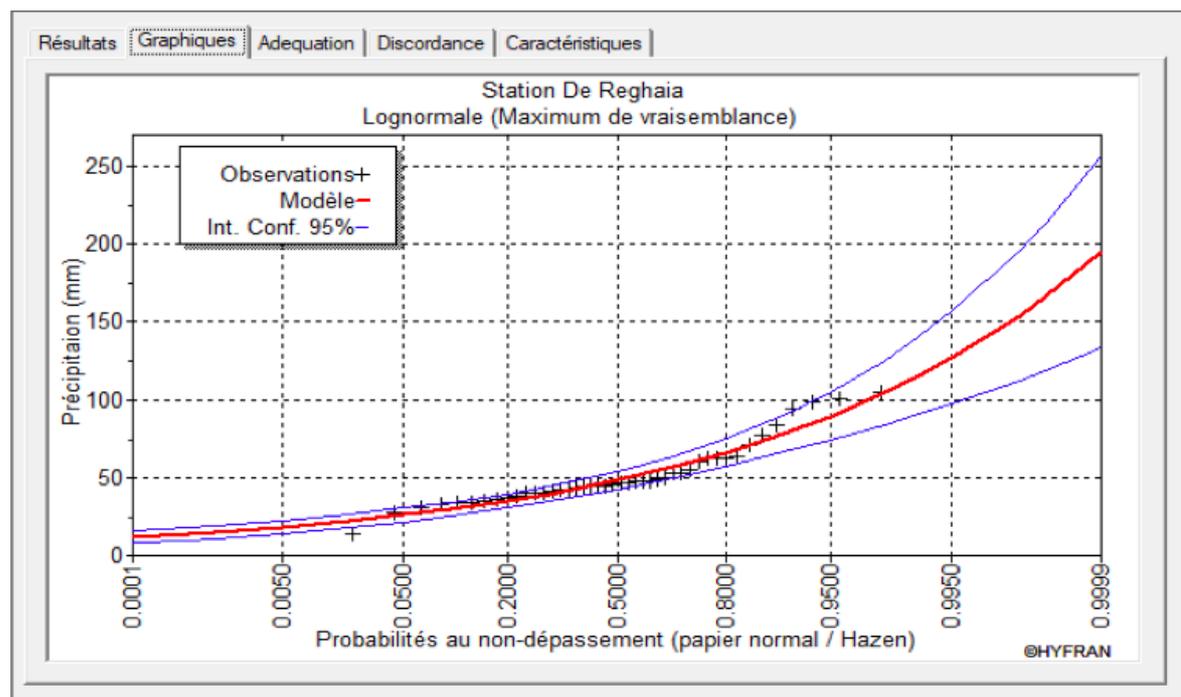


Figure III.2 : Ajustement graphique à la loi de GALTON

III.4.5 Le Test visuel :

Le test visuel est lié directement à l'ajustement graphique ; l'allure des points sur le graphique Gauss-logarithmique nous informe à priori d'accepter ou de rejeter la loi [3]:

- Toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement ;
- Elle permet aussi de comparer entre les lois suivant les intervalles de confiance.

- Interprétation des graphiques :

Si on analyse les deux graphiques précédents (figure III.1, III.2), on remarque que les deux lois pourraient très bien s'ajuster et on ne peut pas vraiment choisir celle qui s'ajusterait le mieux, parce que graphiquement elles donnent toutes les deux la même qualité d'ajustement ce qui nous oblige à effectuer un test d'adéquation.

III.4.6 Test d'adéquation du (Pearson) :

On a choisi comme test d'adéquation de l'ajustement celui de Khi 2, qui est utilisé pour un seuil de signification $\alpha = 5\%$ et un nombre de degré de liberté Avec : $\gamma = K - 1 - m$,

K : nombre de classe (K = 9)

m : nombre de paramètre de la loi.

$$\chi_{cal}^2 = \sum_i^k \frac{(n-u_i)^2}{u_i} \quad (III.12)$$

Ou :

n_i : nombre d'observation contenues dans la classe i ;

u_i : nombre d'observation théoriques calculées dans la classe i avec $u > 5$;

χ^2 : variable aléatoire calculée.

On pose les deux hypothèses suivantes :

H0 : L'échantillon provient de la loi choisie

H1 : L'échantillon ne provient pas de la loi choisie

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 % si $\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$

Ou : $\chi^2_{théorique}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de γ et $\alpha = 5\%$.

Le tableau suivant donne les paramètres de test χ^2

Tableau III.7 : paramètre de test de χ^2

Lois statistiques	Degré de liberté	$\chi^2_{calculé}$	$\chi^2_{théorique}$
Gumbel	6	7,95	12,592
Log-normale	6	9,18	12,592

La condition est vérifiée $X_{calculé}^2 < X_{théorique}^2$ (5%).

Le test de X^2 confirme l'adéquation de l'ajustement de la série des pluies maximales pour les deux lois.

Commentaire : L'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, devant une telle situation il n'existe aucun test qui nous permet de choisir entre ces deux lois. Dans notre cas nous avons opté pour le modèle de GUMBEL.

Le Tableau III.8 récapitule les quantiles pour différentes période de retour suit à l'ajustement de la série à la loi de Gumbel.

Tableau III.8 : précipitations pour différentes fréquences

Période de retour	Fréquence	Valeur théoriques	Ecart-type	Intervalle de confiance
T (ans)	q	XT (mm)	(mm)	(95%)
50	0,98	103	8.21	83,4 – 119
20	0,95	88.3	6.59	75.3 – 101
10	0,9	77.2	5.38	66.7 – 87.8
5	0,8	65.7	4.18	57.6 – 73.9
2	0,5	48,4	2,70	43.1 – 53.7

II.4.7 Pluies de courte durée :

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de

retour de 10 ans ($\overline{i_{15mn,10\%}}$) entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur [4].

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence de 15 mn nous utilisons la formule suivante

$$\overline{i_{15mn,10\%}} = \frac{P_{max,15mn,10\%}}{0,25} \quad (III.12)$$

Où :

$\overline{i_{15mn,10\%}}$: Intensité moyenne de précipitation pour une durée de 15mn.

$$P_{max,15,10\%} = P_{max,j,10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (III.13)$$

$t=0,25$ H

b : Exposant climatique $b=0,34$

Avec :

$P_{max,j,10\%}$ est donnée par la droite de Galton

$$P_{max,15,10\%} = 77,2 * \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,34} = 16,35$$

Donc :

$$\overline{i_{15mn,10\%}} = 65,41 \text{ mm/h}$$

Sachant que : $1\text{mm}=10\text{m}^3/\text{ha}$

Ainsi que $1\text{m}^3=1000 \text{ L}$

On aura alors : l'intensité de pluies ou le débit spécifique

$$I = 66,09 \text{ mm/h} = \frac{65,41 * 10000}{3600} = 181,72 \text{ l/s/ha}$$

$$\mathbf{I = 181,72 \text{ l/s/ha}}$$

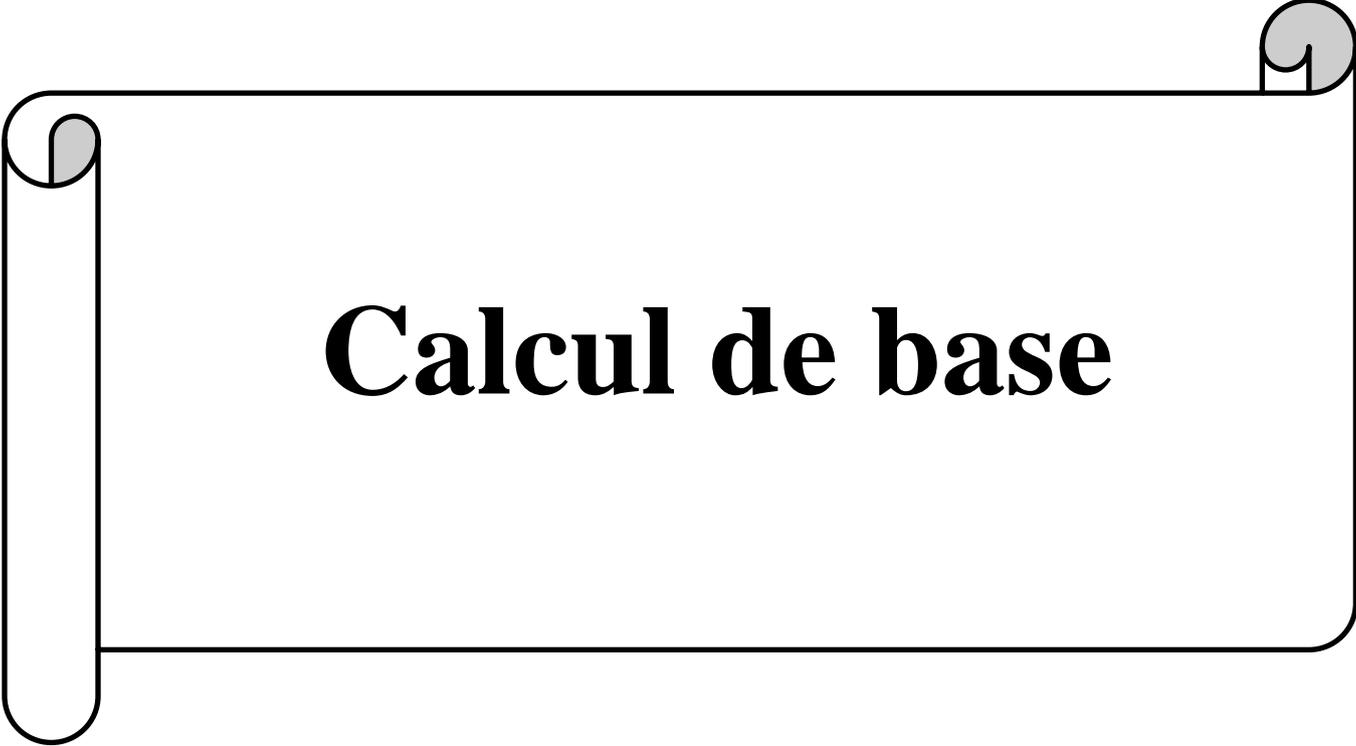
Conclusion :

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

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

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de Gumbel et la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique sont égale $\mathbf{I=181,72 \text{ l/s/ha}}$.

Chapitre IV



Calcul de base

Introduction :

Un réseau d'assainissement d'une zone doit assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à respecter la submersion et éviter toute stagnation des eaux de ruissellement dans les points bas après averse.

Après la collecte des données nécessaires pour l'élaboration de notre projet on entame le calcul de base pour le dimensionnement de collecteur principale (récepteur) et les différents ouvrages hydrauliques.

Le réseau d'assainissement présente au bout de 30 ans des anomalies, ce qui nous oblige à faire le dimensionnement à un horizon donné (2048).

IV.1 Délimitation des sous bassin :

Pour notre projet le découpage du site en sous bassins est fait selon la zone d'influence de chaque point de rejets, et selon la réception des eaux usées et pluviales par ces derniers. Cependant, certains paramètres doivent être pris en considération, à savoir:

- la nature des sols
- la densité des habitations
- les courbes de niveau
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pente
- Les limites naturelles (oueds, talweg,...)

VI.2 Estimation de la population :

L'Algérie a connu ces dernières années, une régression dans la natalité grâce aux programmes de contrôle des naissances (Planning familial). A cet effet le taux d'accroissement national se situe au dessous de 3%.

Au dernier recensement (RGPH 2008), la population de OULED HEDEDJ a été estimée à 30 573 habitants, celle de OULED MOUSSA à 45 771habitants ; avec un taux d'accroissement de 1,8% pour les deux agglomérations.

Pour l'estimation de la population à l'horizon futur nous utiliserons l'expression des intérêts composées :

$$P_n = P_o (1+T)^n \quad (IV.1)$$

où :

P_n : Population future à l'horizon 2048

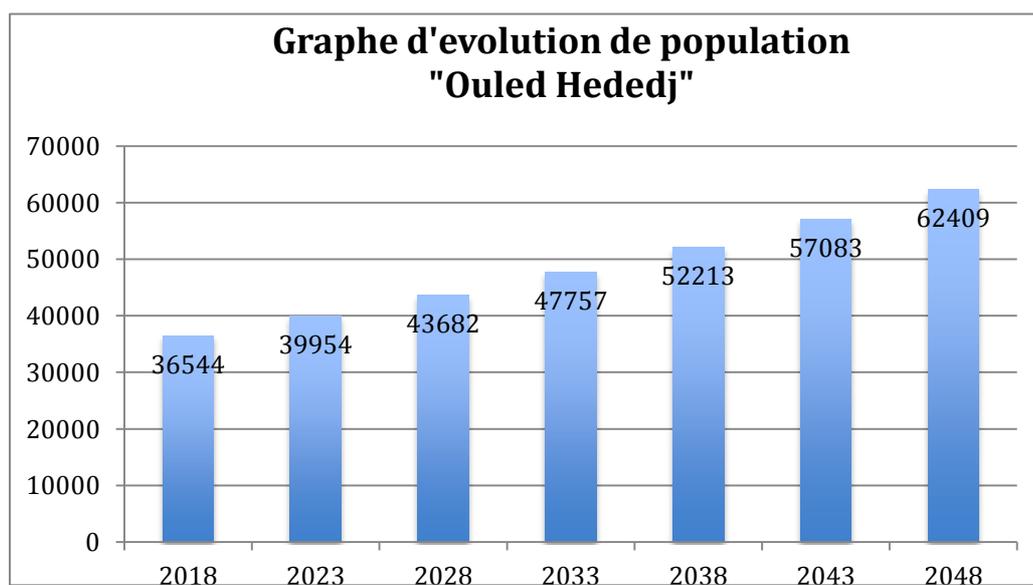
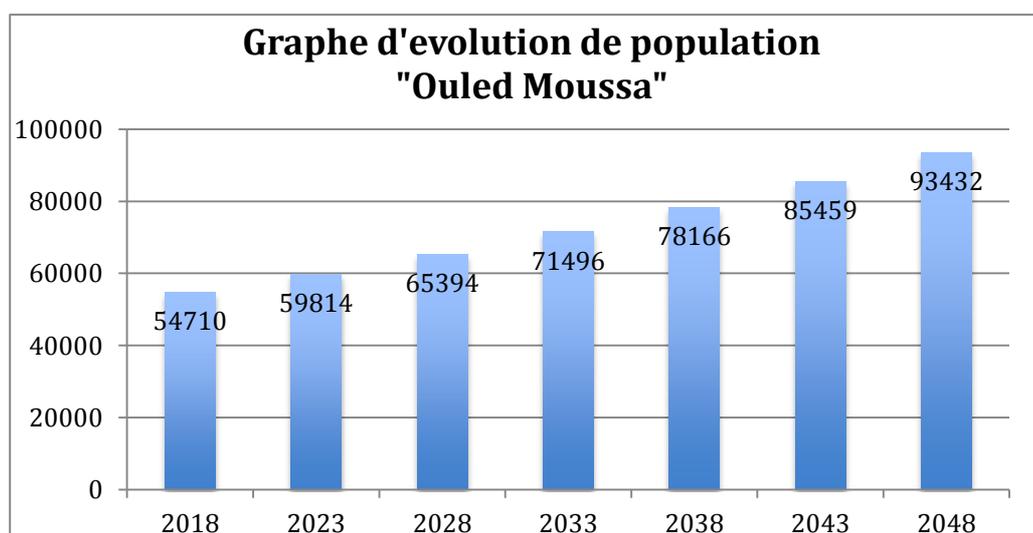
P_o : Population actuelle pour l'année 2008 (source PDAU Ouled Mossa)

T : Taux d'accroissement (1.8%)

N : Nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon de calcul

Tableau IV.1: évolution de la population

LOCALITE	NOMBRE D'HABITANTS							
	horizon 2008	horizon 2018	horizon 2023	horizon 2028	horizon 2033	horizon 2038	horizon 2043	horizon 2048
OULED HEDADJ	30 573	36 544	39 954	43 682	47 757	52 213	57 083	62 409
OULED MOUSSA	45 771	54 710	59 814	65 394	71 496	78 166	85 459	93 432

**Figure IV.1:** Graphe d'évolution de population Ouled Hededj**Figure IV.2 :** Graphe de l'évolution de la population Ouled Moussa

IV.3 Les systèmes des réseaux d'assainissement :

Puisque l'établissement d'un réseau d'Assainissement 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 éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.
- Assurer l'élimination des eaux usées ménagères, des eaux vannes, et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles.

Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement, mais qui peut dans certaines sections se comporter en écoulement forcé.

On distingue trois types des systèmes d'Assainissement :

IV.3.1 Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluies.

Ce système nécessite des ouvrages et une station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellements.

Par temps de pluie ; le débit supplémentaire qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration est rejeté directement dans le milieu naturel par l'intermédiaire d'ouvrages spéciaux : les déversoirs d'orage ; le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchement sont simplifiés; l'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel[6].

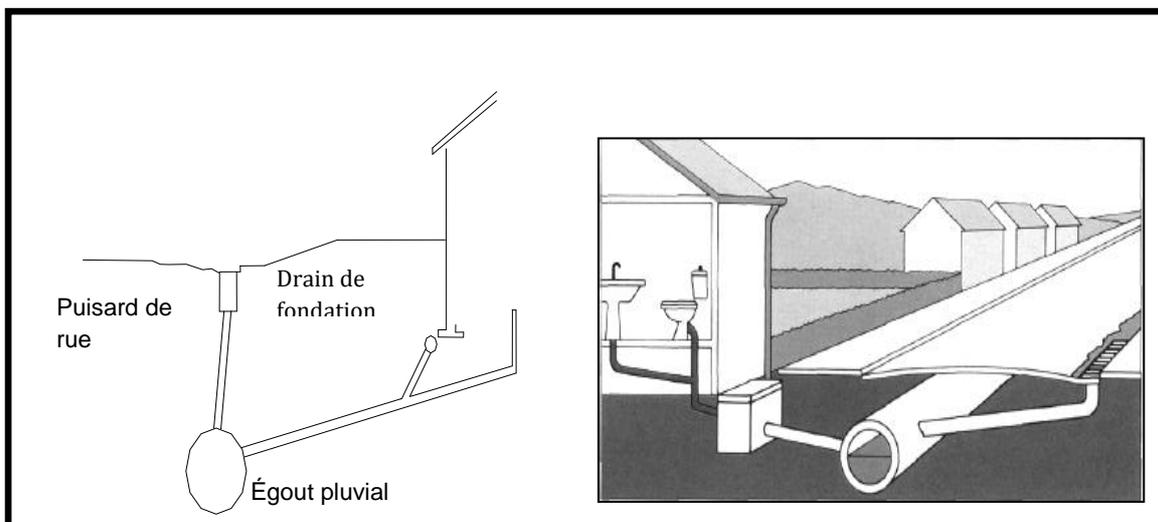


Figure IV.3 : réseau unitaire

IV.3.2 Système séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égouts ménagères et industrielles dans une seule conduite, et les eaux pluviales dans une autre.

Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons. Le système séparatif est celui adopté par un grand nombre de petites et moyennes agglomérations, mais c'est surtout celui choisi par les extensions, qui constituent de véritables quartiers nouveaux d'habitations.

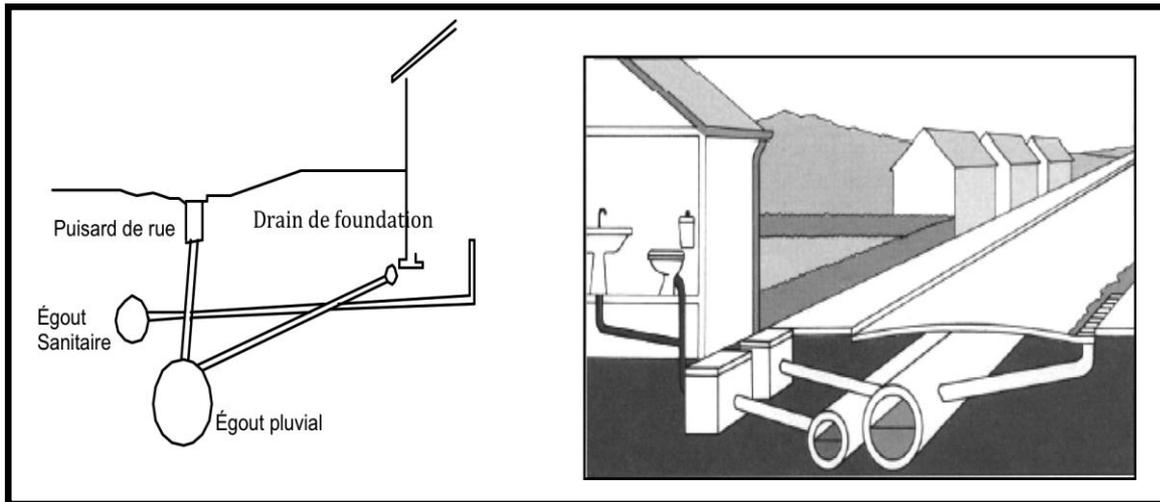


Figure IV.4 : réseau Séparatif

IV.3.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de telle manière à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

Il repose sur une collecte en commun des eaux de toiture et d'espaces privés, avec celle des eaux usées.

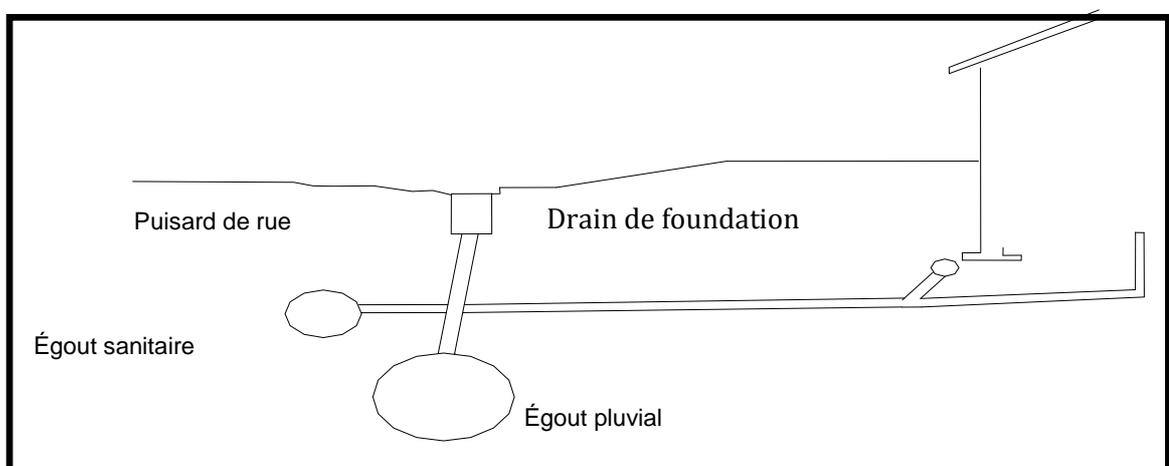


Figure IV.5 : réseau pseudo-séparatif

IV.3.4 Avantages et inconvénients des systèmes d'évacuation:

Sont résumés dans le tableau IV.2:

Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

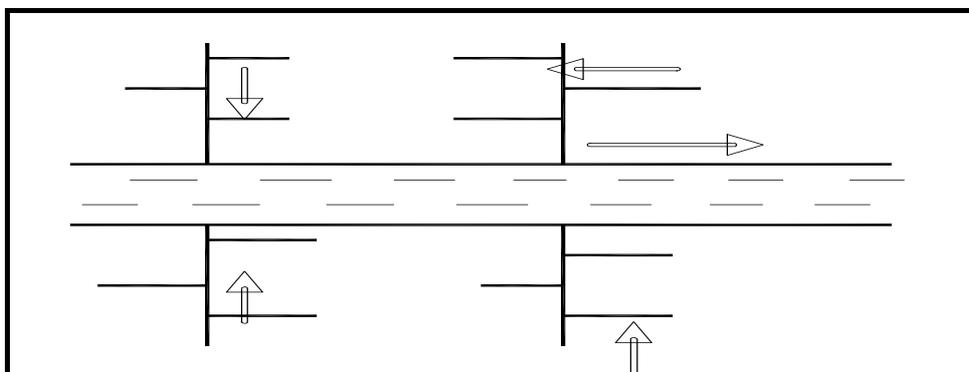
Systèmes	Avantages	inconvénients
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> • Moins couteux • Pas d'encombrement • Pas d'auto curage • Pas de faux branchement 	<ul style="list-style-type: none"> • Cout de fonctionnement élevé de la step • Perturbation au fonctionnement de la step • Gros diamètre
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement de la step • Pas de rejet d'eu vers le milieu naturel • Un faible cout de fonctionnement de la step 	<ul style="list-style-type: none"> • Encombrement de sous sol • Problème de faux branchement • L'auto curage n'est pas assurée
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> • L'auto curage est assurée • Possibilité de collecter les eaux de petite pluie 	<ul style="list-style-type: none"> • Encombrement de sous sol • Problème de faux branchement • Un cout élevé

IV.4 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi et les contraintes du terrain. Leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants[6] :

IV.4.1 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 en système séparatif [6].

**Figure IV.6 :** Schéma perpendiculaire.

IV.4.2 Schéma par déplacement latéral :

Le schéma par déplacement latéral est le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération en vue de son traitement, les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire [6]

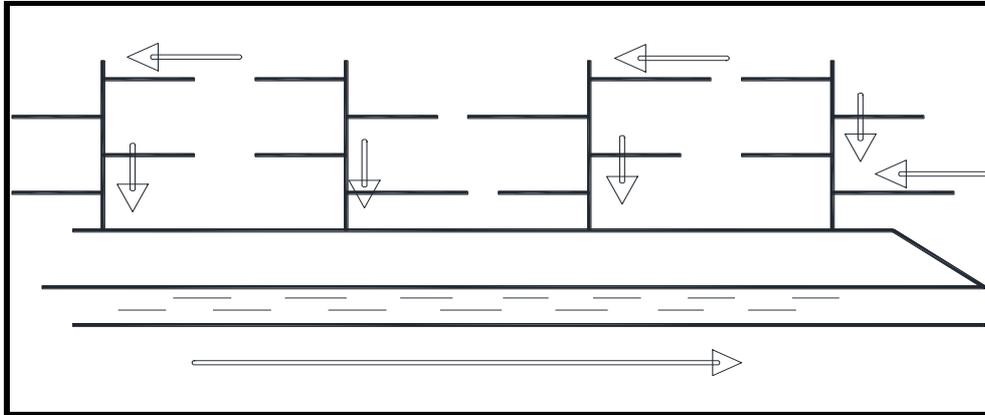


Figure IV.7 : Schéma par déplacement latéral

IV.4.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible [6].

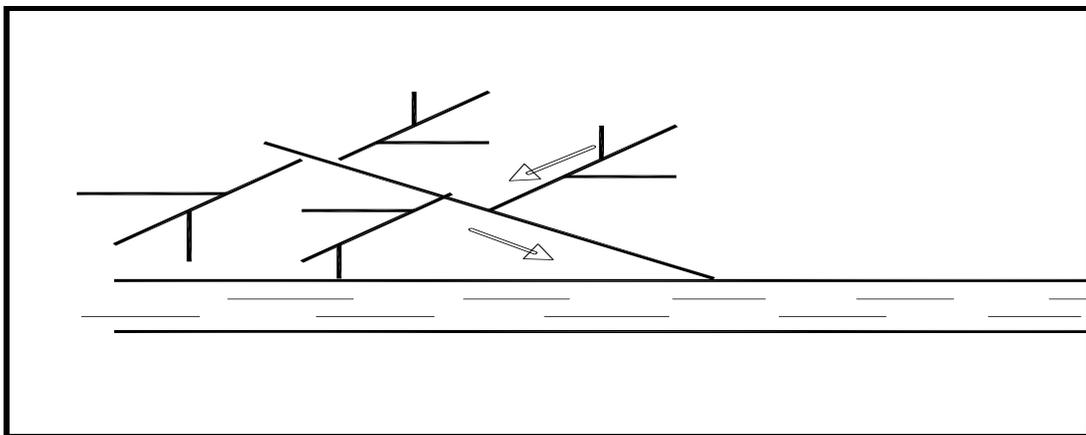


Figure III.8 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

IV.4.4 Schéma à collecteur étagé :

Ce schéma est une transposition du schéma à déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permettent de décharger le collecteur bas des apports en provenance du haut de l'agglomération [6].

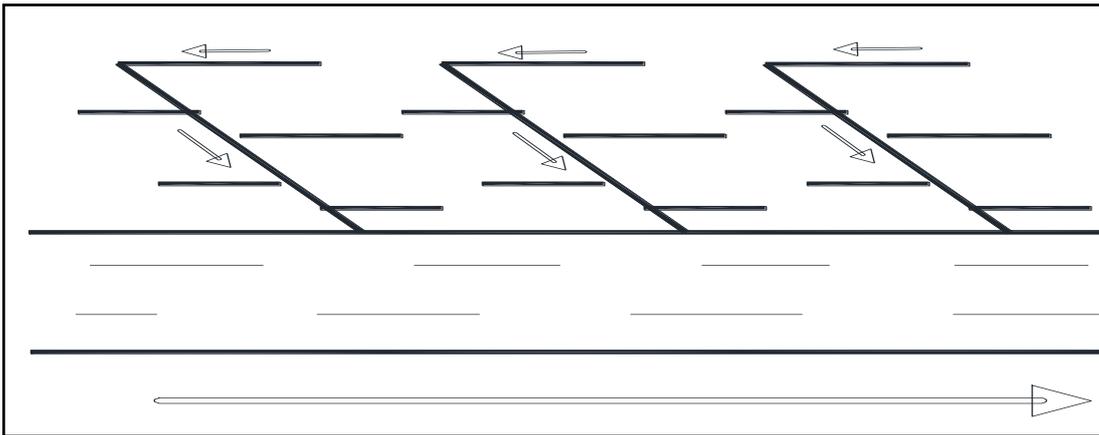


Figure IV.9 : Schéma à Collecteur Etagé.

IV.4.5 Schéma type radial :

Le schéma radial convient pour les régions plates, il permet la concentration de l'effluent en un ou plusieurs points où il sera relevé pour être évacué en un point éloigné de l'agglomération [6].

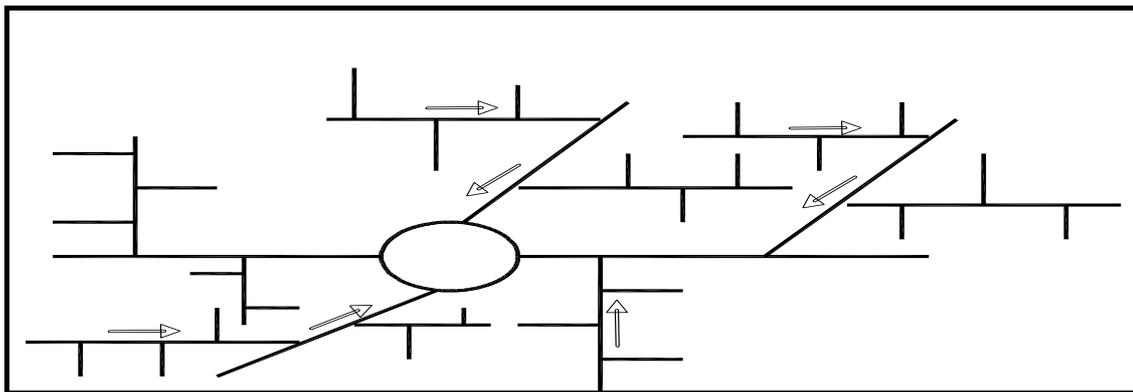


Figure IV.10 : schéma type radial.

IV.5 Choix du système d'évacuation :

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 les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système unitaire avec un schéma par déplacement latéral.

IV.5.1 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est un facteur de contraction du débit, Ce coefficient est défini comme étant le rapport du volume d'eau ruisselé (recueilli à l'exutoire) sur le volume d'eau total précipité sur le bassin versant.

Il doit être évalué de manière précise, car il doit réunir de nombreux paramètres, la perméabilité des sols, l'influence de la topographie, l'urbanisation du bassin, humidité de l'aire..etc. donc C'est un paramètre dont la valeur dépend de la nature de la surface du terrain, de la pente moyenne du parcours de l'eau, de l'intensité de la pluie, des conditions antécédentes de la pluie et du pourcentage d'emmagasinement de l'eau dans les affaissements du terrain.

IV.5.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation:

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau IV.3:Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

IV.5.3 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

Le coefficient de ruissellement (C_r) augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau IV.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (hab / ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

IV.5.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Le tableau IV.5 représente la variation de coefficient de ruissellement en fonction la zone d'influence :

Tableau IV.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

IV.6 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

IV.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (IV.2)$$

Avec : A : Surface totale en (ha)

Cri : Coefficient de ruissellement partiel

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré

Ai : Surface de chaque sous bassin

Tableau IV.6: Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque surface drainée

Nombre de surface drainée	Ai (ha)	Cri
SB01	8,85	0,7
SB02	7,09	0,6
SB03	5,61	0,6
SB04	5,49	0,4
SB05	9,88	0,6
SB06	9,42	0,8
SB07	8,49	0,7
SB08	11,66	0,6
SB09	9,96	0,5
SB10	8,36	0,6
SB11	7,10	0,4
SB12	13,8	0,6
SB13	8,65	0,7
SB14	5,94	0,5
SB15	5,88	0,4
SB16	11,23	0,4

Tableau IV.6: Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque surface drainée (Suite)

SB17	9,84	0,6
SB18	14,34	0,8
SB19	7,93	0,6
SB20	10,95	0,6
SB21	9,10	0,7
SB22	8,87	0,6
SB23	10,36	0,7

IV.6.2 Calcul de la densité partielle :

Le calcul de la densité partielle correspondant à chaque surface élémentaire semble plus compréhensif à travers la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{A * C_{rp}} \quad (IV.3)$$

Avec :

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

C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale à drainer (ha).

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2048.

IV.6.3 Calcul du nombre d'habitant de chaque surface drainée :

Le nombre d'habitant de chaque sou bassin est donné par l'expression suivant :

$$P_i = D_i * A_i \quad (IV.4)$$

Avec :

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

P_i : Population partielle du sous bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

les résultats de calcul du nombre d'habitants des sous bassins, sont reportés dans le tableau

Tableau IV.7 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	C_{ri}	$A * C_{ri}$	C_{rp}	D_i (hab)/ha	Nombre d'habitants
SB01	8,85	0,7	6,195	0,608	859,301743	7604
SB02	7,09	0,6	4,254		736,5443512	5222
SB03	5,61	0,6	3,366		736,5443512	4122
SB04	5,49	0,4	2,196		491,0295675	2685
SB05	9,88	0,6	5,928		736,5443512	7277
SB06	9,42	0,8	7,536		982,0591349	9250
SB07	8,49	0,7	5,943		859,301743	7295
SB08	11,66	0,6	6,996		736,5443512	8588

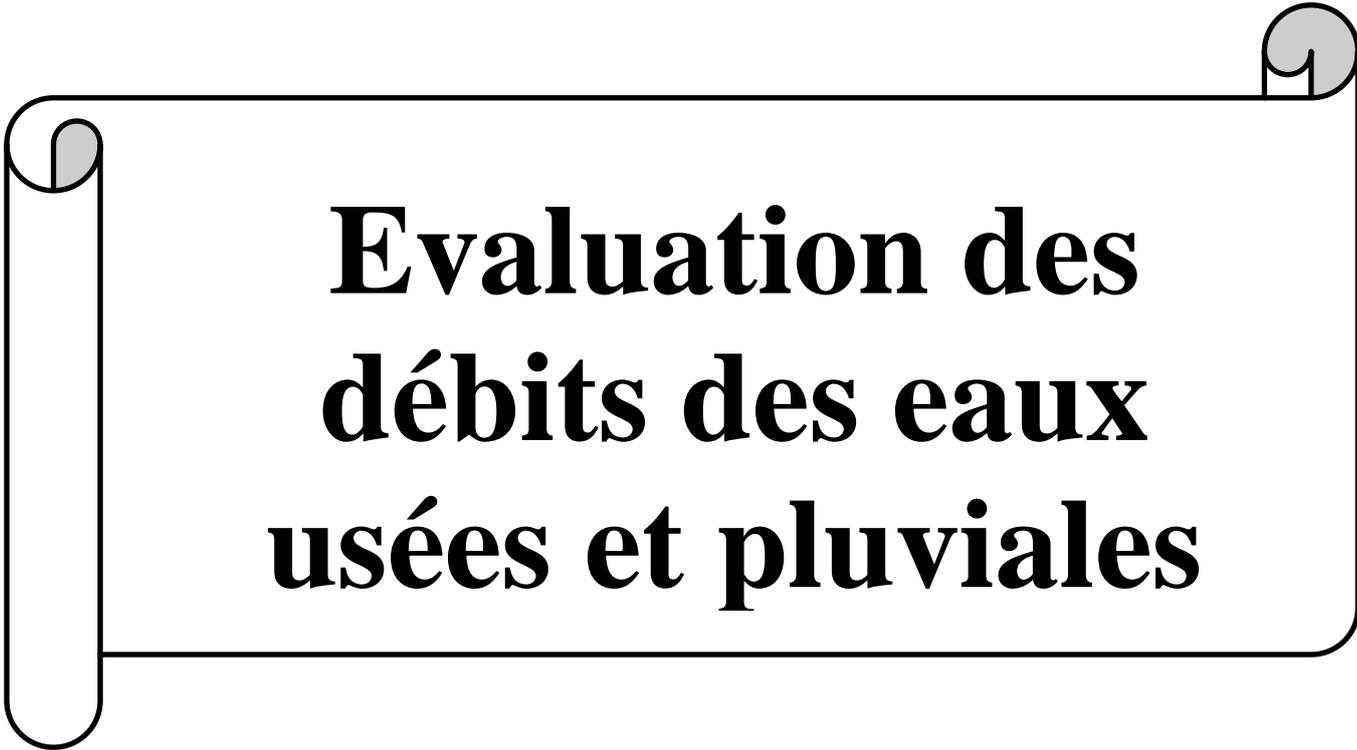
TableauIV.7 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin (Suite).

SB09	9,96	0,5	4,98	0,608	613,7869593	6103
SB10	8,36	0,6	5,016		736,5443512	6157
SB11	7,1	0,4	2,84		491,0295675	3456
SB12	13,8	0,6	8,28		736,5443512	10154
SB13	8,65	0,7	6,055		859,301743	7432
SB14	5,94	0,5	2,97		613,7869593	3645
SB15	5,88	0,4	2,352		491,0295675	2877
SB16	11,23	0,4	4,492		491,0295675	5504
SB17	9,84	0,6	5,904		736,5443512	7247
SB18	14,34	0,8	11,472		982,0591349	14074
SB19	7,93	0,6	4,758		736,5443512	5830
SB20	10,95	0,6	6,57		736,5443512	8065
SB21	9,1	0,7	6,37		859,301743	7819
SB22	8,87	0,6	5,322		736,5443512	6533
SB23	10,36	0,7	7,252		859,301743	8902
Total	208,8		127,047			155841

Conclusion :

Le présent chapitre nous a permis d'avoir les différents éléments de base qui sont nécessairement utiles pour l'élaboration des prochains chapitres notamment pour le calcul hydraulique des ouvrages formant le système d'évacuation qui sera projeté. Bien que le plan d'urbanisme présente les quelques informations de base, la détermination de la répartition de la population et par conséquent l'estimation du coefficient de ruissellement restent assez délicats à les obtenir. Ainsi la méthode que nous avons utilisée pour parvenir à ces résultats reste pratiquement le moyen le plus adéquat pour l'élaboration des éléments de base nécessaires à un projet d'assainissement.

Chapitre V



**Evaluation des
débits des eaux
usées et pluviales**

Introduction :

Le système d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quel que soit leur origine pluviale ou usée, alors l'évaluation du débit d'eau évacuée permet de faire l'étude hydraulique. Les débits à déterminer sont:

- Le débit d'eau pluviale qui est représenté le débit d'eau ruisselée.
- les eaux usées qui englobent l'eau domestique, publique et industrielle.

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (eaux provenant des habitations et lieux d'activités)

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies, mauvaises odeurs et des insectes, 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.

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).

V.1 Evaluation des débits des eaux usées :

Pour calculer les eaux usées il faut prendre toutes les eaux rejetées en considération

V.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées ; On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées des équipements publics ;
- Les eaux parasites ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;

V.1.1.1 Les eaux usées d'origine domestique

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires[1].

V.1.1.2 Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques [1].

V.1.1.3 Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses activités industrielles. Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

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

- La nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Le procédé de fabrication utilisé ;
- Le taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- La variation brusque de la température des eaux qui peut nuire aux caractéristiques mécanique des canalisations
- L'agressivité de l'effluent qui contient des matières corrosives et des acides, ce qui exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle

V.1.1.4 Les eaux parasites :

Les eaux parasites qui sont inévitables peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, on estime que le débit d'intrusion représente 0,05 à 0,15 l/s/ha.

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement, soit dans une station d'épuration soit sur un site autonome de traitement[6].

V.1.2 Débit d'eaux usées :

-L'évaluation de La quantité des eaux usées à évacuer journallement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant. Elle correspond aux plus fortes consommations journalières de l'année.

-L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type de l'agglomération et diverses catégories d'occupation du sol.

-Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. L'eau à évacuer n'est que de 70% à 80% l'eau potable consommée.

Dans notre cas, on adoptera un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ($C_{rj}=80\%$).

V.1.3 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy},j} = (Crj \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{V.1})$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: Le débit moyen rejeté quotidiennement en [l/s] ;

Crj : Le coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : La dotation journalière prise égale à 150 l/j.hab ;

N : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude [hab].

V.1.4 Evaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

Q_{pte} : Le débit de pointe en [l/s] ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a)- Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 ; \quad (\text{V.3})$$

$$K_p = 24/10 ; \quad (\text{V.4})$$

b)-Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$K_p = 3$ en tête du réseau ;

$K_p = 2$ à proximité de l'exutoire ;

c)-Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (\text{V.5})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2.8 \text{ l/s.} \quad (\text{V.6})$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen journalier.

V.1.5 Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre habitants.

- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Comme la base d'estimation des débits des eaux usées est la consommation en eau potable, La norme de dotation utilisée est 150 l/j/hab (**source DRE BOUMERDES**).

V.1.5.1 Estimation des besoins en eau :

L'estimation des besoins en eau de différents horizons nécessite des normes de consommations unitaires, Celles-ci sont établies sur la base de certains critères (socio-économiques, sanitaires,). Elles doivent également permettre l'estimation des besoins en eau des populations afin de leur assurer une vie saine et hygiénique,

Les besoins en eau varient non seulement avec l'évolution démographique et le niveau de vie des populations, mais aussi avec la diversité des activités locales et des extensions,

V.1.5.2 Besoins en eau du secteur domestique :

Tableau V.1 : besoin en eau du secteur domestique

localité	nombre d'habitant		Dotation l/J/hab,	Consommation moyenne journalière m ³ /j	
	2018	2048		2018	2048
<i>OULED MOUSSA</i>	54 710	93 432	<u>150</u>	8206,5	14014,8
<i>OULED HEDEDJ</i>	36 544	62 409	<u>150</u>	5481,6	9361,35

V.1.5.3 Besoins en eau du secteur scolaire et socio – culturel :

a) OULED MOUSSA :

Tableau V.2 : Equipements existants

Equipements existants		Nombre	Consommation moyenne journalière m ³ /j En 2018	Consommation moyenne journalière m ³ /j En 2048
Scolaires	-Ecole	06	82	140
	-C.E.M	03	54	93
	-Lycée	02	38	65
Para- scolaires	-CFPA	1	16	28
Sanitaires	-Centre de santé	02	12	24
	-Maternité	01	10	20
Cultuelles	-mosquée	03	109	186
Cultuelles	-Centre culturelle	01	5	8
	-Bibliothèque	01		
Sportifs	- un stade communal	01	10	15
	-complexe omni sport	01	8	12
administratifs	-Siège d'APC	01	10	20
	-agence PTT	01	10	20
	-gendarmerie	01	20	30
	-garde communale	01	10	20
	-police	01	10	20
commerces	-crèche	01	07	10
	-30 locaux commerciaux	01	11	18

Source(I'P.D.A.U OULED MOUSSA)

b) OULED HEDEDJ :

Équipement existant : (d'après l'P.D.A.U OULED HEDEDJ)

- Équipement sanitaire:

Le chef-lieu ne dispose que d'une salle de soins, elle a été réalisée en 1987 d'une superficie d'environ 60m². Un terrain vierge d'une superficie de 1300m² est à côté de la salle de soins.

- Équipement sportif

Une salle de sport et un stade. La salle de sport est mitoyenne de la classe préparatoire appartenant à la salle polyvalente, d'une superficie de 60m². Le stade est d'une superficie d'environ 6000m²; mais manque d'entretien il reste sans gradins et sans terrain équipé.

- Equipements culturel :**o Salle polyvalente**

D'une superficie d'environ 240m², elle a été réalisée en 1989, il s'agit d'un équipement récent et en bon état, il est composé d'une salle pour les différentes activités d'une superficie de 120m², de deux bureaux, et d'un Cyber, mais ne répond pas aux besoins de la population habitant le périmètre d'étude.

o Salle de sport et la classe préparatoire

D'une superficie d'environ 250m², la structure a été réalisée en 1989, il s'agit d'un équipement récent et en bon état.

o Équipement Culturel :

La mosquée Sidi Abed Al Rahim est située sur le chemin communal Premier novembre cet équipement semble être en moyen état. Signalons la présence d'un espace libre à l'intérieur de cette emprise.

o Équipement éducatif

Le périmètre d'étude dispose de deux écoles primaires et d'une crèche.

o École primaire Saad Dehleb

Elle a été réalisée en 1956 et mitoyenne à l'école Abed El Hamid Ben Badis . Elle regroupe pour l'année 2012- 2013, 1026 élèves pour seulement 22 Classes. L'école prend en charge les enfants du secteur uniquement Signalons la présence de l'amiante produit dangereux pour la santé) ; et également des conditions sanitaires défavorables.

- **Ecole primaire Abed El Hamid Ben Badis**

Elle a été réalisée en 1956 et mitoyenne à l'école Saad Dehleb.

Elle regroupe pour l'année 2012-2013, 409 élèves répartis pour seulement 6 Classes, L'école prend en charge les enfants de Kouadria, un village de la commune de Ouled Moussa. Les classes souffrent d'un problème d'étanchéité. Cependant l'école bénéficie d'une grande cour de récréation.

- **La crèche**

Nous avons recensé une Crèche qui se développe en R+1.

- **Une agence postale**

L'agence postale est d'une superficie d'environ 200m² ; actuellement elle est en surcharge et n'arrive plus à satisfaire les besoins de la population.

- **Les activités et dépôts**

Suite à l'analyse effectuée sur terrain, les activités sont classées en 2 catégories:

- les activités industrielles
- les commerces et services

- **Activités industrielles**

La fabrication du parpaing et carrelage dans le périmètre d'étude est très répandue, ce qui crée diverses nuisances sur le plan urbain et environnementale.

- **Les Commerces et services**

Les activités commerciales se concentrent sur les deux axes principaux ; cinq Juillet et premier Novembre, des commerces de première nécessité et des services (bureau d'affaires, auto-école, coiffeurs), et principalement des alimentations générales et des Fast Food. Un marché de fruits et légumes, est à proximité du périmètre d'étude.

- **Constat équipement de proximité :**

- La salle de soins est d'une superficie réduite (60m²), qui ne peut plus prendre en charge la population résidente de 2950 habitants.
- On rencontre également le même problème avec la salle polyvalente et l'agence postale.
- Le stade est actuellement non exploité.
- Manque d'équipements de culture et de loisirs.
- Manque d'activités tertiaires.
- Les équipements existants manquent d'entretien.

Remarque :

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix de la dotation est varié selon la catégorie.

Mais vue l'indisponibilité des données sur les équipements projetés et l'absence de l'information sur les unités existante et a projetées au niveau de la zone d'activité nous recommandons de se référer à [10] réalisé en Août 2010 pour le compte du ministère des ressources en eau pour une bonne estimation des besoins d'équipements existant et a projetés.

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat/petite industrie sont considérés comme étroitement liée à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'utilisateurs

On a concéderont que notre ville est semi-urbain.

Tableau V.3 : Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages.

	Taux Administration	Taux commerce	Taux petite industrie	Taux Total
Métropoles à statut particulier de délégation	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Source : (PNE) Algérie, mission 2 – volet 4 – tome 1.

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif de consommation moyenne journalier

BESOINS EN EAU	Consommation moyenne journalière m ³ /j En 2018	Consommation moyenne journalière m ³ /j En 2048
<i>OULED MOUSSA</i>	8628,5	14743,8
<i>OULED HEDEDJ</i>	7400,16	12637,82

Tableau V.5: Evaluation des débits de pointe des eaux usées pour chaque sous bassin

N° des sous bassins	Aire [ha]	Nombre d'habitants	Q _{d,moy} [l/s]	Q _{cep} [l/s]	Q _{usée} [l/s]	Kp	Q _{usée,p} [l/s]	Q _{e,para} [l/s]	Q _{u,tot} [l/s]	Q _{u,tot} [m ³ /s]
SB01	8,85	7604	10,561	1,844	12,405	2,21	27,414	1,328	28,741	0,0287
SB02	7,09	5222	7,253	1,267	8,519	2,36	20,076	1,064	21,140	0,0211
SB03	5,61	4122	5,725	1,000	6,725	2,46	16,570	0,842	17,412	0,0174
SB04	5,49	2685	3,729	0,651	4,380	2,69	11,803	0,824	12,627	0,0126
SB05	9,88	7277	10,107	1,765	11,872	2,23	26,422	1,482	27,904	0,0279
SB06	9,42	9250	12,847	2,244	15,091	2,14	32,348	1,413	33,761	0,0338
SB07	8,49	7295	10,132	1,769	11,901	2,22	26,477	1,274	27,750	0,0278
SB08	11,66	8588	11,928	2,083	14,011	2,17	30,374	1,749	32,123	0,0321
SB09	9,96	6103	8,476	1,480	9,957	2,29	22,824	1,494	24,318	0,0243
SB10	8,36	6157	8,551	1,493	10,045	2,29	22,991	1,254	24,245	0,0242
SB11	7,1	3456	4,800	0,838	5,638	2,55	14,394	1,065	15,459	0,0155
SB12	7,94	4653	6,103	0,963	7,66	2,11	16,16	1,19	17,35	0,0173
SB13	8,65	7432	10,322	1,803	12,125	2,22	26,893	1,298	28,190	0,0282
SB14	5,94	3645	5,063	0,884	5,947	2,53	15,016	0,891	15,907	0,0159
SB15	5,88	2877	3,996	0,698	4,694	2,65	12,457	0,882	13,339	0,0133
SB16	11,23	5504	7,644	1,335	8,979	2,33	20,961	1,685	22,645	0,0226
SB17	9,84	7247	10,065	1,758	11,823	2,23	26,331	1,476	27,807	0,0278
SB18	14,34	14074	19,547	3,414	22,961	2,02	46,421	2,151	48,572	0,0486
SB19	7,93	5830	8,097	1,414	9,511	2,31	21,977	1,190	23,167	0,0232
SB20	10,95	8065	11,201	1,956	13,158	2,19	28,805	1,643	30,447	0,0304
SB21	9,1	7819	10,860	1,897	12,756	2,20	28,063	1,365	29,428	0,0294
SB22	8,87	6533	9,074	1,585	10,658	2,27	24,149	1,331	25,480	0,0255
SB23	10,36	8902	12,364	2,159	14,523	2,16	31,312	1,554	32,866	0,0329

V.2 Évaluation des débits d'eaux pluviales :

Le dimensionnement d'un réseau pluvial s'appuie sur l'estimation de la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; la bibliographie montre qu'il existe deux méthodes essentielles pour l'évaluation des débits pluviaux :

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

V.2.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de

LLOYD DAVIS, Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieure à dix hectare).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = a.Cr.i.A \quad (V.7)$$

Avec:

- Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)
- A : surface de l'aire d'influence (ha)
- Cr : coefficient de ruissellement
- i : intensité des précipitations (l / s /ha)
- a : Coefficient correcteur de l'intensité

V.2.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m³/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

V.2.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

V.2.1.3 Critique de la méthode rationnelle :

La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée en raison de la difficulté de déterminer avec précision suffisante la durée du ruissellement entre ces diverses zones et l'exutoire.

- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode rationnelle ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin.

V.2.2 Méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs.

C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres.

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u \cdot I^v \cdot C^{\frac{1}{u}} \cdot S^{\frac{w}{u}} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en [m³/s] ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en [m/m] ;

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré [ha] ;

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6}$$

$$v = 0.41.b(f) \quad u = 1 + 0.287.b(f) \quad w = 0.95 + 0.507.b(f)$$

a(f) et b(f) sont des paramètres de la relation :

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)}$$

Où : I (t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

V.2.2.1 Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ;

- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- Le coefficient d’allongement “M” doit être compris entre $0.8 < M < 2$;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

V.2.3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins :

La formule superficielle développée ci avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j, C_j, I_j, L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots).

On calculera l'allongement équivalent dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel $L(Q_{pjmax})$ [6].

Tableau V.6 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

V.2.4 Choix de la méthode de calcul :

Vue les caractéristiques de nos sous bassins; on a quelques surfaces qui dépasse 10 ha mais la méthode rationnelle reste applicable.

V.2.5 Calcul des débits pluviaux :

V.2.5.1 Application de la méthode rationnelle :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie, les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant

Tableau V.7 : Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans

N° des sous bassins	Aire [ha]	C_r	α	I [l/s/ha]	$Q_{e.p}$ [l/s]	$Q_{e.p}$ [m ³ /s]
SB01	8,85	0,7	1	181.72	1125.76	1.13
SB02	7,09	0,6	1	181.72	773.04	0.77
SB03	5,61	0,6	1	181.72	611.67	0.61
SB04	5,49	0,4	1	181.72	399.06	0.40
SB05	9,88	0,6	1	181.72	1077.24	1.08
SB06	9,42	0,8	1	181.72	1369.44	1.37
SB07	8,49	0,7	1	181.72	1079.96	1.08
SB08	11,66	0,6	1	181.72	1271.31	1.27
SB09	9,96	0,5	1	181.72	904.97	0.90
SB10	8,36	0,6	1	181.72	911.51	0.91
SB11	7,1	0,4	1	181.72	516.08	0.52
SB12	7,94	0,6	1	181.72	865.71	0.86
SB13	8,65	0,7	1	181.72	1100.31	1.10
SB14	5,94	0,5	1	181.72	539.71	0.54
SB15	5,88	0,4	1	181.72	427.41	0.43
SB16	11,23	0,4	1	181.72	816.29	0.82
SB17	9,84	0,6	1	181.72	1072.87	1.07
SB18	14,34	0,8	1	181.72	2084.69	2.08
SB19	7,93	0,6	1	181.72	864.62	0.86
SB20	10,95	0,6	1	181.72	1193.90	1.19
SB21	9,1	0,7	1	181.72	1157.56	1.16
SB22	8,87	0,6	1	181.72	967.11	0.97
SB23	10,36	0,7	1	181.72	1317.83	1.32

V.2.5.2 Calcul du débit total déversé pour chaque point de rejets :

Le débit total déversé représente la totalité des eaux de rejet, il est défini par la relation :

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{u.tot}} + Q_{\text{e.p}}, [\text{l/s}]. \quad (\text{V.9})$$

Q_{eu} : Débit d'eau usée de pointe, [l/s]

Q_{ep} : Débit d'eau pluviale, [l/s].

Tableau V.8 : Débits des eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans

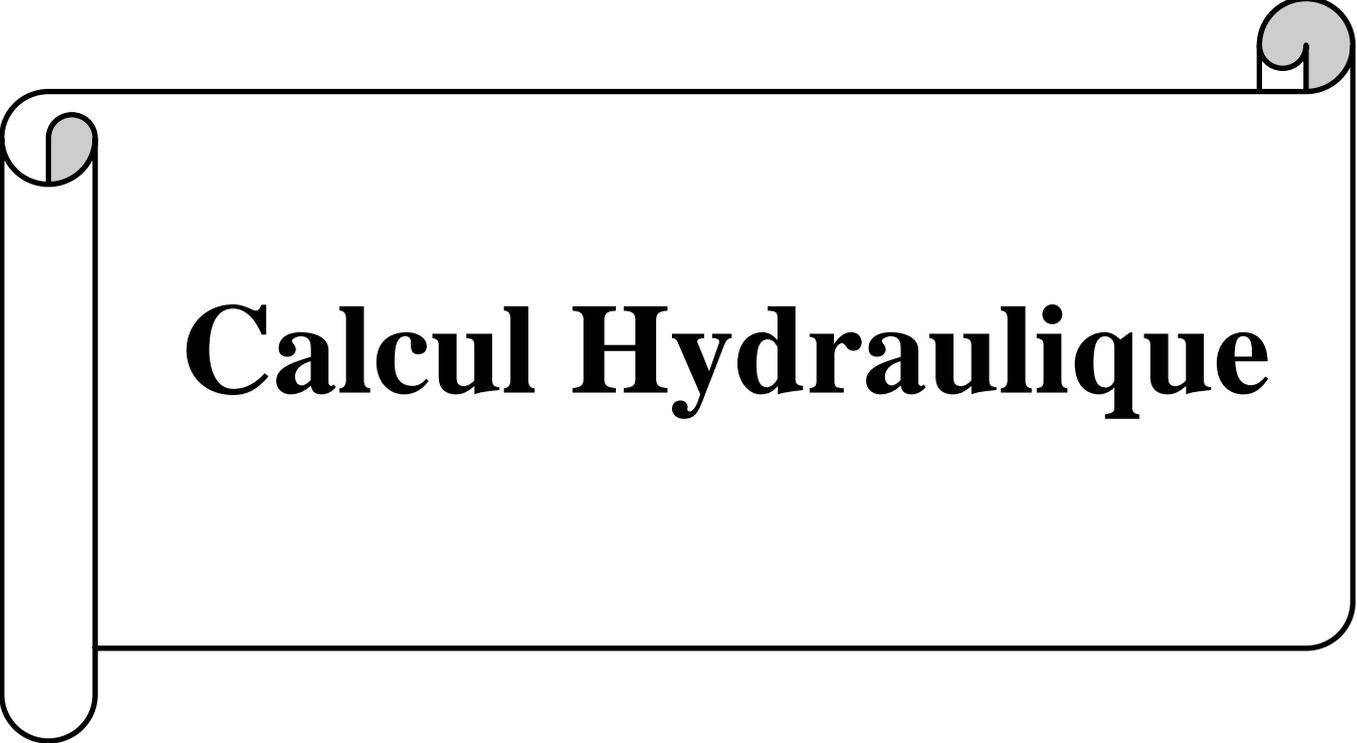
N° des sous bassins	Aire [ha]	$Q_{\text{u.tot}}$ [l/s]	$Q_{\text{e.p}}$ [l/s]	Q_{totale} [l/s]	Q_{totale} [m ³ /s]
SB01	8,85	28,741	1137,27	1154.50	1.154
SB02	7,09	21,140	780,94	794.18	0.794
SB03	5,61	17,412	617,93	629.08	0.629
SB04	5,49	12,627	403,14	411.68	0.412
SB05	9,88	27,904	1088,26	1105.14	1.105
SB06	9,42	33,761	1383,45	1403.20	1.403
SB07	8,49	27,750	1091,01	1107.71	1.108
SB08	11,66	32,123	1284,32	1303.44	1.303
SB09	9,96	24,318	914,22	929.28	0.929
SB10	8,36	24,245	920,83	935.75	0.936
SB11	7,1	15,459	521,36	531.54	0.532
SB12	7,94	17,3	865.71	883.06	0.883
SB13	8,65	28,190	1111,57	1128.50	1.129
SB14	5,94	15,907	545,23	555.62	0.556
SB15	5,88	13,339	431,78	440.74	0.441
SB16	11,23	22,645	824,64	838.93	0.839
SB17	9,84	27,807	1083,85	1100.68	1.101
SB18	14,34	48,572	2106,02	2133.26	2.133
SB19	7,93	23,167	873,47	887.79	0.888
SB20	10,95	30,447	1206,12	1224.35	1.224
SB21	9,1	29,428	1169,40	1186.98	1.187
SB22	8,87	25,480	977,01	992.59	0.993
SB23	10,36	32,866	1331,32	1350.70	1.351

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué les débits d'écoulement des eaux usées et pluviales. Pour le débit d'eau pluvial on utilise la méthode rationnelle, cette méthode permet actuellement une meilleure approche de calcul afin d'assurer un bon fonctionnement du réseau d'assainissement.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits d'eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que les villes de OULED MOUSSA et OULED HEDEDJ ne comporte pas de grandes unités industrielles, d'où les eaux usées d'origine industrielles n'ont pas été quantifiées.

Chapitre VI



Calcul Hydraulique

Introduction

L'étude hydraulique du collecteur est l'objectif de notre travail. Elle exige une précision dans les calculs.

Le réseau a été dimensionné pour assurer l'écoulement de l'eau dans les conduites sans stagnation jusqu'à l'exutoire, et les canalisations et les autres ouvrages sont posés d'une manière à respecter les normes de fabrication.

VI.1 Conception des réseaux d'Assainissement :

La conception se caractérise à partir d'une schématique, support matérialisant les éléments de définition des branches de réseau.

Les regards de visite sont localisés en plan et sont calés en altitude pour assurer les raccordements. Chacune des conduites qui relie deux regards ou une chambre de raccordement et un ouvrage constitue un tronçon de pente et de section constantes.

Les calculs se conduisent à partir du profil longitudinal qui, au fur et à mesure de son élaboration, permet de :

- Rechercher les pentes d'écoulement, en se tenant le plus près possible du niveau du sol, compte tenu d'un minimum de garde contre le gel, les charges ou surcharges roulantes.
- De définir les sections minimales et les ouvrages de raccordement ;
- De déterminer les chutes et franchissement d'obstacles ;
- D'assurer les vitesses limites d'autocurage pour éviter la décantation des matières en suspension et à l'extrême ne pas dépasser les vitesses maxima admissibles.

VI.2 Présentation de variante du réseau projeté :

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages. Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin des oueds qui existent et qui permettent de décharger le réseau tout en déversant les eaux pluviales.

VI.3. Dimensionnement hydraulique des collecteurs :

VI.3.1 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 éviter 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.

Pour la satisfaction des conditions d'autocurage, on doit avoir des vitesses minimales de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 de débit à pleine section ou bien 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit.

A l'opposé des considérations relatives à l'autocurage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduit à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- De type circulaire ;
- De type ovoïde ;

VI.3.2 Détermination des diamètres des collecteurs :

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulement parmi ses formules nous avons :

VI.3.2.1. La formule de Chézy:

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (\text{VI.1})$$

Où :

V : la vitesse d'écoulement, en m/s

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (le rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre en m).

C: Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (\text{VI.2})$$

δ: Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés.

VI.3.2.2 Formule de Manning-Strickler:

$$V = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Tableau VI.1: Coefficients de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	Ks (m ^{1/3} /s)
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	71
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grès	90
Conduite en PVC	100

Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER (page : 512)

VI.3.3 Mode de calcul:

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

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.
- L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par l'équation de la continuité :

$$Q = V.S \quad (VI.4)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par le collecteur (m^3/s).

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée de la conduite (m).

- Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de **Manning-Strickler** :

$$Q = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \cdot S \quad (VI.5)$$

Le procédé de calcul se fait comme suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque annexe V le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$- R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \text{ .rapport des débits} \quad (VI.6)$$

$$- R_V = \frac{V}{V_{ps}} \text{ .rapport des vitesses} \quad (VI.7)$$

$$- R_h = \frac{h}{D} \text{ .rapport des hauteurs} \quad (VI.8)$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m^3/s)
- V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s.
- h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- Q_{ps} : Débit de pleine section (m^3/s)
- V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s)
- D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que

- ✓ Evacuation des matières en suspension
- ✓ Aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- ✓ Le taux de remplissage n'excède pas une certaine valeur bien déterminée ;
- ✓ La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto- curage.

➤ **Vitesse d'auto- curage**

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

VI.4 Présentation de la variante du réseau d'évacuation actuel :

Une étude de diagnostic d'un réseau se base sur le calcul des paramètres hydraulique de ce réseau, en effet ce réseau existant a été dimensionné pour un horizon de calcul donné et sans une étude préalable, cependant on doit vérifier si ce réseau existant vérifie les conditions hydrauliques pour l'heure diamètres et les débits.

VI.4.1 Diagnostique du réseau existant :

On va entamer le calcul des paramètres hydraulique du système en se basant sur les trois paramètres qui sont : le débit, la pente, et le diamètre existant. Les tableaux récapitulent les calculs pour l'horizon d'étude (voir annexe I)

VI.4.2 Interprétations:

Le grand problème qui menace notre réseau c'est qu'il existe plusieurs tronçon qui sont en charge, c'est une chose inadmissible en assainissement, car il y'a le risque de débordement et altération des composante du système d'assainissement et la contamination de l'environnement aussi le développement des maladies et mauvaises odeurs dans les différents quartiers de l'agglomération, et tout ceci va jouer sur le confort des habitants. Pour remédier à ce problème, le redimensionnement certains tronçons sont à prévoir.

VI.5 Réseau de renforcement :

Il existe plusieurs traçons en charge. Pour éviter ce problème nous avons projeté un réseau en parallèle au réseau existant. En prenant en considération les débits max qui peuvent être transporter par le réseau existant, on dimensionne le réseau de renforcement avec l'excédent de débit qui ne peut pas transporter par le réseau existant (voir annexe II)

$$Q_{\text{dim}} = Q_{\text{tot}} - Q_{\text{ps}}$$

Q_{dim} : débit de dimensionnement du réseau de renforcement.

Q_{tot} : débit totale.

Q_{ps} : débit max qui peut transporter par le réseau existant.

VI.6 Présentation de variante du réseau d'évacuation :

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier l'espace du terrain pour l'implantation des ouvrages.

Pour tracer le réseau il faut suivre le chemin des oueds qui existent et qui permettent de décharger le réseau.

VI.6.1 Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté :

En se basant sur le débit et la pente de chaque tronçon, on détermine les diamètres ainsi que les autres paramètres hydrauliques de notre réseau. (voir annexe III)

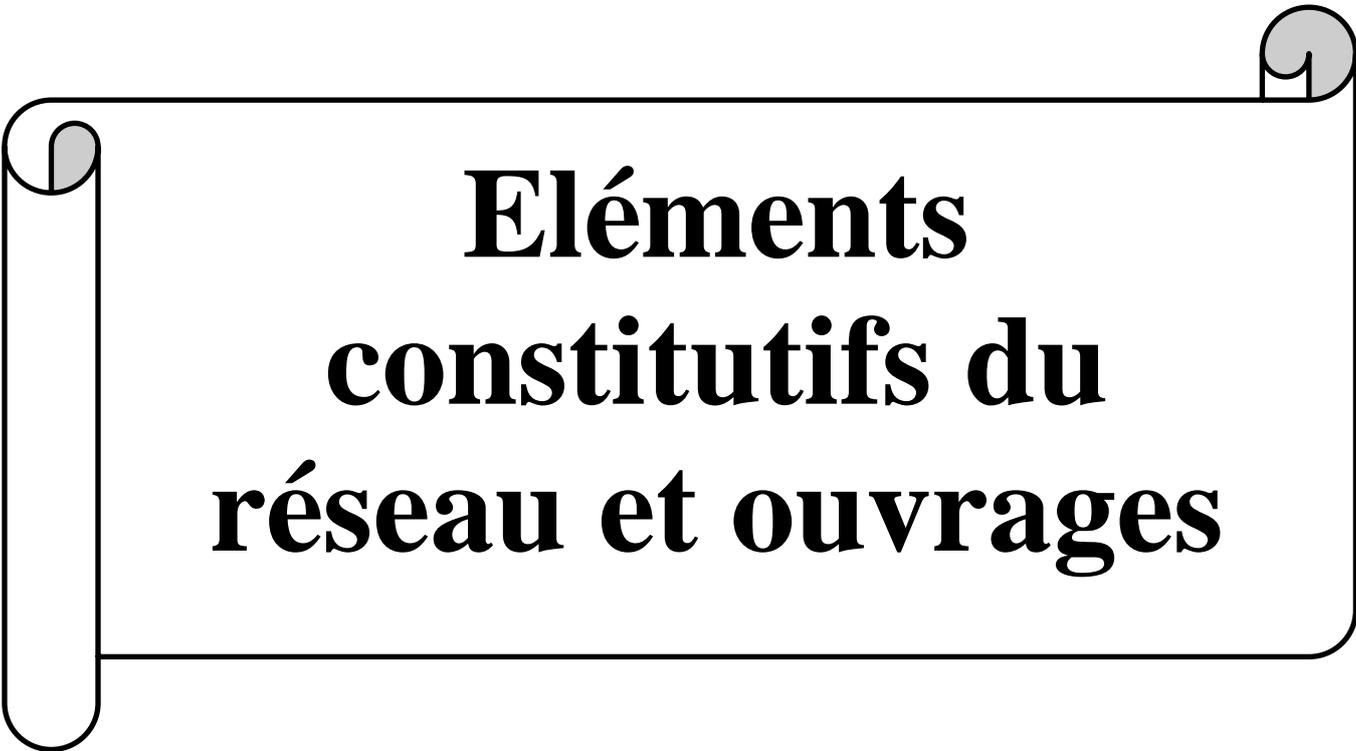
Conclusion :

Au terme de ce chapitre, il vient à conclure ce qui suit :Le type de réseau d'évacuation auquel nous avons opté, est le système unitaire vu que le problème d'auto curage ne sera pas posé car les vitesses sont admissibles.

Etant donné, la proximité des oueds, ces collecteurs projetés seront équipés de déversoirs d'orages, pour évacuer l'excès d'eaux pluviales.

En plus du dimensionnement du réseau d'évacuation, un collecteur principal déviant les rejets vers la station d'épuration a été projeté, comprenant des tronçons gravitaires, et d'autres tronçons en refoulement.

Chapitre VII



**Éléments
constitutifs du
réseau et ouvrages**

Introduction :

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, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau Jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des 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.)

VII.1 Les ouvrages principaux :

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

VII.1.1 Canalisations

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

a) Conduites à section circulaire

a.1 : Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

a. 2: Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées

génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 15 cm. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

a.3 : Tuyaux et raccords en fonte :

Les tuyaux en fonte d'Assainissement ou « fonte intégrale » pour les ouvrages à écoulement libre (eaux usées, pluviales, domestiques, et industrielles) sont caractérisés par des facteurs de sécurité et de résistance mécanique qui leur confèrent le label d'excellence.

Les tuyaux en fonte ductile et revêtement intérieur en ciment alumineux assurent des qualités de fiabilité anti-agressive [8].

a.4 : Tuyaux et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié :

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques ; c'est une résine synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle manomètre ;

Celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié ; utilisé en Assainissement ; est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique ; de ce fait ; offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

a.6 : Conduites en matière plastique :

On distingue :

- conduites en matières thermodurcissables.
- conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent certaines caractéristiques, dont:

- Résistance au choc
- Résistance au gel
- Résistance à la corrosion chimique
- Adaptation à la déformation
- Facilité de pose et de transport

b) Conduites à section ovoïde

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués[8].

La forme générale de ces tuyaux est représentée dans la **figure N.VII.1** ; leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) : La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$; les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80 ;
- Type semi visitable 150×90 ;
- Type visitables 180×108 et 200×120.

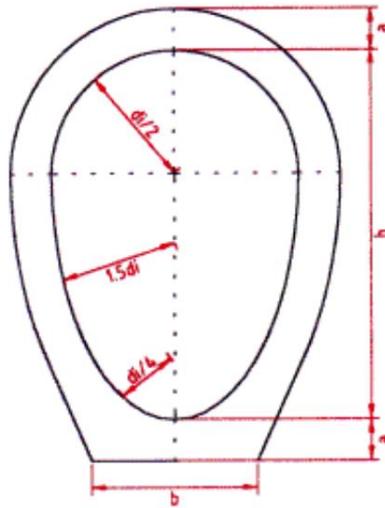


Figure VII.1 : Coupe type d'un tuyau ovoïde préfabriqué

VII.1.2 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction de :

- La nature du sol (agressivité, stabilité)
- La nature chimique des eaux usées rejetées
- Des efforts extérieurs
- Du milieu à traverser

Remarque :

Dans la présente étude ; nous avons utilisé les conduites en béton et en PVC de forme circulaire :

VII.1.3 Joints des conduites en béton :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

a) Joint type Rocla :

Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son logis ; Le jeu de 1cm permet le non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées.

b) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.

c) Joint torique :

Il est remplacé dans la plupart des cas par le joint Rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également aux les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

d) Joint à collet :

C'est un joint à emboîtement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux.

e) Joint plastique :

Ce joint est étanche et résistant même si la conduite est en charge. La présence du cordon en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité. Il s'adapte presque à tous les sols si la confection est bien faite. La figure VII.2 représente les différents types de joints sur tuyau en béton

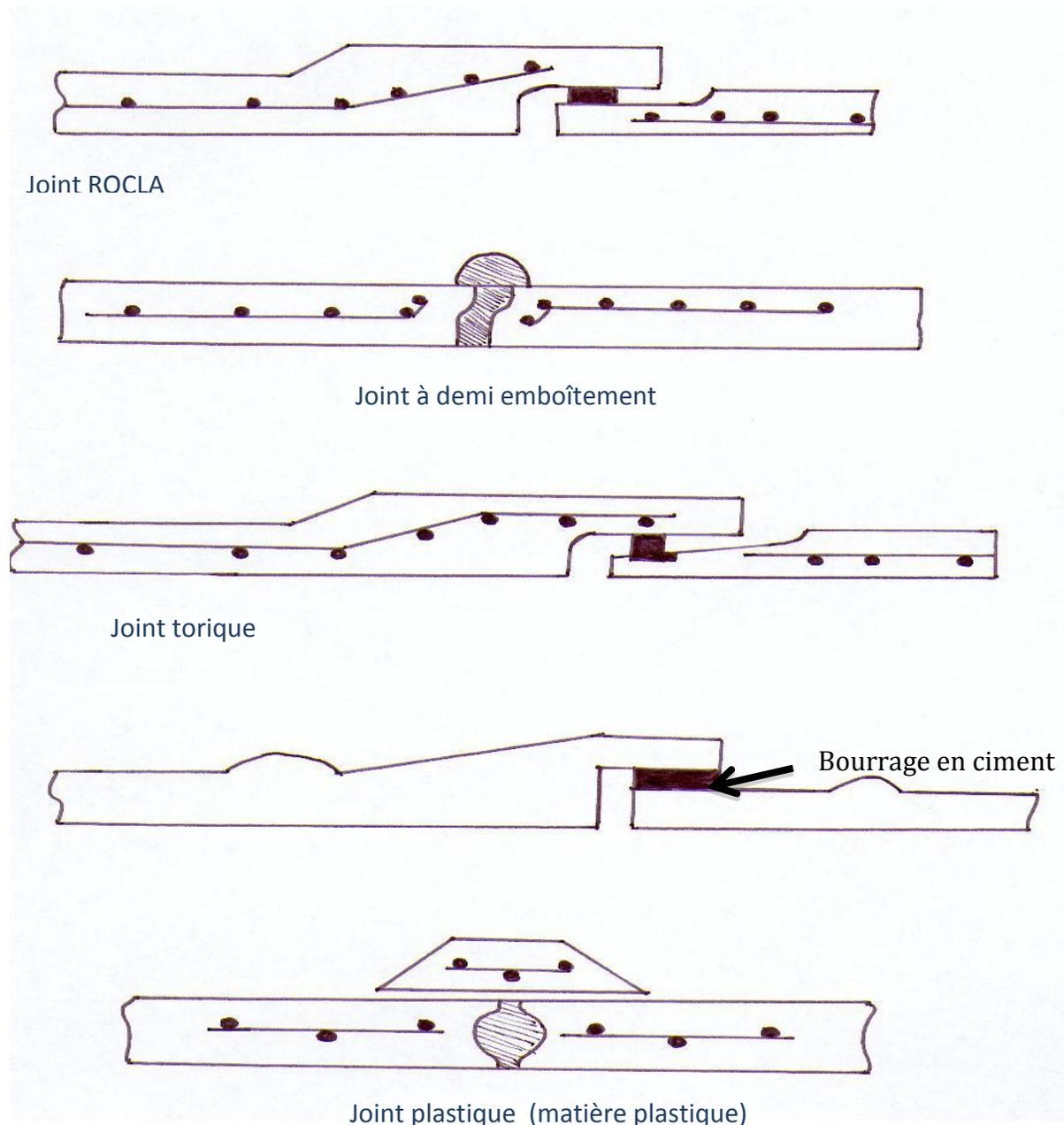


Figure VII.2 : Différents type de joints.

VII.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

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

- Les actions mécaniques ;
- les actions statiques ;
- les actions chimiques.

a) Actions mécaniques :

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

b) Action statique :

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

Tableau VII.1: Caractéristiques du tuyau en béton armé.

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

c) Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfuré (H_2S) corrosif et néfaste pour les conduites.

VII.1.5. Moyen de protection des conduites contre les effets corrosifs et érosifs :

Pour remédier aux effets nuisibles dus aux :

- Effet corrosif des sulfures H_2S .
- Effet érosifs des sables.

VII.1.5.1 Protection contre les effets corrosifs de l' H_2S :

Pour protéger les conduites et éviter la formation de l' H_2S dans les conduites, il y a deux types de remèdes : remèdes chimiques et remèdes hydrauliques.

a) Remède hydraulique :

- Rinçage périodique des conduites gravitaires et l'élimination régulière des dépôts.
- non mise en charge des collecteurs.
- Réduction du temps de rétention des eaux dans les conduites
- Bonne aération des collecteurs pour réduire la teneur en H_2S
- revêtir l'intérieurs des conduites par du ciment lumineux ou le ciment sulfaté.

b) Remède chimique :

Addition des réactifs chimique;

- L'oxygène liquide.
- Peroxyde d'hydrogène.

Remarque : Le gainage interne des conduites par une gaine à base de résines époxydes représente le meilleur moyen de lutte contre ces attaques, mais c'est une technique qui reste tout de même assez coûteuse.

VII.1.5.2 Protection contre les effets érosifs du sable :

Le sable et les gravillons dus aux eaux pluviales arrivées par les voiries et autre à travers les bouches d'égout, pour éviter qu'ils ne soient véhiculés le long des conduites il faut prévoir des décanteurs (dessableur) à la tête du réseau ou au niveau des bouches d'égout [8].

VII.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués :

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

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

a) Essai à l'écrasement :

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

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture [8].

b) Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier :

- A l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures ;
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) Essai à l'eau effectué pendant 30 mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars ;

2) Essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide ;

3) Essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes [8].

c) Essai à la corrosion

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles .Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et le séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées [8].

VII.2 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.

VII.2.1 Ouvrages normaux :

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

VII.2.1.1 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :**a) Généralité :**

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ils servent aussi à l'aération du réseau.

Ils doivent être installés sur les collecteurs à:

- à chaque changement de direction ;
- à chaque jonction de canalisation ;
- aux points de chute ;
- à chaque changement de pente ;
- à chaque changement de diamètre.

b) Types de regards :

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue :

• **Regards simples:** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;

• **Regards latéraux:** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important;

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

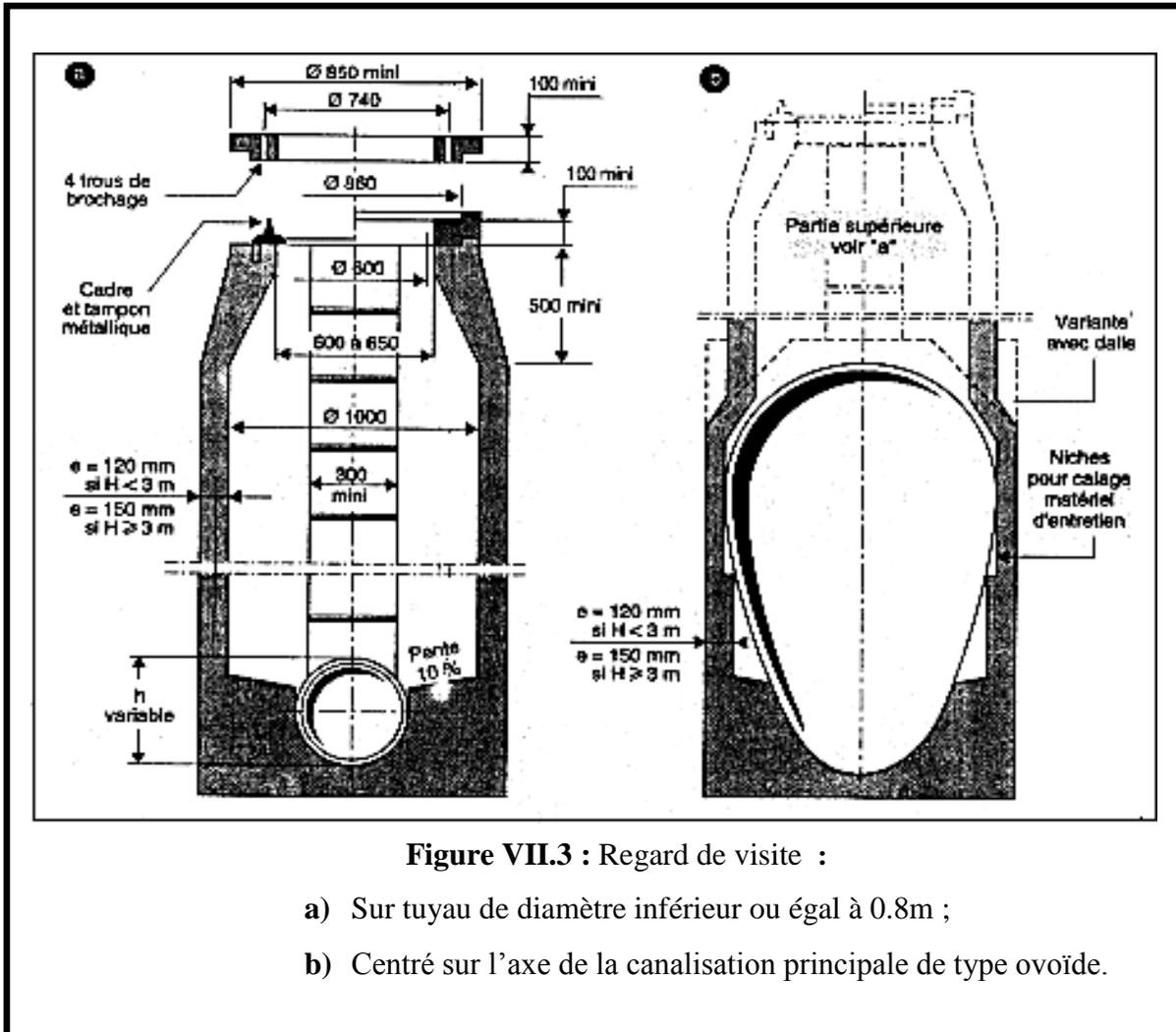
- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur

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

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

• **Regard de visite:** Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, (**figure VII.3**).

L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.



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

1- La chute verticale profonde :

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

2- La chute toboggan :

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

VII.2.1.2 Branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

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

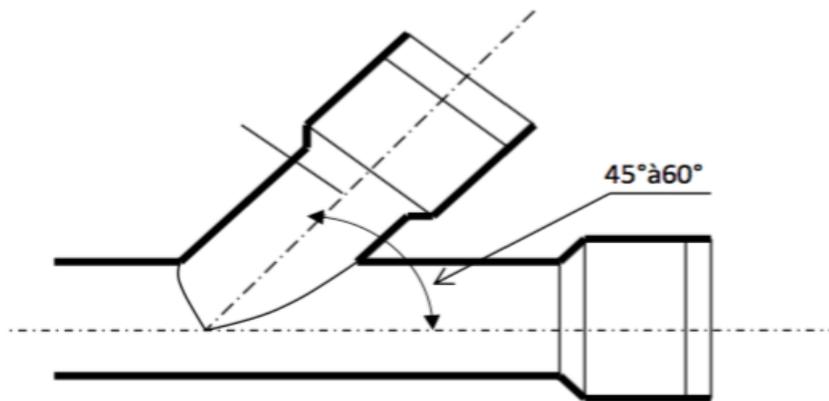


Figure VII.4 : Exemple de raccordement simple.

VII.2.1.3 Ouvrages des surfaces :

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

A- Les ouvrages de recueille et de transport.

B- Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

A- les ouvrages de recueil et de transport :**A.1 Fossés :**

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

A.2 Caniveaux :

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

B- Les bouches d'égout :

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

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

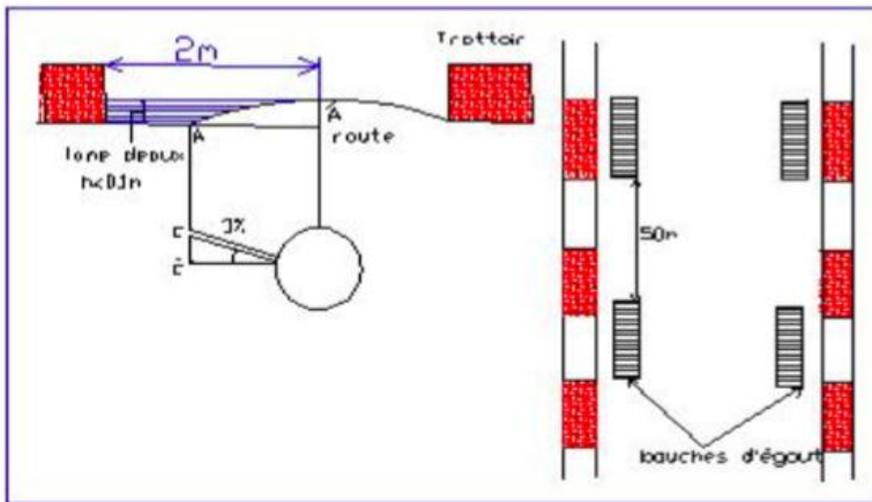


Figure VII.5: Exemple d'une bouche d'égout

VII.2.2 Ouvrages spéciaux :

VII.2.2.1 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 agir sur l'économie d'un projet en réduisant les sections à l'aval du réseau.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

VII.2.2.1.1 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.

VII.2.2.1.2 Types des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoir

- **Déversoir à seuil latéral :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial.

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

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

- **Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction.

Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

- **Déversoir à double seuil latéral :**

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent une longueur importante du seuil du déversoir

- **Déversoir avec ouverture de radier :**

Ce type de déversoir est préconisé dans le cas où les pentes sont trop importantes c'est-à-dire en présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec

VII.2.2.1.3 Choix du déversoir d’orage :

Dans notre cas ; l’utilisation d’un déversoir à seuil latéral est à préconiser, car il n’occupe pas beaucoup d’espaces, ainsi que le problème des dépôts qui ne se pose pas. Aussi, ajoutons que le collecteur se trouve à la proximité de l’oued et le débit déversé se dirige vers l’oued ; ce qui nous oblige à prendre en considération le seuil latéral.

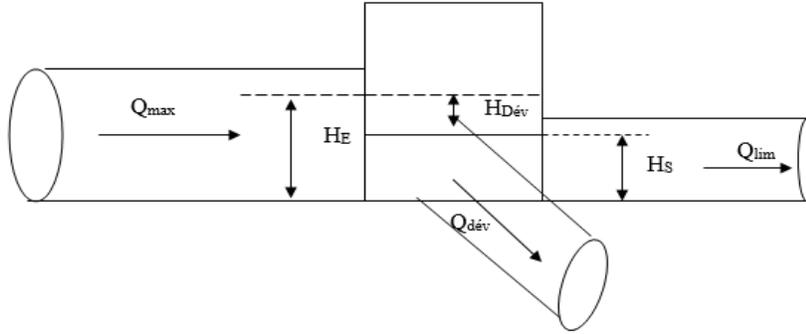


Figure VII.6 : Schéma d'un déversoir d'orage à seuil latéral.

VII.2.2.1.4 Dimensionnement du déversoir d’orage ‘DO01’:

Pour notre cas nous optons pour la double dilution, c'est à dire, une partie d’eau usée domestique pour une partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d’épuration par l’intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite.

a) Caractéristiques hydrauliques du déversoir :

Comme la montre la **figure VII.6** les différentes caractéristiques sont donc les suivantes:

- Débit de pointe Q_t prévu dans le collecteur amont, tel que:

$$\begin{aligned} Q_t &= Q_{E.P} + Q_{E.U} & \text{(VII.1)} \\ Q_t &= 0.45 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

avec:

$Q_{E.P}$: Débit de pointe d'eau pluviale calculé par la méthode rationnelle.

$Q_{E.U}$: Débit de pointe des eaux usées

b) Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits en cas de pluie, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d’orage.

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \quad (\text{VII.2})$$

t_c = temps de concentration (mn) $t_c = 15$ mn

Donc $Z = 0.85$

c) Calcul du débit total critique :

$$Q_{t.cr} = Z * Q_t \quad (\text{VII.3})$$

$$Q_{t.cr} = 0.382 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) Calcul de débit limite (STEP) :

Débit limite Q_{lim} admis dans le collecteur aval, tel que:

$$Q_{lim} = (n+1) Q_{E.U} \quad (\text{VII.4})$$

avec n : coefficient de dilution (on prend $n=1$)

$$Q_{lim} = 2 * Q_{E.U} = 0.0223 \text{ m}^3/\text{s}$$

e) Calcul de débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_{t.cr} - Q_{lim} \quad (\text{VII.5})$$

$$Q_{dév} = 0.382 - 0.0223 = 0.360 \text{ m}^3/\text{s}$$

f) Principe de calcul :

Le dimensionnement du déversoir consiste à déterminer la longueur du seuil de déversement L et la hauteur de seuil du déversoir H_s . On utilise la formule la plus utilisée, c'est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante:

$$Q_{Dév} = m L H_{Dév} \sqrt{2gH_{Dév}} \quad (\text{VII.6})$$

avec :

$Q_{dév}$: Débit déversé (m^3/s)

L : Longueur de seuil du déversoir (m);

$H_{Dév}$: Hauteur de la lame déversant (m)

m = coefficient du débit, avec $m = (2/3) \mu$ avec: $\mu = 0.6$, d'après la formule de Bazin

(m moyen = 0.4)

$g = 9.81 \text{ (m}^2/\text{s)}$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$Rq = \frac{Q_{lim}}{Q_{ps}} = 0,04 \quad \text{et} \quad Rh = \frac{H_s}{D_e} = 0,13$$

Donc : $H_s = Rh \cdot D_e = 52 \text{ mm}$

- **Hauteur d'eau à l'amont :**

$$Rq = \frac{Q_{t.cr}}{Q_{ps}} = 0,84 \quad \text{et} \quad Rh = \frac{H_e}{D_e} = 0,7$$

Donc : $H_e = Rh \cdot D_e = 280 \text{ mm}$

- **Hauteur de la lame déversant:**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversant

$$H_{dév} = \frac{H_E - H_S}{2} \quad (\text{VII.7})$$

$$H_{dév} = (280 - 52)/2$$

$$H_{dév} = 114 \text{ mm}$$

- **Longueur du seuil de déversement :**

$$L = \frac{Q_{dév}}{m \cdot H_{dév} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{dév}}} = \frac{0,36}{0,4 \cdot 0,114 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,114}} = 5,6 \text{ m}$$

VII.2.2.2 Dimensionnement de la station de refoulement SR01:

En général, ce dimensionnement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier est l'aspect technique et le deuxième est l'aspect économique. Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Donc notre but consiste à déterminer le diamètre qui engendre le moins de frais, en se basant sur les deux paramètres suivants :

- Les frais d'exploitation qui diminuent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

VII.2.2.2.1 Calcul du diamètre :

En premier, on détermine un diamètre approximatif calculé par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{VII.8})$$

Et celle de Bresse :

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{VII.9})$$

Ou :

D : diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit véhiculé en m³/s.

La premier approximation pour l'évaluation du diamètre est faite par la formule de Bonin

$$D_{Bonin} = \sqrt{0.76} = 0.871 \text{ m}$$

Matériau de la conduite: Fonte ductile revêtue PN 16 Type assainissement de rugosité

$\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$

VII.2.2.2.2 Calcul de la HMT pour chaque diamètre :

Afin de déterminer les frais d'exploitation, il nous faut déterminer les charges linéaires et singulières engendrées dans la canalisation pour chaque diamètre.

➤ Hauteur géométrique

Côte de point bas = (côte arrivée collecteur E.U)-(La hauteur d'eau dans le Puisard)
« pour ne pas dénoyer la pompe » = 19.99-4 = 15.99 m

Côte de point haut=côte T.N point haut-(profondeur du réseau de refoulement)=

Donc la hauteur géométrique = 27.27 - 1.8 = 25.47 m

$$H_g = 25.47 - 15.99 = 9.48 \text{ m}$$

➤ Pertes de charges :

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linéaires et des pertes des charges singulières

$$\Delta H_{ref} = \Delta H_{sing} + \Delta H_{linéaire}$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, et Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{VII.10})$$

Avec :

L : longueur de la conduite en m

Q : débit véhiculé en (m³/s)

D : diamètre de la conduite en m

λ : coefficient de perte de charge évalué comme suis

$$\lambda = [1.14 - 0.86 * Ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)]^{-2} \quad (\text{VII.11})$$

ε : Régosité= 0.01mm.

Tableau VII.2 : La HMT en fonction du diamètre (SR1)

Diamètre (m)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH (m)	ΔH ref (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,7	2466	0,76	1,98	1381694	0,0084	5,86	6,45	9,48	15,93
0,8			1,51	1208982	0,0082	2,93	3,23	9,48	12,71
0,9			1,20	1074651	0,0080	1,60	1,75	9,48	11,23
1			0,97	967186	0,0078	0,92	1,02	9,48	10,50

VII.2.2.3 Frais d'exploitation :

Ce sont les frais de l'énergie consommée annuellement par l'installation de pompage, donné par

$$F_{exp} = e.n.(24.365).p \quad (\text{VII.12})$$

Avec:

n : nombres d'années ;

P : puissance absorbée par l'installation de pompage donné par :

$$P = \frac{HMT.g.Q}{\eta_p} \quad (\text{VII.13})$$

Q : débit refoulé ;

η_p : le rendement de pompage (0.83) ;

e : prix d'un Kwh qui est donné dans le Tableau VII.3

Tableau VII.3 : Prix d'un Kwh (SR1).

Intervalle de temps	Prix unitaire (Kwh)
06-17 h	1.34
17-21 h	6.06
21-06 h	0.74

Notre station de pompage va fonctionner en moyenne de 20h par jour, nous trouvons que :

$$e = (11 \times 1.34 + 4 \times 6.06 + 5 \times 0.74) / 20 = 2.134 \text{ Da}$$

Le tableau suivant résume les frais d'exploitation pour chaque conduite :

Tableau VII.4 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre (SR1).

Diamètre (m)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	e (Da)	Fexp (Da)
0,7	0,76	15,93	144,8	2,134	81203622,55
0,8		12,71	115,5		64799125,81
0,9		11,23	102,1		57285512,38
1		10,50	95,4		53525539,5

VII.2.2.2.4 Frais d'amortissement :

Ces frais augmentent avec le diamètre de la canalisation, et on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) (30 ans)

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \tag{VII.14}$$

i : taux d'annuité (8 à 12% en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'années d'amortissement

$$A = \frac{0.1}{(0.1 + 1)^{30} - 1} + 0.1 = 0.10608$$

Donc les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le Tableau VII.5 :

$$F_{am} = Prix. (1 - A) \tag{VII.15}$$

Tableau VII.5 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre (SR1).

Diamètre (m)	Prix ML (Da)	Longueur (m)	Prix (Da)	Fa Prix avec amortissement (Da)
0,7	4732,554554	2466	11670479,53	10432475,06
0,8	5502,554554		13569299,53	12129868,24
0,9	8472,617712		20893475,28	18677095,42
1	13446,30456		33158587,04	29641124,13

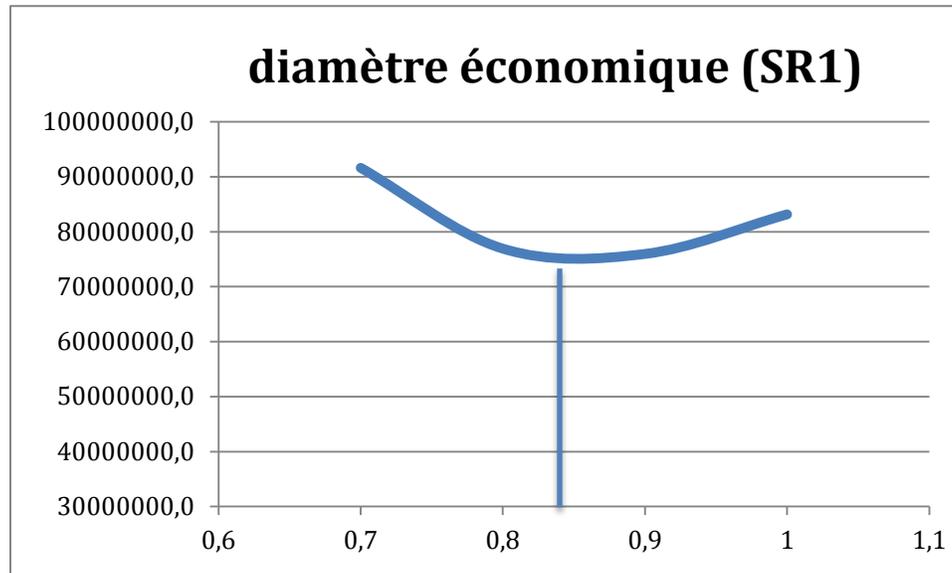
VII.2.2.2.5 Choix du diamètre économique :

Le cout total est calculé par la formule suivante :

$$Ct = Fexp + Fam \tag{VII.16}$$

Tableau VII.6 :Bilan des couts en fonction des diamètres(SR1).

Diamètre (m)	Fexp (Da)	Fam (Da)	Bilan (Da)
0,7	81203622,6	10432475,06	91636097,6
0,8	64799125,8	12129868,24	76928994,0
0,9	57285512,4	18677095,42	75962607,8
1	53525539,5	29641124,13	83166663,6

**Figure VII.7** : Choix du diamètre économique de SR1.

Donc suite à mes calculs, je vais opter pour une conduite en Fonte ductile revêtue avec en diamètre de 900mm, vu que c'est la plus économique, avec une HMT de 11,23m

VII.2.2.2.6 Choix du nombre et du type de pompes :

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N = n_p + n_{ps} \quad (\text{VII.17})$$

Avec :

N : nombre de pompes installées

N_{ps} : nombre de pompe de secours

N_p : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées. Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station. Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Assurer la hauteur et le débit calculé ;
- Assurer le rendement maximal de la pompe ;
- Etre d'un poids minimum ;
- Présenter une forme peu encombrante ;
- De préférence d'une production nationale ;
- Facile d'entretien

Pour le choix des pompes, je vais utiliser le logiciel KSB Pompes pour trouver les meilleures pompes à notre projet.

Tableau VII.7 : Résultat de pompes du logiciel KSB (SR1).

Pompe	Nombre de pompe	Debit (m ³ /s)	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	Rendement (%)	Puissance nominale (Kw)	(NPSH)r (m)
Amarex KRT K 40-250/54XC1-S	3	0,253	1450	11,2	84,1	46,1	0
Sewatec F 50-250 / G 3H	2	0,392	1300	12	86	20,9	0
Sewatec F 50-250 / G 3E-N	2	0,359	1420	10	81	22,9	0
Amarex N F 50-170/002YLG-107	3	0,272	2900	11,4	61,2	31,7	0

On remarque que les caractéristiques des quatre meilleures pompes proposées sont assez proches, cependant on choisira la deuxième pompe, car elle présente un rendement légèrement meilleur, et une plus basse puissance nominale.

VII.2.2.2.7 Dimensionnement du puisard :

Le volume utile de marnage est le volume compris entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bat d'arrêt. Il peut être calculé par la formule suivante :

$$Vu = \frac{[Q \cdot 1/n]}{[4 \cdot (N-1)]} \tag{VII.18}$$

n = nombre maxi de démarrages par heures, on peut retenir 4 démarrages /h

N = nombre de pompes identiques (ici 2).

Q = 0,76 m³/s = 2736 m³/h

$$Vu = \frac{[2736/4]}{[2 \cdot (4-1)]} = 114 \text{ m}^3$$

Soit : $Vu = 114 \text{ m}^3$

Le volume $V = L \times B \times H$

Avec :

L : longueur du puisard = 10.00 m

B : largeur du puisard = 5.0 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

Donc $H = 114 / (10,00 \times 5,0) = 2,22 \text{ m} \Rightarrow H_u = 3,0 \text{ m}$

VII.2.2.2.8 Caractéristiques des pompes :

La superficie intérieure de la bache (puisard) de refoulement est de 50 m^2 (10,0 m x 5,0 m).

La bache de pompage sera précédée d'un chenal de hauteur 3.0 mètre.

Une conduite de refoulement de diamètre intérieur égal à 900 mm, et d'une longueur de l'ordre de 2466 ml.

VII.2.2.3 Dimensionnement de la station de refoulement SR02 :

Tableau VII.8 : Paramètre de calcul de la station 02

D_{Bonin}	0,779743548
Hauteur géométrique	6,72

VII.2.2.3.1 Calcul de la HMT pour chaque diamètre :

Afin de déterminer les frais d'exploitation, il nous faut déterminer les charges linéaires et singulières engendrées dans la canalisation pour chaque diamètre.

Tableau VII.9 : La HMT en fonction du diamètre (SR2).

Diamètre (m)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Re	λ	ΔH (m)	ΔH ref (m)	Hg (m)	HMT (m)
0,4	932	0,608	4,84	1934371	0,0093	25,78	28,36	6,72	35,08
0,5			3,10	1547497	0,0089	8,10	8,91		15,63
0,6			2,15	1289581	0,0086	3,15	3,46		10,18
0,7			1,58	1105355	0,0084	1,42	1,56		8,28
0,8			1,21	967186	0,0082	0,71	0,78		7,50

VII.2.2.3.2 Frais d'exploitation :

Ce sont les frais de l'énergie consommée annuellement par l'installation de pompage.

Tableau VII.10 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre (SR2).

Diamètre (m)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	e (Da)	Fexp (Da)
0,4	0,608	35,08	255,2	2,134	143107144,3
0,5		15,63	113,7		63775687,95
0,6		10,18	74,1		41545691,99
0,7		8,28	60,2		33771940,6
0,8		7,50	54,6		44935720,84

VII.2.2.3.3 Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VII.11 :Frais d'amortissement en fonction du diamètre (SR2).

Diamètre (m)	Pirx ML (Da)	Longueur (m)	Prix (Da)	Fa Prix avec amortissement (Da)
0,4	2448,554554	932	2282052,844	2039972,678
0,5	3183,554554		2967072,844	2652325,757
0,6	4214,617712		3928023,708	3511338,953
0,7	4732,554554		4410740,844	3942849,455
0,8	5502,554554		5128380,844	4584362,204

VII.2.2.3.4 Choix du diamètre économique :**Tableau VII.12** : Bilan des couts en fonction des diamètres(SR2).

Diamètre (m)	Fexp (Da)	Fam (Da)	Bilan (Da)
0,4	143107144,3	2039972,678	145147116,9
0,5	63775688,0	2652325,757	66428013,7
0,6	41545692,0	3511338,953	45057030,9
0,7	33771940,6	3942849,455	37714790,1
0,8	44935720,84	4584362,204	49520083,0

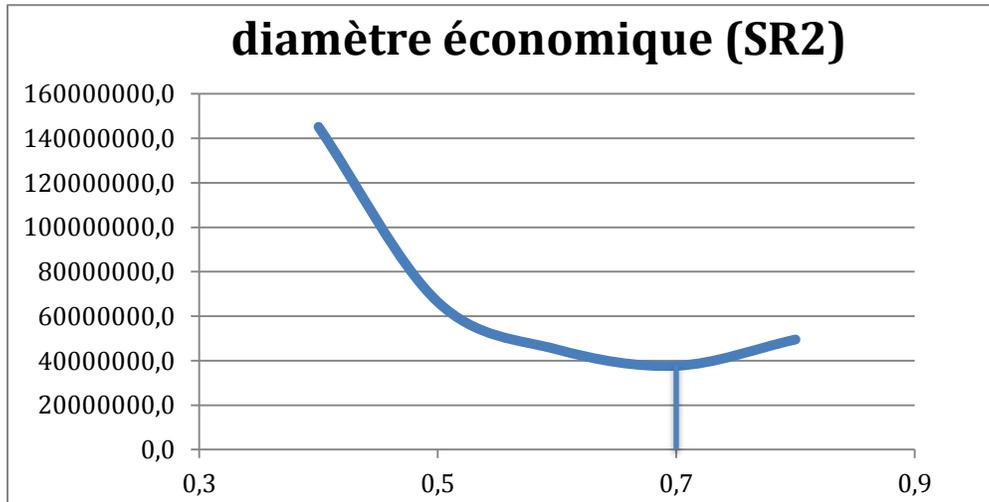


Figure VII.8 : Choix du diamètre économique de SR2

Donc suite à mes calculs, je vais opter pour une conduite en Fonte ductile revêtue avec en diamètre de 700 mm, vu que c’est la plus économique, avec une HMT de 8,28 m

VII.2.2.3.5 Choix du nombre et du type de pompes :

Pour le choix des pompes, je vais utiliser le logiciel KSB Pompes pour trouver les meilleures pompes à notre projet

Tableau VII.13 : Résultat de pompes du logiciel KSB (SR2).

Pompe	Nombre de pompe	Débit (m ³ /s)	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	Rendement (%)	Puissance nominale (Kw)	(NPSH)r (m)
Sewabloc F 50-250 / G H	2	0,314	1420	7,76	83	29,3	0
Amarex KRT K 40-250/54XC1-S	2	0,308	1450	7,39	81,1	41,6	0
Amarex KRT F 50-210/014YC1-S	3	0,208	1450	7,6	69,4	22,9	0
Amarex N F 80-220/034YLG-150	1	0,624	1450	7,58	73,2	42,7	0

On remarque que les caractéristiques des quatre meilleures pompes proposées sont assez proches, cependant on choisira la première pompe, car elle présente un rendement légèrement meilleur, et une plus basse puissance nominale.

VII.2.2.3.6 Dimensionnement du puisard :

Tableau VII.14 : caractéristique de puisard

Vu	91,2 m³
L	8 m
B	6 m
H	2 m

VII.2.2.3.7 Caractéristiques des pompes :

La superficie intérieure de la bêche (puisard) de refoulement est de 48 m² (8,0 m x 6,0 m).

La bêche de pompage sera précédée d'un chenal de hauteur 2.0 mètre.

Une conduite de refoulement de diamètre intérieur égal à 700 mm, et d'une longueur de l'ordre de 932 ml.

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 lesquels elles sont construites.

Nous constatons que les ouvrages annexes que nous avons dimensionnés, en l'occurrence le déversoir d'orage permettent de décharger le réseau en envoyant une fraction de débit vers le milieu naturel et l'autre vers la station d'épuration.

Chapitre VIII



Organisation du chantier

Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous les chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général, ou la planification des travaux étant l'élément le plus prépondérant.

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser, avec économie, la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Chronométrage
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

VIII.1 Maîtrise de la qualité :**Pendant la période de préparation :**

VIII.2 Conditions d'accessibilité au chantier

VIII.1.1 Travaux en domaine public :

Le maître d'ouvrage demande les autorisations nécessaires au gestionnaire de voirie.

VIII.1.2 Travaux en propriété privée :

- Respecter la zone d'emprise définie dans le CCTP sauf accord entre l'entrepreneur et le propriétaire du terrain.

- Faire un constat contradictoire des lieux.

VIII.1.3 Signalisation :

- L'entrepreneur est responsable de la signalisation de son chantier.
- Il doit notamment respecter l'Instruction interministérielle sur la signalisation routière, livre I, 8^{ème} partie « Signalisation temporaire ».



Figure VIII.1: Panneaux de chantier.

VIII.3 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée, les branchements d'immeubles ont, de ce fait la même longueur.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées [9].

VIII.4 Exécution des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.

- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.

VIII.5 Consignes de manutention et stockage des conduites :

VIII.5.1 Sécurité du personnel :

- appliquer les consignes des fabricants et entrepreneurs,
- appliquer les textes en vigueur:
 - Code du travail
 - Guide de prévention pour la manutention des produits d'assainissement sur chantier (CERIB Publication Technique n°124).

VIII.5.2 Intégrité des produits :

- appliquer les consignes de manutention, de stockage et de pose du fabricant,
- interdire l'élingage des tuyaux par l'intérieur,
- éviter les chocs, en particulier sur les extrémités,
- prévoir une zone de stockage (plate-forme) des produits propre et plane [9].

VIII.5.3 Chargement et transport :

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

Nous devons éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.
- les tubes avec emboîture doivent être alternés.
- Les emboîtures doivent dépasser la pile.

VIII.5.4 Déchargement :

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.

VIII.5.5 Stockage :

- Les tuyaux à collet sont stockés tête-bêche.
- Les tuyaux à manchette ou à emboîture scellées sont stockés conformément aux indications du fabricant.
- Les tuyaux du lit inférieur doivent être parfaitement calés pour éviter tout déplacement.
- La hauteur maximale de stockage doit respecter les consignes du fabricant.
- Les boîtes de branchement sont stockées à plat sur une aire propre et plane.
- Éviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.

- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VIII.5.6 Choix des dispositifs de manutention :

- Le choix des dispositifs de manutention doit prendre en compte le poids du produit indiqué dans le catalogue du fabricant et sur le produit ou son étiquette.
- Les conditions de manutention doivent respecter la réglementation sur le levage.

VIII.5.7 Exécution des fouilles :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (4 à 5 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée.

VIII.5.7.1 Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm.

d : diamètre de la conduite en (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

VIII.5.7.2 Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3) \quad (\text{VII.2})$$

Avec, B : largeur de la tranchée en (m) ;

d : diamètre de la conduite en (m) ;

VIII.5.8 Sécurité du personnel : BLINDAGE :

Lorsqu'une tranchée à parois verticales a plus de 1,30 m de profondeur et que sa largeur est inférieure aux 2/3 de sa profondeur, elle doit être obligatoirement blindée.

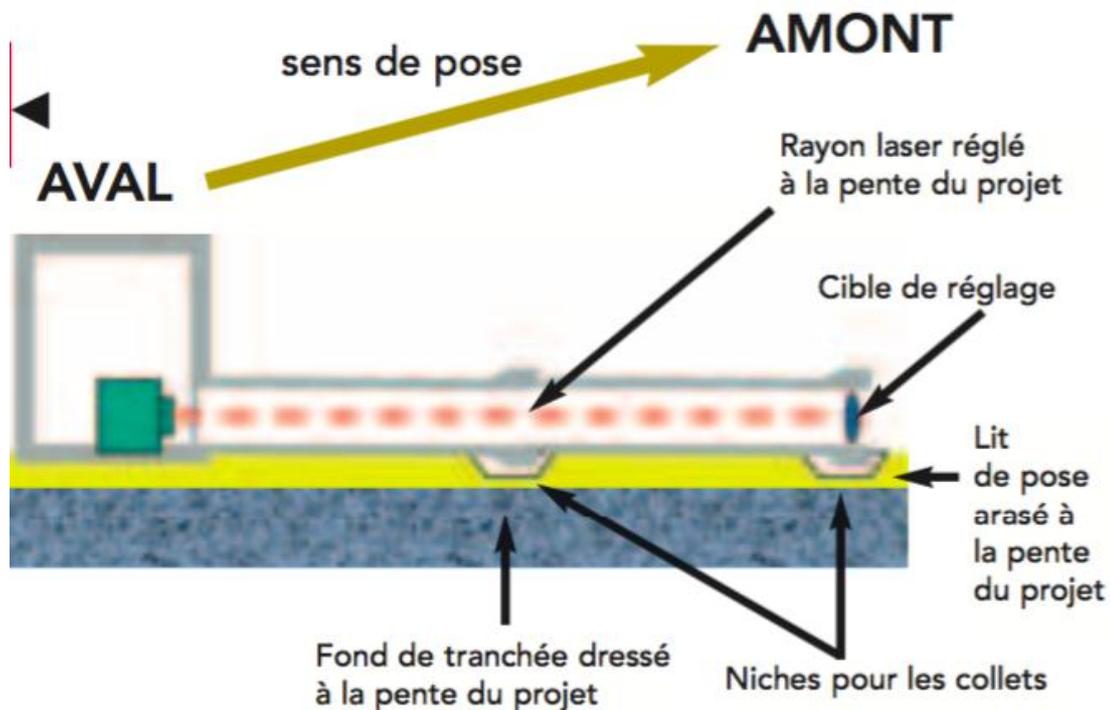


Figure VIII.2 : Exemple de blindage.**VIII.5.9 Largeur minimale de tranchée**

Si la largeur minimale ne peut être respectée (sous sol encombré), il convient de réaliser une étude particulière de faisabilité (pose, compactage, calcul, profil en long...).

VIII.6 Pose de canalisation :

- La progression s'effectue généralement de l'aval vers l'amont.
- Les abouts mâles sont dirigés vers l'aval.

**Figure VIII.3 :** Pose de canalisation.**VIII.6.1 Lit de sable :**

Fond de tranchée arasé à au moins 0,10 m sous la génératrice inférieure de la canalisation.

Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

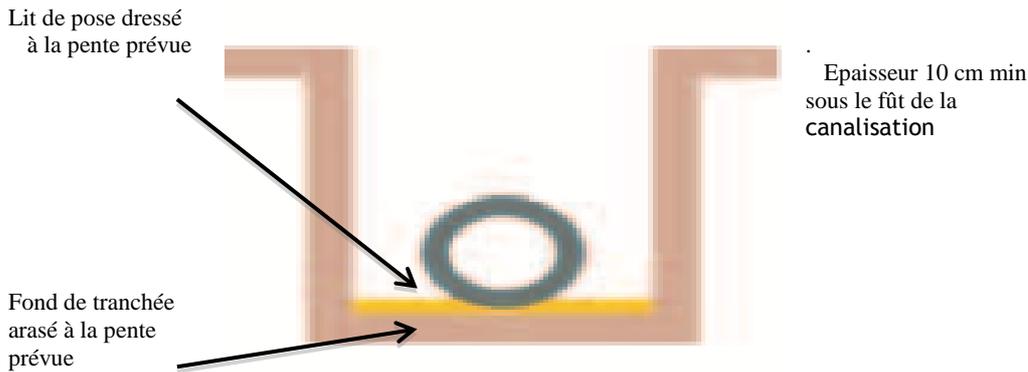


Figure VIII.4: lit de sable.

VIII.6.2 Emboîtement des tuyaux :

- Le joint est nettoyé et lubrifié selon les prescriptions du fabricant.
- L'about mâle est présenté dans l'axe du tuyau déjà en place.
- L'emboîtement s'effectue dans l'axe, par poussée progressive jusqu'à la position prescrite par le fabricant.
- Le léger retour qui a lieu après l'emboîtement est normal.

VIII.6.3 Pose des tuyaux :

- Descente du tuyau dans une fouille blindée.
- Elingage au centre de gravité du tuyau
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassées de toute souillure.
- Le joint doit être vérifié et nettoyé.
- L'application du lubrifiant s'effectue selon les indications du fabricant.
- Elle s'effectue généralement sur l'about mâle.

Remarque: Certains joints autolubrifiés ne nécessitent pas de lubrifiant.

VIII.7 Pose des regards :

VIII.7.1 Lit de pose :

- Caractéristiques identiques à celles des tuyaux.
- Généralement dressé horizontalement.

La mise en place des éléments de regards et des joints s'effectue conformément aux prescriptions du fabricant. `

Il est recommandé de réaliser les raccordements au regard au moyen de tuyaux courts afin de compenser les inévitables tassements différentiels entre le regard et la canalisation.



Figure VIII.5: Installation d'un regard.

VIII.8 Remblaiement et compactage :

VIII.8.1 Définition des zones de remblai :

Les caractéristiques des zones (1), (2) et (3) sont nécessaires pour le dimensionnement mécanique de la canalisation.

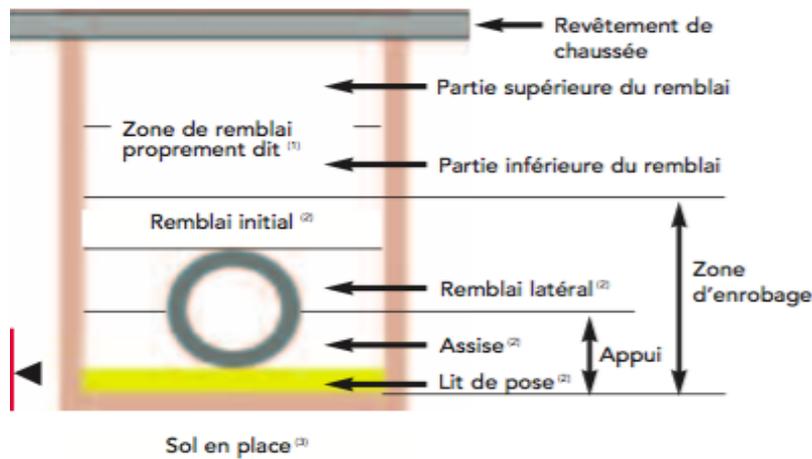


Figure VIII.6: présentation des zones de remblai.

Après la pose des canalisations, on procède au remblaiement des tranchées afin de reconstituer le terrain naturel ; les remblais sont effectués par couches soigneusement compactées et damées. Le remblaiement des tranchées et leur compactage se fait par le chargeur et le rouleau lisse.

VIII.9 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

VIII.9.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.

On distingue la niveleuse automotrice appelée Motors grader et la niveleuse tractée appelée grader.

VIII.9.1.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.

VIII.9.2 Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro .

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains.

Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

VIII.9.3 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur (Bacuse loader)

VIII.9.4 Pour le compactage :

L'engaine qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis ;
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse ;
- Les organes de manœuvre ;

VIII.10 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des conduites
- La construction des regards et en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

➤ Volume des déblais des tranchées :

$$V_{\text{deb}} = B.L.H \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

V_{deb} : Volume des déblais des tranchées en(m³).

B : Largeur de la couche du tronçon en(m).

L : Longueur totale de la tranchée en(m).

H : Profondeur de la tranchée en(m).

➤ Volume du lit de sable :

$$V_{\text{LS}} = e.L.B \quad (\text{VII.4})$$

V_{LS} : Volume du lit du sable en (m).

e : Épaisseur de la couche de sable en (m).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

➤ Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{condt}} = L.\pi.D^2/4 \quad (\text{VII.5})$$

V_{condt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).

L : Longueur totale de la tranchée en (m)

D : Diamètre de la conduite en(m).

➤ **Volume du remblai:**

$$V_{\text{rmb}} = V_{\text{deb}} - [V_{\text{condt}} + V_{\text{LS}}] \quad (\text{VII.6})$$

V_{rmb} : Volume du remblai en(m^3)

➤ **Volume excédentaire :**

$$V_{\text{exc}} = V_{\text{f}} - V_{\text{rmb}} \quad (\text{VII.7})$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en(m).

V_{f} : Volume du sol foisonné en(m) tel que ($V_{\text{f}} = V_{\text{deb}} \cdot K_{\text{f}}$)

K_{f} : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol, présenté dans le tableau suivant

Tableau VIII.1: Coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

- Notre coefficient de foisonnement est de 1.25.

Les différents volumes sont représentés dans le tableau VIII.2

Tableau VIII.2 : Volumes de travaux

Les volumes	V_{deb}	V_{LS}	V_{rmb}	V_{exc}
La somme	71016,43	1575,4	62381,04396	26737,96854

Tableau VII .3: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m3	71016,43	200	14203286
2	Pose du lit de Sable	m3	1575,4	1200	1890480
3	Remblai de Tranchée	m3	62381,04396	150	9357156,594
4	Evacuation des déblaies Excédentaires	m3	26737,96854	300	8021390,561
B	Canalisations				
1	Canalisations en PVC				
	300	ml	3012	1829,17	5509460,04
	400	ml	2595	2946,39	7645882,05
	500	ml	4335	4619,92	20027353,2
	600	ml	974	7271,98	7082908,52
2	Canalisations en béton				
	800	ml	1128	5642	6364176
	1000	ml	490	9248	4531520
	1200	ml	200	13107	2621400
	1400	ml	180	18819	3387420
3	Canalisations en Fonte ductile				
	700	ml	932	4732	4410224
	900	ml	2466	8472	20891958
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	287	1082	310534
2	Station de relevage		2	500000	1000000
3	Déversoir d'orage	U	22	250000	5500000
THT					168847907
TVA19%					28704144,19
TTC					197552051,2

VIII.11 Planification des travaux :

Pour le projet de l'évacuation de réseau d'assainissement de Oued Hededj et Ouled Moussa, nous avons établi le planning en présentant la charte de Gantt, qui est représenté ci-après

Les principales opérations à exécuter sont :

➤ **Station de relevage**

- A. Décapage de la couche de terre végétale
- B. Piquetage
- C. Excavation
- D. Construction de la bache en béton armé
- E. Construction de la chambre des vannes
- F. La dalle inférieure
- G. Les poteaux
- H. La dalle supérieure
- I. Les murs de surface
- J. Fixation de l'appareil de levage
- K. Clôture de sécurité
- L. Travaux de finition

➤ **Conduites de refoulement et gravitaire**

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, , D. O.)
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VIII.4 Détermination du délai de la réalisation (station de relevage)

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	12	2	14	2	14	0
D	35	14	49	14	4	0
E	30	14	44	19	49	5
F	21	49	70	49	70	0
G	14	70	84	70	84	0
H	21	84	105	84	105	0
I	10	105	115	109	11	4
J	7	105	112	112	119	7
K	14	105	119	105	119	0
L	15	119	134	119	134	0

Avec : TR: temps de réalisation, MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt. DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plutard

Le chemin critique : **A-B-C-D-F-G-H-K-L** \sum TR = 134 jours

Et comme on a quatre (02) station de relevage on a besoin de 2 équipes pour les réalisée.

Tableau VIII.5 Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Les chemins critiques : **A-B-C-E-H-I-J-K** \sum TR = 210 jours

Conclusion :

On a conclu que l'organisation de chantier à comme but : La rapidité d'exécution selon les moyens existants tout en assurant une qualité de travail satisfaisante et en évitant les incidents financiers

L'étude estimative des volumes des travaux nous permet d'établir une estimation du coût total du projet, qui est de Cent quatre-vingt dix sept millions cinq cent cinquante deux mille cinquante et un Dinars Algérien envièrent de 19.76 milliards de centimes.

Conclusion générale

Comme il été présenté, l'élaboration de ce mémoire a nécessité de multiples étapes pour atteindre l'objectif principal, à savoir le diagnostic et le redimensionnement du réseau d'évacuation des communes de Ouled Hededj et Ouled Moussa.

Après de la présentation de la dite agglomération, Nous avons scindé notre étude en trois parties. La première consiste à recueillir des informations sur le nombre d'habitants et leurs besoins en eau, la division de la zone d'étude en sous bassins pour faciliter le calcul des débits d'eaux usées et pluviales et enfin le dimensionnement de l'ensemble des collecteurs.

Une étape concernant le diagnostic du réseau d'évacuation existant a été entamée ayant pour but le recensement de toutes les anomalies physiques et hydrauliques responsables du dysfonctionnement de ce dernier.

Par la suite le renforcement de certains tronçons sera effectué pour l'évacuation de tous les débits aussi bien usés que pluviaux dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

L'étude que nous venons de présenter tient compte du réseau existant car on maintien le maximum de collecteurs, ce qui nous permet d'éviter beaucoup de travaux à l'intérieur de la ville et aussi de réduire le coût de réalisation.

Toutefois et étant donné que le terrain de la zone d'étude est accidenté ; les contres pentes nous ont imposé le dimensionnement de deux station de refoulement

Par la suite toutes les eaux collectées ont été acheminées vers la station d'épuration projetée dans la commune d'Ouled Hededj en vue de leur réutilisation à des fins agricole.

Pour conclure et après une étude détaillée, le coût de notre projet s'est élevé à : Cent quatre-vingt dix sept millions cinq cent cinquante deux mille cinquante et un Dinars Algérien.

Références bibliographiques

- [1] ANDRE, H.1976.Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, p259.
- [2]SATIN.M ET SELMI.B, 1989, Guide technique de l'assainissement, 3ème Edition.
- [3] REGIS.B, 1984, les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective, Paris.
- [4] BOURRIER.R, les RESEAUX D'ASSAINISSEMENT.
- [5] TOUAIBIA.B, 2004, Manuel Pratique d'Hydrologie, presse Madanni Fréses. BLIDA. Algérie.
- [6] B.SALAH. 2004. Cours assainissement ensh.
- [8] Ouvrages d'assainissement en béton. Conception et réalisation
- [9] Exécution des travaux D'assainissement Application du fascicule 70 du CCTG
- [10] L'étude d'actualisation du plan national de l'eau (PNE) Algérie, mission 2 – volet 4 – tome 1

Annexe I

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux.

		commune: ouled moussa															
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation	
02	collecteur principale de RJ K	R90--R91	51.0	1.0	0.12	321	400	1.94	0.244	0.49	1.00	0.49	1.93	197.9	1.67	verifie	
		R91--R92	42.0	2.74	0.19	315	400	3.21	0.403	0.47	0.98	0.48	3.15	193.1	2.36	verifie	
		R92--R93	38.0	2.68	0.27	361	400	3.17	0.399	0.68	1.07	0.60	3.40	239.5	2.34	verifie	
		R93--R94	45.0	33.6	0.32	369	400	3.55	0.447	0.72	1.08	0.62	3.84	249.4	2.52	verifie	
		R94--Rj K	27.5	2.98	0.35	390	400	3.35	0.421	0.83	1.12	0.70	3.76	278.7	2.42	verifie	
	collecteur principale de RJ k	R130--R131	21.0	2.43	0.04	172	400	3.02	0.380	0.11	0.64	0.22	1.94	87.8	2.26	verifie	
		R131--R132	16.1	7.94	0.04	187	400	5.46	0.687	0.13	0.68	0.25	3.71	98.0	3.46	verifie	
		R132--R133	14.0	5.14	0.09	226	400	4.40	0.552	0.22	0.80	0.31	3.52	125.6	2.93	verifie	
		R133--R134	23.0	5.13	0.12	257	400	4.39	0.552	0.31	0.88	0.38	3.88	151.7	2.93	verifie	
		R134--R135	18.0	4.69	0.17	293	400	4.20	0.528	0.44	0.96	0.46	4.03	185.0	2.84	verifie	
		R135--R136	24.0	4.69	0.23	307	400	4.20	0.528	0.49	1.00	0.49	4.18	197.9	2.84	verifie	
		R136--R137	87.0	5.41	0.26	319	400	4.51	0.567	0.55	1.03	0.52	4.63	209.8	2.99	verifie	
		R137--R138	34.0	2.09	0.31	395	400	2.80	0.352	0.97	1.14	0.78	3.19	311.8	2.15	verifie	
		R138--R139	23.0	4.61	0.34	355	400	4.16	0.523	0.73	1.08	0.63	4.51	252.0	2.82	verifie	
		R139--R140	21.0	5.83	0.38	348	400	4.68	0.588	0.69	1.07	0.61	5.02	242.4	3.08	verifie	
		R140--R141	20.00	5.83	0.405	353	400	4.68	0.588	0.71	1.08	0.62	5.06	248.8	3.08	verifie	
		R141--R142	22.00	5.83	0.42	356	400	4.68	0.588	0.73	1.09	0.63	5.08	253.1	3.08	verifie	
		R142--R143	18.00	5.24	0.43	366	400	4.44	0.558	0.79	1.11	0.67	4.92	268.0	2.96	verifie	
R143--R144	20.00	5.24	0.44	369	400	4.44	0.558	0.81	1.12	0.68	4.95	272.5	2.96	verifie			
R144--Rj k	24.00	4.79	0.45	375	400	4.24	0.533	0.84	1.13	0.70	4.79	281.6	2.86	verifie			

Tableau 01 : Vérification des collecteurs principaux (suite).

N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
03	collecteur principale de RJ k'	R145—R146	22.0	0.73	0.05	167	400	1.66	0.208	0.24	0.83	0.33	1.37	132.3	1.48	Verifie
		R146—R147	38.0	0.73	0.11	177	400	1.66	0.208	0.53	1.02	0.51	1.68	205.7	1.48	verifie
		R147—R148	25.0	1.84	0.12	153	400	2.63	0.331	0.36	0.92	0.42	2.41	166.7	2.07	verifie
		R148—R149	23.0	2.93	0.13	143	400	3.32	0.417	0.31	0.89	0.38	2.94	152.7	2.41	verifie
		R149—R150	40.0	2.93	0.19	151	400	3.32	0.417	0.46	0.97	0.47	3.23	189.6	2.41	verifie
		R150—R151	25.0	2.93	0.23	164	400	3.32	0.417	0.55	1.03	0.53	3.41	210.7	2.41	verifie
		R151—R152	40.0	2.93	0.26	171	400	3.32	0.417	0.62	1.06	0.57	3.50	226.8	2.41	verifie
		R152—R153	40.0	2.93	0.3	179	400	3.32	0.417	0.72	1.08	0.63	3.59	250.2	2.41	verifie
		R153—R154	45.0	2.93	0.31	192	400	3.32	0.417	0.74	1.09	0.64	3.62	256.3	2.41	verifie
		R154—R155	30.0	2.93	0.35	195	400	3.32	0.417	0.84	1.13	0.70	3.74	280.5	2.41	verifie
		R155—R156	15.0	2.32	0.389	239	400	2.95	0.371	1.05	1.14	0.87	3.38	348.3	2.23	verifie
		R156—R157	40.00	2.45	0.402	246	400	3.04	0.381	1.05	1.14	0.88	3.46	352.3	2.27	verifie
		R157—R158	38.00	2.8	0.421	303	400	3.24	0.408	1.03	1.15	0.85	3.72	338.8	2.37	verifie
		R158—R159	22.00	2.8	0.438	304	400	3.24	0.408	1.07	1.11	0.92	3.61	368.5	2.37	verifie
		R159—R160	125.0	5.25	0.45	299	400	4.44	0.558	0.81	1.11	0.68	4.95	272.3	2.96	verifie
R160—Rj k'	164.0	7.33	0.48	287	400	5.25	0.660	0.73	1.08	0.63	5.69	252.3	4.38	verifie		
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
04	collecteur principale de RJ 01	R180—R181	38.00	5.26	0.09	202	300	3.67	0.259	0.35	0.91	0.41	3.33	121.8	3.12	Collecteur n'est pas suffisant il faut le renforcé
		R181—R182	42.00	6.62	0.1	201	300	4.12	0.291	0.34	0.91	0.40	3.73	121.1	3.38	
		R182—R183	72.00	3.76	0.23	305	300	3.10	0.219	1.05	1.14	0.87	3.55	261.3	2.75	
		R183—R184	48.00	3.85	0.31	340	300	3.14	0.222	1.40	-147	6.46	-462	1937.1	2.77	
		R184—R185	36.00	2.78	0.38	390	300	2.67	0.189	2.01	###	263.7 1	###	79112. 3	2.44	
		R185—Rj 01	10.80	2.83	0.41	400	300	2.69	0.190	2.15	####	481.	##	14592	2.46	

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
05	collecteur principale de RJ 01'	R165--R166	72.0	0.83	0.11	307	600	2.31	0.654	0.17	0.73	0.28	1.70	166.0	1.48	verifie
		R166--R167	43.0	2.44	0.118	258	600	3.97	1.122	0.11	0.64	0.22	2.55	131.6	2.23	verifie
		R167--R168	72.0	3.17	0.13	255	600	4.52	1.279	0.10	0.64	0.22	2.88	129.3	2.45	verifie
		R168--R169	21.0	4.05	0.137	248	600	5.11	1.446	0.09	0.63	0.21	3.20	124.7	2.67	verifie
		R169--R170	64.0	3.73	0.15	261	600	4.91	1.387	0.11	0.65	0.22	3.17	133.5	2.59	verifie
		R170--R171	31.0	5.87	0.21	271	600	6.16	1.741	0.12	0.66	0.24	4.09	141.1	3.02	verifie
		R171--R172	38.0	6.55	0.3	304	600	6.50	1.839	0.16	0.73	0.27	4.72	163.6	3.13	verifie
		R172--R173	44.0	6.25	0.34	321	600	6.35	1.796	0.19	0.76	0.29	4.85	175.9	3.08	verifie
		R173--R174	35.0	6.31	0.38	335	600	6.38	1.805	0.21	0.79	0.31	5.05	185.4	3.09	verifie
		R174--R175	58.0	4.47	0.45	380	600	5.37	1.519	0.30	0.88	0.37	4.71	222.5	2.76	verifie
		R175--R176	15.0	9.07	0.53	354	600	7.65	2.164	0.24	0.83	0.33	6.36	200.5	3.47	verifie
		R176--R177	41.0	4.54	0.68	443	600	5.41	1.531	0.44	0.96	0.47	5.22	280.4	2.77	verifie
		R177--R178	113.0	5.88	0.84	456	600	6.16	1.742	0.48	0.99	0.49	6.09	293.4	3.02	verifie
		R178--R179	35.0	2.54	0.96	562	600	4.05	1.145	0.84	1.13	0.70	4.56	420.5	2.26	verifie
R179--Rj 01'	60.0	2.93	1.1	57	600	4.35	1.230	0.89	1.14	0.73	4.95	440.5	2.38	verifie		
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
6	collecteur principale de RJ 02'	R220--R221	56.0	0.59	0.12	339	600	1.95	0.552	0.22	0.80	0.31	1.56	188.5	1.30	verifie
		R221--R222	15.0	1.47	0.15	310	600	3.08	0.871	0.17	0.74	0.28	2.28	168.0	1.85	verifie
		R222--R223	20.0	0.74	0.23	414	600	2.19	0.618	0.37	0.92	0.42	2.01	253.7	1.42	verifie
		R223--R224	42.0	1.74	0.29	385	600	3.35	0.948	0.31	0.88	0.38	2.96	226.6	1.97	verifie
		R224--R225	48.0	4.73	0.32	331	600	5.53	1.562	0.20	0.78	0.30	4.33	182.9	2.81	verifie
		R225--R226	46.0	7.11	0.34	314	600	6.77	1.916	0.18	0.75	0.28	5.06	170.5	3.21	verifie
		R226--R227	67.0	1.61	0.37	428	600	3.22	0.912	0.41	0.94	0.44	3.03	266.6	1.91	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

6	collecteur principale de RJ 02'	R227--R228	73.0	2.03	0.421	430	600	3.62	1.024	0.41	0.94	0.45	3.42	268.6	2.08	verifie
		R228--R229	40.0	2.55	0.484	434	600	4.06	1.147	0.42	0.95	0.45	3.86	272.5	2.27	verifie
		R229--R230	65.0	0.88	0.57	563	600	2.38	0.674	0.85	1.13	0.71	2.69	423.1	1.52	verifie
		R230--R231	116.0	3.11	0.593	451	600	4.48	1.267	0.47	0.98	0.48	4.39	288.7	2.43	verifie
		R231--R232	8.0	4.5	0.68	443	600	5.39	1.524	0.45	0.97	0.47	5.21	281.1	2.76	verifie
		R232--R233	130.0	3.24	0.82	506	600	4.57	1.293	0.63	1.06	0.57	4.84	343.9	2.47	verifie
		R233--R234	40.0	2.18	0.874	558	600	3.75	1.061	0.82	1.12	0.69	4.21	415.1	2.14	verifie
		R234--R235	54.0	3.67	0.934	519	600	4.87	1.376	0.68	1.07	0.60	5.21	360.0	2.58	verifie
		R235--R236	50.0	4.82	1.23	547	600	5.58	1.577	0.78	1.10	0.66	6.16	398.5	3.57	verifie
		R236--R237	54.0	3.75	1.353	594	600	4.92	1.391	0.97	1.14	0.79	5.61	471.0	3.25	verifie
		R237--R238	51.0	3.8	1.389	598	600	4.95	1.400	0.99	1.14	0.80	5.66	480.8	3.26	verifie
R238--Rj 02'	74.0	4.91	1.41	573	600	5.63	1.592	0.89	1.14	0.73	1.07	437.4	3.59	verifie		
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φ _{calcu} l(mm)	Φ (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
07	collecteur principale de RJ 03	R190--R191	74.0	3.09	0.12	266	600	4.47	1.263	0.10	0.63	0.21	2.80	124.9	2.43	verifie
		R191--R192	52.0	6.77	0.13	236	600	6.61	1.869	0.07	0.58	0.18	3.85	106.2	3.16	Vitesse important
		R192--R193	52.0	7.56	0.156	248	600	6.99	1.975	0.08	0.60	0.19	4.19	113.4	3.27	Vitesse important
		R193--R194	49.0	6.84	0.234	294	600	6.65	1.879	0.12	0.67	0.24	4.45	143.3	3.17	Vitesse important
		R194--R195	75.0	10.85	0.28	289	600	8.37	2.366	0.12	0.66	0.23	5.53	139.7	3.67	Vitesse important
		R195--R196	38.0	1.26	0.34	465	600	2.85	0.806	0.42	0.95	0.45	2.71	272.4	1.74	verifie
		R196--R197	37.0	3.08	0.364	403	600	4.46	1.261	0.29	0.87	0.37	3.88	219.3	2.43	verifie
		R197--R198	31.0	3.61	0.394	403	600	4.83	1.365	0.29	0.87	0.37	4.20	219.3	2.56	verifie
		R198--R199	10.0	4.1	0.41	400	600	5.14	1.455	0.28	0.87	0.36	4.45	216.4	2.68	verifie
		R199--R200	35.0	2.09	0.45	469	600	3.67	1.039	0.43	0.96	0.46	3.52	276.6	2.11	verifie
		R200--R201	36.0	1.58	0.494	512	600	3.19	0.903	0.55	1.03	0.52	3.28	314.7	1.90	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

07	collecteur principale de RJ 03	R201--R202	71.0	4.17	0.52	435	600	5.19	1.467	0.35	0.91	0.41	4.73	246.6	2.69	verifie
		R202--R203	35.0	1.19	0.56	566	600	2.77	0.784	0.71	1.08	0.62	2.99	373.5	1.70	verifie
		R204--R205	22.00	5.09	0.63	451	800	6.94	3.491	0.18	0.75	0.29	5.21	229.1	2.61	V.important
		R205--R206	43.00	3.57	0.69	498	800	5.82	2.923	0.24	0.82	0.33	4.78	262.1	2.35	verifie
		R206--R207	54.80	3.57	0.71	504	800	5.82	2.923	0.24	0.83	0.33	4.82	266.1	3.20	verifie
		R207--R208	98.00	2	0.734	569	800	4.35	2.188	0.34	0.90	0.40	3.92	318.5	2.58	verifie
		R208--R209	53.50	3	0.79	542	800	5.33	2.680	0.29	0.87	0.37	4.66	295.8	3.00	verifie
		R209--R210	36.00	3	0.826	551	800	5.33	2.680	0.31	0.88	0.38	4.71	303.4	3.00	verifie
		R210--R211	58.50	3.76	0.885	542	800	5.97	3.000	0.29	0.87	0.37	5.22	295.9	3.57	verifie
		R211--R212	53.50	3.04	0.91	570	800	5.37	2.698	0.34	0.90	0.40	4.84	319.6	3.29	verifie
		R212--R213	46.00	3.04	0.97	584	800	5.37	2.698	0.36	0.91	0.41	4.91	331.6	3.29	verifie
		R213--R214	54.00	3.04	0.993	589	800	5.37	2.698	0.37	0.92	0.42	4.93	336.1	3.29	verifie
		R214--R215	112.00	3.04	1.06	603	800	5.37	2.698	0.39	0.93	0.44	5.01	349.0	3.29	verifie
		R215--R216	152.00	3.04	1.09	610	800	5.37	2.698	0.40	0.94	0.44	5.04	354.5	3.29	verifie
		R216--R203	39.00	7.33	1.1	519	800	8.33	4.189	0.26	0.85	0.35	7.07	277.5	4.57	Vitesse important
		R203--R218	54.00	4.3	1.1	573	800	6.38	3.208	0.34	0.90	0.40	5.78	322.6	3.76	Vitesse important
R218--R219	21.00	1.86	1.11	673	800	4.20	2.110	0.53	1.02	0.51	4.26	410.4	2.73	verifie		
R219--RJ 03	13.50	1.05	1.11	749	800	3.15	1.585	0.70	1.08	0.61	3.39	490.6	2.21	verifie		
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
08 ET 09	collecteur principale de RJ 04'	R110--R111	40.00	1.1	0.2	365	600	2.66	0.753	0.27	0.85	0.35	2.27	209.3	1.65	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R111--R112	50.00	1.14	0.26	400	600	2.71	0.767	0.34	0.90	0.40	2.45	240.3	1.67	
		R112--R113	27.50	0.62	0.42	537	600	2.00	0.566	0.74	1.09	0.64	2.18	384.1	1.33	
		R113--R114	42.50	1.38	0.61	531	600	2.98	0.844	0.72	1.08	0.63	3.23	376.6	1.80	
		R114--R115	12.50	2.24	0.79	535	600	3.80	1.075	0.73	1.09	0.64	4.13	381.2	2.16	

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

08 ET 09	collecteur principale de RJ 04'	R115--R116	42.50	1.84	0.94	592	600	3.45	0.974	0.96	1.14	0.78	3.93	467.4	2.01	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R116--R117	55.00	2.02	1.07	611	600	3.61	1.021	1.05	1.14	0.87	4.13	522.2	2.08	
		R117--R118	35.00	2.03	1.23	643	600	3.62	1.024	1.20	-2.58	1.57	-9.35	940.5	2.08	
		R118--R119	40.00	0.85	1.39	792	600	2.34	0.662	2.10	#####	382.15	#####	9288.6	1.50	
		R119--R120	42.50	1.72	1.51	716	600	3.33	0.942	1.60	-256.32	28.16	-652.11	1694.8	1.96	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R120--R121	35.00	1.17	1.63	792	600	2.75	0.777	2.10	#####	380.49	#####	2294.7	1.69	
		R121--R122	35.00	0.63	1.74	912	600	2.02	0.570	3.05	#####	8352.9 3	#####	1760.1	1.34	
		R122--R123	38.50	1.25	1.8	812	600	2.84	0.803	2.24	#####	681.30	#####	487.4	1.73	
		R123--R124	23.50	1.45	1.96	815	600	3.06	0.865	2.27	#####	748.90	#####	4341.5	1.84	
		R124--R125	36.00	2.94	2.08	730	600	4.36	1.232	1.69	-5039	48.21	-214.83	2823.4	2.39	
		R125--R126	40.00	3.6	2.19	717	600	4.82	1.363	1.61	-2148	28.90	-155.99	1739.2	3.20	
		R126--Rj 04'	19.30	2.09	2.3	808	600	3.67	1.039	2.21	#####	614.43	#####	3657.7	2.63	
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
10	collecteur principale de RJ 04	R103--R104	40.20	3.59	0.2	292	300	3.03	0.214	0.93	1.14	0.76	3.46	227.2	2.70	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R104--R105	41.00	4.27	0.43	377	300	3.31	0.234	1.84	#####	112.23	-649.9	3367	2.89	
		R105--R106	35.10	5.97	0.64	411	300	3.91	0.276	2.32	#####	901.07	#####	270.1	3.26	
		R106--R107	38.00	3.58	0.86	505	300	3.03	0.214	4.02	#####	6309	#####	1896.7	2.70	
		R107--Rj 04	24.10	1.78	0.94	596	300	2.14	0.151	6.23	#####	#####	#####	#####	2.07	
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
11	collecteur principale de RJ 06	R73--R74	38.20	9.39	0.15	219	400	5.94	0.747	0.20	0.78	0.30	4.63	120.8	3.69	verifie
		R74--R75	31.20	12.52	0.18	232	400	6.86	0.862	0.21	0.79	0.31	5.42	123.1	4.12	verifie
		R75--R76	23.20	12.65	0.23	254	400	6.90	0.867	0.27	0.85	0.35	5.87	139.5	4.14	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

		R76--R77	38.10	8.32	0.27	292	400	5.59	0.703	0.38	0.93	0.43	5.19	172.2	3.52	verifie
		R77--R78	43.00	5.51	0.29	324	400	4.55	0.572	0.51	1.00	0.50	4.57	201.1	3.01	verifie
		R78--Rj 06	27.50	6.77	0.3	316	400	5.05	0.634	0.47	0.98	0.48	4.96	193.6	3.25	verifie
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
		R80--R81	64.00	1.89	0.09	244	400	2.67	0.335	0.27	0.85	0.35	2.28	140.5	2.09	verifie
		R81--R82	25.50	2.35	0.14	277	400	2.97	0.374	0.37	0.92	0.42	2.74	169.8	2.24	verifie
12	collecteur principale de RJ 07	R82--R83	17.80	0.9	0.23	399	400	1.84	0.231	0.99	1.14	0.80	2.10	321.7	1.61	verifie
		R83--R84	49.00	2.59	0.36	387	400	3.12	0.392	0.92	1.14	0.75	3.56	299.3	2.31	verifie
		R84--R85	56.00	1.73	0.41	439	400	2.55	0.320	1.28	-19.1	2.64	-48.5	1056.9	2.03	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R85--R86	31.00	2.87	0.52	436	400	3.28	0.413	1.26	-12.2	2.29	-41.4	917.7	2.39	
		R86--R87	37.00	2.3	0.58	474	400	2.94	0.370	1.57	-1418	22.61	-40.9	9044.9	2.22	
		R87--R88	24.00	3.12	0.67	472	400	3.42	0.430	1.56	-12.6	20.3	-7.56	8292.6	2.46	
		R88--R89	52.00	1.92	0.74	537	400	2.69	0.338	2.19	#####	56.8	#####	224513.6	2.10	
		R89--RJ07	63.00	0.54	0.88	727	400	1.42	0.179	4.91	#####	###	###	#####	1.32	
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
13	collecteur principale de RJ 09	R21--R22	53.00	1.6	0.15	319	800	3.89	1.957	0.08	0.60	0.19	2.32	148.9	1.83	verifie
		R22--R23	49.00	1.55	0.23	377	800	3.83	1.926	0.12	0.66	0.23	2.54	187.1	1.81	verifie
		R23--R24	49.00	1.49	0.27	403	800	3.76	1.889	0.14	0.70	0.26	2.61	204.6	1.79	verifie
		R24--R25	48.00	1.77	0.31	411	800	4.09	2.058	0.15	0.71	0.26	2.90	209.9	1.89	verifie
		R25--R26	52.00	2.48	0.38	417	800	4.85	2.436	0.16	0.71	0.27	3.46	213.5	2.10	verifie
		R26--R27	48.00	2	0.42	450	800	4.35	2.188	0.19	0.77	0.30	3.34	236.1	1.96	verifie
		R27--R28	59.00	3.03	0.46	431	800	5.36	2.693	0.17	0.74	0.28	3.95	223.1	2.23	verifie
		R28--R29	35.00	1	0.54	563	800	3.08	1.547	0.35	0.91	0.41	2.80	325.9	1.57	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

		R29--R30	34.00	3.29	0.68	491	800	5.58	2.806	0.24	0.83	0.33	4.63	265.8	2.29	verifie
		R30--R31	40.00	1.35	0.75	602	800	3.58	1.798	0.42	0.95	0.45	3.39	361.0	1.73	verifie
		R31--R32	45.00	1.33	0.88	641	800	3.55	1.784	0.49	1.00	0.50	3.54	396.1	1.73	verifie
		R32--R33	23.00	2.43	0.93	585	800	4.80	2.412	0.39	0.93	0.43	4.46	345.2	2.09	verifie
		R33--RJ09	15.80	1.46	1.13	692	800	3.72	1.869	0.60	1.05	0.56	3.90	444.9	1.78	verifie
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
14 ET 15	collecteur principale de RJ 04	R49--R50	43.00	0.98	0.18	375	1000	3.54	2.777	0.06	0.57	0.17	2.02	170.7	1.46	verifie
		R50--R51	50.00	1.16	0.23	398	1000	3.85	3.021	0.08	0.60	0.19	2.29	185.5	1.53	verifie
		R51--R52	66.00	1.05	0.31	453	1000	3.66	2.874	0.11	0.65	0.22	2.36	222.2	1.49	verifie
		R52--R53	219.10	2.47	0.46	448	1000	5.61	4.409	0.10	0.64	0.22	3.59	218.4	1.93	verifie
		R53--R54	21.00	2.24	0.58	498	1000	5.35	4.198	0.14	0.69	0.25	3.68	251.5	1.87	verifie
		R54--R55	68.00	1.56	0.69	568	1000	4.46	3.504	0.20	0.77	0.30	3.45	298.9	1.68	verifie
		R55--R56	35.00	1.2	0.71	603	1000	3.91	3.073	0.23	0.82	0.32	3.19	324.0	1.55	verifie
		R56--R57	75.00	1.69	0.83	600	1000	4.64	3.647	0.23	0.81	0.32	3.77	321.5	1.72	verifie
		R57--Rj04	26.90	2.23	1	611	1000	5.33	4.189	0.24	0.83	0.33	4.40	329.6	1.87	verifie
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
15	collecteur principale de RJ 03	R01--R02	93.00	1.9	0.02	145	300	2.21	0.156	0.13	0.67	0.24	1.49	72.7	2.12	verifie
		R02--R03	51.00	3.29	0.034	160	300	2.90	0.205	0.17	0.73	0.27	2.12	82.4	2.61	verifie
		R03--R04	41.00	3.27	0.067	206	300	2.89	0.205	0.33	0.90	0.39	2.59	117.8	2.60	verifie
		R04--R05	41.00	1.85	0.072	236	300	2.18	0.154	0.47	0.98	0.48	2.13	144.3	2.10	verifie
		R05--R06	40.00	1.77	0.08	247	300	2.13	0.151	0.53	1.02	0.52	2.17	154.8	2.07	verifie
		R06--R07	33.00	1.48	0.084	261	300	1.95	0.138	0.61	1.05	0.56	2.05	167.8	1.94	verifie
		R07--Rj 03	65.50	1.22	0.09	277	300	1.77	0.125	0.72	1.08	0.63	1.91	187.8	1.81	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

Commune ouled heddadj																
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
16	collecteur principale de RJ 02 ouled heddadj	R29--R30	87.70	0.37	0.1	361	600	1.55	0.437	0.23	0.81	0.32	1.26	193.5	1.10	verifie
		R30--R31	72.00	1.06	0.18	369	600	2.62	0.740	0.24	0.83	0.33	2.17	199.8	1.63	verifie
		R31--R32	82.00	1.33	0.24	394	600	2.93	0.828	0.29	0.87	0.37	2.55	219.7	1.78	verifie
		R32--R33	43.90	1.09	0.31	450	600	2.65	0.750	0.41	0.95	0.45	2.51	269.3	1.65	verifie
		R33--R34	40.90	1.27	0.37	468	600	2.86	0.810	0.46	0.97	0.47	2.79	284.9	1.74	verifie
		R34--R35	54.00	0.52	0.43	585	600	1.83	0.518	0.83	1.12	0.70	2.06	417.4	1.24	verifie
		R35--R36	56.00	1.54	0.48	497	600	3.15	0.892	0.54	1.02	0.52	3.22	311.8	1.88	verifie
		R36--R37	70.00	0.71	0.52	592	600	2.14	0.605	0.86	1.13	0.71	2.42	427.9	1.40	verifie
		R37--R38	70.00	2.64	0.59	486	600	4.13	1.167	0.51	1.00	0.50	4.14	301.1	2.30	verifie
		R38--R39	88.80	1.12	0.63	584	600	2.69	0.760	0.83	1.12	0.69	3.02	416.9	1.66	verifie
		R39--R40	36.00	1.5	0.68	569	600	3.11	0.880	0.77	1.10	0.66	3.43	395.8	1.86	verifie
		R40--R41	54.00	2.96	0.71	509	600	4.37	1.236	0.57	1.04	0.54	4.54	323.6	2.39	verifie
		R41--R42	40.00	1.77	0.73	567	600	3.38	0.956	0.76	1.10	0.65	3.71	392.3	1.98	verifie
		R42--R43	46.00	1.91	0.79	576	600	3.51	0.993	0.80	1.11	0.67	3.90	404.5	2.04	verifie
R43--R44	176.60	3.1	0.81	531	600	4.47	1.265	0.64	1.06	0.58	4.74	346.1	2.43	verifie		
R44--Rj 02	11.00	5.09	0.84	490	600	5.73	1.621	0.52	1.01	0.51	5.80	305.3	3.64	verifie		
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
17 ET 18	collecteur principale de RJ 03 ouled heddadj	R63--R64	36.90	1.14	0.94	648	500	2.40	0.472	1.99	#####	238.86	#####	1199.2	1.68	Collecteur insuffisant il faut le renforcer
		R64--R65	35.20	0.37	1.03	828	500	1.37	0.269	3.83	#####	45096	#####	22548.9	1.15	
		R65--R66	49.00	0.51	1.2	825	500	1.61	0.315	3.80	#####	42677	#####	21376.1	1.28	
		R66--R67	105.00	0.3	1.38	961	500	1.23	0.242	5.70	#####	#####	#####	#####	1.07	
		R67--R68	90.00	0.34	1.43	951	500	1.31	0.258	5.55	#####	#####	#####	#####	1.12	
		R68--R69	54.00	0.31	1.49	982	500	1.25	0.246	6.06	#####	#####	#####	#####	1.08	

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

17 ET 18	collecteur principale de RJ 03 ouled heddadj	R69--R70	60.00	0.5	1.52	905	500	1.59	0.312	4.87	#####	#####	#####	#####	1.27	Collecteur insuffisant il faut le renforcé
		R70--R71	46.00	0.48	1.57	923	500	1.56	0.306	5.13	#####	#####	#####	#####	1.26	
		R71--R72	74.00	0.47	1.65	944	500	1.54	0.303	5.45	#####	#####	#####	#####	1.25	
		R72--R73	46.00	0.35	1.71	1011	500	1.33	0.261	6.54	#####	#####	#####	#####	1.13	
		R73--R74	34.00	0.38	1.76	1007	500	1.39	0.272	6.46	#####	#####	#####	#####	1.16	
		R74--R75	16.80	0.66	1.79	913	500	1.83	0.359	4.99	#####	#####	#####	#####	1.40	
		R75--R76	74.00	1.42	1.81	794	500	2.68	0.526	3.44	#####	209.56	#####	10280.7	1.81	
		R76--R77	62.00	0.48	1.85	982	500	1.56	0.306	6.04	#####	#####	#####	#####	1.26	
		R77--R78	48.00	1.42	1.92	812	500	2.68	0.526	3.65	#####	315.08	#####	15041.3	1.81	
		R78--R79	46.00	1.7	1.97	793	500	2.93	0.576	3.42	#####	196.97	#####	9886.9	2.54	
		R79--R80	36.00	0.31	2.1	1117	500	1.25	0.246	8.54	#####	#####	#####	#####	1.34	
		R80--R81	46.00	0.78	2.24	963	500	1.99	0.390	5.74	#####	#####	#####	#####	1.89	
		R81--R82	42.00	0.29	2.36	1182	500	1.21	0.238	9.92	#####	#####	#####	#####	1.30	
		R82--R83	41.50	0.43	2.42	1108	500	1.48	0.290	8.35	#####	#####	#####	#####	1.64	
		R83--R84	43.00	0.49	2.57	1106	500	1.58	0.309	8.31	#####	#####	#####	#####	1.72	
		R84--R85	36.00	1.58	2.61	893	500	2.83	0.555	4.70	#####	#####	#####	97159.8	2.68	
		R85--R86	44.00	1.02	2.73	986	500	2.27	0.446	6.12	#####	#####	#####	#####	2.30	
		R86--R87	50.00	1	2.79	998	500	2.25	0.442	6.32	#####	#####	#####	#####	2.29	
		R87--R88	77.20	0.36	2.85	1218	500	1.35	0.265	10.75	#####	#####	#####	#####	1.53	
		R88--R89	47.60	2.99	2.93	828	500	3.89	0.764	3.84	#####	416.72	#####	28359.0	3.43	
R89--R90	40.90	0.66	3.04	1114	500	1.83	0.359	8.47	#####	#####	#####	#####	1.94			
R90--R91	30.30	2.8	3.17	863	500	3.76	0.739	4.29	#####	918.10	#####	49850.7	3.34			
R91-Rj 03	117.90	1.71	3.2	950	500	2.94	0.578	5.54	#####	#####	#####	1129.2	1.68			

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
19	collecteur principale de RJ 1 ouled heddadj	R019--R020	61.70	0.53	0.36	545	800	2.24	1.126	0.32	0.89	0.39	2.00	309.8	1.26	verifie
		R020--R021	97.00	0.74	0.41	538	800	2.65	1.331	0.31	0.88	0.38	2.34	303.3	1.42	verifie
		R021--R022	51.00	2.61	0.47	447	800	4.97	2.499	0.19	0.76	0.29	3.79	233.8	2.13	verifie
		R022--R023	147.80	0.92	0.53	568	800	2.95	1.484	0.36	0.91	0.41	2.70	330.3	1.53	verifie
		R023--R024	100.00	3.1	0.59	471	800	5.42	2.724	0.22	0.80	0.31	4.33	250.8	2.25	verifie
		R024--R025	57.00	0.89	0.65	617	800	2.90	1.460	0.45	0.97	0.47	2.80	374.4	1.51	verifie
		R025--R026	36.00	0.64	0.74	689	800	2.46	1.238	0.60	1.05	0.55	2.58	441.9	1.35	verifie
		R026--R027	40.00	1.27	0.81	627	800	3.47	1.744	0.46	0.98	0.48	3.39	383.3	1.70	verifie
		R027--Rj 01	66.10	1.6	0.89	622	800	3.89	1.957	0.45	0.97	0.47	3.78	378.8	1.83	verifie
N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
20	collecteur principale de RJ 10 ouled heddadj	R110--R111	42.00	0.64	0.14	369	500	1.80	0.353	0.40	0.94	0.44	1.68	219.1	1.38	verifie
		R111--R112	29.70	2.94	0.23	334	500	3.86	0.758	0.30	0.88	0.38	3.40	188.0	2.39	verifie
		R112--R113	33.00	1.85	0.31	408	500	3.06	0.601	0.52	1.01	0.51	3.09	253.8	2.00	verifie
		R113--R114	27.40	2.08	0.45	459	500	3.24	0.637	0.71	1.08	0.62	3.50	308.6	2.09	verifie
		R114--Rj 10	11.40	2.61	0.6	490	500	3.63	0.714	0.84	1.13	0.70	4.10	351.0	2.28	verifie
	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m³/s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
	collecteur principale de RJ 10' ouled heddadj	R116--R117	28.00	4.57	0.12	241	500	4.81	0.944	0.13	0.67	0.24	3.24	120.6	2.83	verifie
		R117--R118	31.20	1.8	0.21	354	500	3.02	0.593	0.35	0.91	0.41	2.75	205.5	1.98	verifie
		R118--R119	37.50	2.64	0.31	381	500	3.66	0.718	0.43	0.96	0.46	3.50	230.0	2.29	verifie
		R119--R120	26.70	1.9	0.48	478	500	3.10	0.609	0.79	1.11	0.67	3.44	334.8	2.02	verifie
		R120--Rj 10'	39.50	2.73	0.6	490	500	3.63	0.714	0.84	1.13	0.70	4.10	351.0	2.28	verifie

Tableau 01: Vérification des collecteurs principaux (suite).

N° SB	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation	
21	collecteur principale de RJ 09 ouled heddadj	R105--R106	40.00	2.47	0.12	271	500	3.54	0.694	0.17	0.74	0.28	2.61	140.2	2.23	verifie	
		R106--R107	50.00	0.76	0.21	416	500	1.96	0.385	0.55	1.03	0.52	2.01	261.7	1.46	verifie	
		R107--R108	38.00	1.03	0.31	455	500	2.28	0.448	0.69	1.07	0.61	2.45	303.9	1.62	verifie	
		R108--R109	30.00	1.77	0.48	484	500	2.99	0.588	0.82	1.12	0.69	3.35	343.7	1.97	verifie	
		R109--Rj 09	33.90	1.94	0.59	514	500	3.13	0.615	0.96	1.14	0.77	3.57	387.4	2.04	verifie	
	Collecteur	Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation	
	collecteur principale de RJ 08 ouled heddadj	R101--R102	48.00	3.31	0.19	304	300	2.91	0.206	0.92	1.14	0.75	3.32	225.4	2.62	En charge	
		R102--R103	45.00	0.67	0.28	475	300	1.31	0.093	3.02	#####	71.68	#####	2302.8	1.42	En charge	
		R103--R104	50.00	0.56	0.47	596	300	1.20	0.085	5.55	#####	####	#####	#####	1.33	En charge	
R104--Rj 08		38.30	1.02	0.6	584	300	1.62	0.114	5.25	#####	####	#####	#####	1.69	En charge		

Annexe II

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs de renforcement.

N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
04	Rj01	G1-G2	5.26	0.259	0.41	0.151	245	300	3,67	0,259	0,58	1,04	0,54	3,82	163,1	3,12	Verifier
		G2-G3	6.62	0.291	0.41	0.119	215	300	4,12	0,291	0,41	0,94	0,45	3,88	133,8	3,38	Verifier
		G3-G4	3.76	0.219	0.41	0.191	285	300	3,10	0,219	0,87	1,13	0,72	3,52	216,0	2,75	Verifier
		G4-G5	3.85	0.222	0.41	0.188	282	300	3,14	0,222	0,85	1,13	0,71	3,55	211,8	2,77	Verifier
		G5-G6	2.78	0.189	0.41	0.221	318	400	3,23	0,406	0,54	1,03	0,52	3,31	209,1	2,37	Verifier
		G6-G7	2.83	0.190	0.41	0.220	317	400	3,26	0,410	0,54	1,02	0,52	3,33	207,5	2,38	Verifier
N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
08 ET 09	Rj 04'	G8-G9	1.1	0.75	2.3	1.547	786	800	3,23	1,623	0,95	1,14	0,77	3,68	616,7	1,62	Verifier
		G9-G10	1.14	0.77	2.3	1.533	778	800	3,29	1,652	0,93	1,14	0,75	3,74	603,5	1,64	Verifier
		G10-G11	0.62	0.57	2.3	1.734	913	1000	2,81	2,209	0,79	1,11	0,67	3,11	667,5	1,26	Verifier
		G11-G12	1.38	0.84	2.3	1.456	736	800	3,62	1,817	0,80	1,11	0,68	4,02	542,1	1,75	Verifier
		G12-G13	2.24	1.08	2.3	1.225	630	700	4,21	1,622	0,76	1,09	0,65	4,61	453,9	2,12	Verifier
		G13-G14	1.84	0.97	2.3	1.326	673	700	3,82	1,470	0,90	1,14	0,74	4,35	517,0	1,98	Verifier
		G14-G15	2.02	1.02	2.3	1.279	653	700	4,00	1,540	0,83	1,12	0,70	4,50	487,1	2,05	Verifier
		G15-G16	2.03	1.02	2.3	1.276	652	700	4,01	1,544	0,83	1,12	0,69	4,50	485,4	2,05	Verifier
		G16-G17	0.85	0.66	2.3	1.638	843	900	3,07	1,953	0,84	1,13	0,70	3,46	630,9	1,44	Verifier
		G17-G18	1.72	0.94	2.3	1.358	688	700	3,69	1,421	0,96	1,14	0,77	4,21	540,7	1,94	Verifier
		G18-G19	1.17	0.78	2.3	1.523	772	800	3,33	1,673	0,91	1,14	0,74	3,79	594,7	1,65	Verifier
		G20-G21	0.63	0.57	2.3	1.730	910	1000	2,83	2,227	0,78	1,10	0,66	3,13	662,4	1,27	Verifier
		G21-G22	1.25	0.80	2.3	1.497	758	800	3,44	1,730	0,87	1,13	0,72	3,90	573,6	1,69	Verifier
		G22-G23	1.45	0.87	2.3	1.435	725	800	3,71	1,863	0,77	1,10	0,66	4,08	526,4	1,77	Verifier
G23-G24	2.94	1.23	2.3	1.068	569	600	4,36	1,232	0,87	1,13	0,72	4,94	430,7	2,39	Verifier		
G24-G25	3.6	1.36	2.3	0.937	521	600	4,82	1,363	0,69	1,07	0,61	5,17	363,2	3,20	Verifier		
G25-G26	2.09	1.04	2.3	1.261	645	700	4,07	1,567	0,80	1,11	0,68	4,54	476,0	2,61	Verifier		

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs de renforcement (suite).

N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
10	Rj 04	G26-G27	3.59	0.21	0.94	0.726	474	600	4.81	1.36	0.53	1.02	0.52	4.91	310.11	2.56	Verifier
		G27-G28	4.27	0.23	0.94	0.706	454	600	5.25	1.48	0.48	0.99	0.49	5.17	291.24	2.72	Verifier
		G28-G29	5.97	0.28	0.94	0.664	417	600	6.21	1.76	0.38	0.92	0.43	5.74	255.97	3.04	Verifier
		G29-G30	3.58	0.21	0.94	0.726	474	600	4.81	1.36	0.53	1.02	0.52	4.90	310.43	2.56	Verifier
		G30-G31	1.78	0.15	0.94	0.789	558	600	3.39	0.96	0.82	1.12	0.69	3.80	414.86	1.98	Verifier
N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
12	Rj 07	G32-G33	2.59	0.392	0.88	0.488	434	600	4.09	1.16	0.42	0.95	0.45	3.89	272.5	2.28	Verifier
		G33-G34	1.73	0.320	0.88	0.560	493	600	3.34	0.94	0.59	1.05	0.55	3.49	329.5	1.96	Verifier
		G34-G35	2.87	0.413	0.88	0.467	419	600	4.30	1.22	0.38	0.93	0.43	3.99	258.2	2.36	Verifier
		G35-G36	2.3	0.370	0.88	0.510	452	600	3.85	1.09	0.47	0.98	0.48	3.78	288.8	2.18	Verifier
		G37-G38	3.12	0.430	0.88	0.450	407	600	4.49	1.27	0.35	0.91	0.41	4.09	246.6	2.44	Verifier
		G38-G39	1.92	0.338	0.88	0.542	478	600	3.52	1.00	0.54	1.03	0.52	3.61	313.9	2.04	Verifier
		G40-G41	0.54	0.179	0.88	0.701	667	800	2.26	1.14	0.62	1.05	0.56	2.38	450.4	1.27	Verifier
N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
17 ET 18	Rj 03	G42-G43	1.14	0.472	3.2	2.728	781	800	3,29	1,652	0,94	1,14	0,76	3,74	607,8	1,64	Verifier
		G43-G44	0.37	0.269	3.2	2.931	961	1000	2,17	1,706	0,90	1,14	0,74	2,47	736,4	1,07	Verifier
		G44-G45	0.51	0.315	3.2	2.885	947	1000	2,55	2,003	0,87	1,13	0,72	2,89	717,0	1,19	Verifier
		G45-G46	0.3	0.242	3.2	2.958	980	1000	1,96	1,536	0,95	1,14	0,77	2,23	767,0	1,00	Verifier
		G47-G48	0.34	0.258	3.2	2.942	897	900	1,94	1,235	0,99	1,14	0,80	2,22	721,2	1,06	Verifier
		G48-G49	0.31	0.246	3.2	2.954	940	1000	1,99	1,562	0,85	1,13	0,71	2,25	707,1	1,01	Verifier
		G50-G51	0.5	0.312	3.2	2.888	848	900	2,35	1,498	0,85	1,13	0,71	2,66	639,1	1,21	Verifier
		G51-G52	0.48	0.306	3.2	2.894	854	900	2,31	1,467	0,87	1,13	0,72	2,62	647,4	1,20	Verifier
		G52-G53	0.47	0.303	3.2	2.897	942	1000	2,45	1,923	0,85	1,13	0,71	2,77	708,8	1,16	Verifier

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs de renforcement (suite).

17 ET 18	Rj 03	G53-G54	0.35	0.261	3.2	2.939	1239	1400	2,52	3,341	0,88	1,14	0,73	2,86	943,0	0,96	Verifier
		G54-G55	0.38	0.272	3.2	2.928	1218	1400	2,62	3,481	0,84	1,13	0,70	2,96	913,1	0,99	Verifier
		G55-G56	0.66	0.359	3.2	2.841	1086	1400	3,09	2,938	0,97	1,14	0,78	3,52	858,7	1,25	Verifier
		G56-G57	1.42	0.526	3.2	2.674	920	1000	4,26	3,343	0,80	1,11	0,68	4,74	676,9	1,63	Verifier
		G57-G58	0.48	0.306	3.2	2.894	1161	1200	2,79	3,160	0,92	1,14	0,75	3,18	896,2	1,09	Verifier
		G58-G59	1.42	0.526	3.2	2.674	920	1000	4,26	3,343	0,80	1,11	0,68	4,74	676,9	1,63	Verifier
		G60-G61	1.7	0.576	3.2	2.624	883	100	4,34	2,762	0,95	1,14	0,77	4,95	691,8	1,79	Verifier
		G61-G62	0.31	0.246	3.2	2.954	1270	1400	2,37	3,144	0,94	1,14	0,76	2,70	990,2	0,93	Verifier
		G62-G63	0.78	0.390	3.2	2.810	1048	1200	3,36	3,194	0,88	1,14	0,73	3,82	797,9	1,31	Verifier
		G63-G64	0.29	0.238	3.2	2.962	1287	1200	2,29	3,041	0,97	1,14	0,79	2,61	1022,0	0,91	Verifier
		G64-G65	0.43	0.290	3.2	2.910	1188	1200	2,64	2,991	0,97	1,14	0,79	3,02	942,3	1,06	Verifier
		G65-G66	0.49	0.309	3.2	2.891	1156	1200	2,82	3,193	0,91	1,14	0,74	3,22	888,7	1,10	Verifier
		G66-G67	1.58	0.555	3.2	2.645	898	1000	4,18	2,662	0,99	1,14	0,80	4,78	722,5	1,75	Verifier
		G67-G68	1.02	0.446	3.2	2.754	989	1000	3,61	2,833	0,97	1,14	0,78	4,11	784,6	1,47	Verifier
		G68-G69	1	0.442	3.2	2.758	994	1000	3,57	2,805	0,98	1,14	0,79	4,07	793,6	1,46	Verifier
		G69-G70	0.36	0.265	3.2	2.935	1232	1400	2,55	3,388	0,87	1,13	0,72	2,89	932,7	1,34	Verifier
		G70-G71	2.99	0.764	3.2	2.436	772	800	5,32	2,675	0,91	1,14	0,74	6,06	594,9	3,00	Verifier
		G71-G72	0.66	0.359	3.2	2.841	1086	1200	3,09	2,938	0,97	1,14	0,78	3,52	858,7	1,70	Verifier
G72-G73	2.8	0.739	3.2	2.461	785	800	5,15	2,589	0,95	1,14	0,77	5,87	615,2	2,93	Verifier		
G73-G74	1.71	0.578	3.2	2.622	882	1000	4,35	2,770	0,95	1,14	0,77	4,96	689,7	2,65	Verifier		
N° SB	Rejet	Tronçons	P(%)	Qps	Qt (m³/s)	Qdim(m³/ s)	Φcalcul (mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m³/s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	Observation
21	Rj08	G75-G76	1.92	0.157	0.6	0.443	443	500	3,12	0,612	0,72	1,08	0,63	3,38	314,1	2,03	Verifier
		G76-G77	3.31	0.206	0.6	0.394	383	400	3,53	0,443	0,89	1,14	0,73	4,01	292,3	2,51	Verifier
		G77-G78	0.67	0.093	0.6	0.507	568	600	2,08	0,588	0,86	1,13	0,72	2,36	429,0	1,37	Verifier
		G79-G80	0.56	0.085	0.6	0.515	590	600	1,90	0,538	0,96	1,14	0,77	2,17	464,5	1,28	Verifier
		G80-G81	1.02	0.114	0.6	0.486	516	600	2,57	0,726	0,67	1,07	0,59	2,74	356,7	1,60	Verifier

Annexe III

Tableau 01: Dimensionnement du collecteur projeté 01

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R249 - R250	35.31	0,5	0,20	423	500	1,59	0,312	0,64	1,06	0,58	1,27	288,4	1,27	Vérifier
R250 - R251	31.44	0,5	0,20	423	500	1,59	0,312	0,64	1,06	0,58	1,27	288,4	1,27	Vérifier
R251 - R252	53.53	0,5	0,60	639	800	2,18	1,094	0,55	1,03	0,53	1,23	420,1	1,23	Vérifier
R252 - R253	45.00	0,5	0,90	744	800	2,18	1,094	0,82	1,12	0,69	1,23	552,9	1,23	Vérifier
R253 - R254	54.75	0,5	0,90	744	800	2,18	1,094	0,82	1,12	0,69	1,23	552,9	1,23	Vérifier
R254 - R255	48.87	1,3	0,90	622	800	3,51	1,764	0,51	1,01	0,50	1,71	403,5	1,71	Vérifier

Tableau 02 : Dimensionnement du collecteur projeté 02.

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R8 - R9	64,230	1,71	0,70	537	600	3,32	0,939	0,75	1,09	0,64	3,62	385,2	1,95	Vérifier
R9 - R10	54,75	0,80	1,30	781	800	2,75	1,384	0,94	1,14	0,76	3,14	609,3	1,46	Vérifier
R10 - R11	39,07	0,80	1,30	781	800	2,75	1,384	0,94	1,14	0,76	3,14	609,3	1,46	Vérifier
R11 - R12	33,61	2,00	1,30	658	800	4,35	2,188	0,59	1,05	0,55	4,55	440,2	1,96	Vérifier
R12 - R13	29,68	0,90	1,40	786	800	2,92	1,468	0,95	1,14	0,77	3,33	617,0	1,52	Vérifier
R13 - R14	40,44	1,40	1,40	723	800	3,64	1,831	0,76	1,10	0,65	4,00	523,6	1,75	Vérifier
R14 - R15	30,50	1,10	1,60	796	800	3,23	1,623	0,99	1,14	0,80	3,68	636,9	1,62	Vérifier
R15 - R16	30,78	1,99	1,60	712	800	4,34	2,183	0,73	1,09	0,63	4,72	507,4	1,96	Vérifier
R16 - R17	28,97	1,10	1,750	823	1000	3,75	2,942	0,59	1,05	0,55	3,92	550,7	1,51	Vérifier
R17 - R18	11,49	0,50	1,90	984	1000	2,53	1,984	0,96	1,14	0,77	2,88	774,1	1,18	Vérifier

Tableau 03 : Dimensionnement du collecteur projeté 03.

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/ s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observati on
R336 - R337	30.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R337 - R338	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R338 - R339	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R339 - R340	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R340 - R341	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R341 - R342	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R342 - R343	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R343 - R344	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R344 - R345	35.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R345 - R346	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R346 - R347	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R347 - R348	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R348 - R349	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R349 - R350	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R350 - R351	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R351 - R352	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R352 - R353	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R353 - R354	35.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R354 - R355	30.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R355 - R356	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R356 - R357	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R357 - R358	50.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier
R358 - R359	30.00	0,30	0,152	420	500	1,23	0,242	0,63	1,06	0,57	1,30	284,8	1,30	Vérifier

Tableau 04: Dimensionnement du collecteur principale 01

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ / s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R1 - R2	14,67	0,30	0,057	291	300	0,88	0,062	0,92	1,14	0,75	1,00	224,8	1,00	Vérifier
R2 - R3	43,49	0,44	0,057	271	300	1,06	0,075	0,76	1,10	0,65	1,16	195,3	1,16	Vérifier
R3 - R4	39,10	0,45	0,057	269	300	1,07	0,076	0,75	1,09	0,65	1,17	193,7	1,17	Vérifier
R4 - R5	34,76	0,45	0,057	269	300	1,07	0,076	0,75	1,09	0,65	1,17	193,7	1,17	Vérifier
R5 - R6	50,51	1,86	0,099	254	300	2,18	0,154	0,64	1,06	0,58	2,32	173,3	2,32	Vérifier
R6 - R7	25,00	1,81	0,099	255	300	2,15	0,152	0,65	1,06	0,58	2,29	174,8	2,29	Vérifier
R7 - R19	17,00	1,85	0,099	254	300	2,18	0,154	0,64	1,06	0,58	2,31	173,6	2,31	Vérifier
R19 - R20	50,00	1,85	0,099	254	300	2,18	0,154	0,64	1,06	0,58	2,31	173,6	2,31	Vérifier
R20 - R21	50,00	1,85	0,099	254	300	3,46	0,977	0,10	0,64	0,22	2,20	129,1	2,20	Vérifier
R21 - R22	50,00	1,85	0,099	254	300	2,18	0,154	0,64	1,06	0,58	2,31	173,6	2,31	Vérifier
R22 - R23	50,00	1,85	0,099	254	300	2,18	0,154	0,64	1,06	0,58	2,31	173,6	2,31	Vérifier
R23 - R24	50,00	1,84	0,133	284	300	2,17	0,153	0,87	1,13	0,72	2,46	215,3	2,46	Vérifier
R24 - R25	50,00	1,85	0,133	284	300	2,18	0,154	0,86	1,13	0,72	2,47	214,9	2,47	Vérifier
R25 - R26	50,00	1,85	0,133	284	300	2,18	0,154	0,86	1,13	0,72	2,47	214,9	2,47	Vérifier
R26 - R27	50,00	1,61	0,133	292	300	2,03	0,144	0,93	1,14	0,75	2,31	226,0	2,31	Vérifier
R27 - R28	50,00	1,61	0,133	292	300	2,03	0,144	0,93	1,14	0,75	2,31	226,0	2,31	Vérifier
R28 - R29	50,00	1,61	0,133	292	300	2,03	0,144	0,93	1,14	0,75	2,31	226,0	2,31	Vérifier
R29 - R30	50,00	1,61	0,133	292	300	2,03	0,144	0,93	1,14	0,75	2,31	226,0	2,31	Vérifier
R30 - R31	50,00	1,27	0,133	305	400	2,19	0,275	0,48	0,99	0,49	2,16	196,1	2,16	Vérifier
R31 - R32	50,00	1,19	0,133	309	400	2,12	0,266	0,50	1,00	0,50	2,12	199,6	2,12	Vérifier
R32 - R33	50,00	1,31	0,133	303	400	2,22	0,279	0,48	0,99	0,49	2,19	194,4	2,19	Vérifier
R33 - R34	50,00	1,28	0,133	304	400	2,19	0,276	0,48	0,99	0,49	2,17	195,7	2,17	Vérifier
R34 - R35	50,00	1,21	0,133	308	400	2,13	0,268	0,50	1,00	0,50	2,13	198,7	2,13	Vérifier
R35 - R36	49,98	1,71	0,133	288	300	2,09	0,148	0,90	1,14	0,74	2,38	221,0	2,38	Vérifier
R36 - R37	49,82	1,68	0,158	309	400	2,51	0,316	0,50	1,00	0,50	2,51	199,6	2,51	Vérifier
R37 - R38	50,00	1,65	0,158	310	400	2,49	0,313	0,50	1,00	0,50	2,50	200,6	2,50	Vérifier

Tableau 04: Dimensionnement du collecteur principale 01 (Suite).

R38 - R39	50,00	1,75	0,158	306	400	2,57	0,322	0,49	0,99	0,49	2,55	197,4	2,55	Vérifier
R39 - R40	50,00	1,69	0,158	308	400	2,52	0,317	0,50	1,00	0,50	2,52	199,3	2,52	Vérifier
R40 - R41	50,00	1,19	0,158	329	400	2,12	0,266	0,59	1,05	0,55	2,21	220,2	2,21	Vérifier
R41 - R42	50,23	1,21	0,158	328	400	2,13	0,268	0,59	1,04	0,55	2,23	219,1	2,23	Vérifier
R42 - R43	49,77	1,22	0,213	366	400	2,14	0,269	0,79	1,11	0,67	2,38	268,6	2,38	Vérifier
R43 - R44	50,00	1,17	0,213	369	400	2,10	0,264	0,81	1,12	0,68	2,34	272,8	2,34	Vérifier
R44 - R45	50,00	1,20	0,213	368	400	2,12	0,267	0,80	1,11	0,68	2,36	270,3	2,36	Vérifier
R45 - R46	50,00	1,18	0,213	369	400	2,11	0,265	0,80	1,11	0,68	2,35	272,0	2,35	Vérifier
R46 - R47	50,00	1,20	0,213	368	400	2,12	0,267	0,80	1,11	0,68	2,36	270,3	2,36	Vérifier
R47 - R48	50,00	1,20	0,213	368	400	2,12	0,267	0,80	1,11	0,68	2,36	270,3	2,36	Vérifier
R48 - R49	50,00	1,20	0,213	368	400	2,12	0,267	0,80	1,11	0,68	2,36	270,3	2,36	Vérifier
R49 - R50	50,00	1,22	0,213	366	400	2,14	0,269	0,79	1,11	0,67	2,38	268,6	2,38	Vérifier
R50 - R51	50,00	1,22	0,213	366	400	2,14	0,269	0,79	1,11	0,67	2,38	268,6	2,38	Vérifier
R51 - R52	50,00	1,22	0,213	366	400	2,14	0,269	0,79	1,11	0,67	2,38	268,6	2,38	Vérifier
R52 - R53	50,00	1,99	0,213	334	400	2,74	0,344	0,62	1,05	0,56	2,88	225,9	2,88	Vérifier
R53 - R54	50,00	2,00	0,213	334	400	2,74	0,345	0,62	1,05	0,56	2,89	225,6	2,89	Vérifier
R54 - R55	50,00	1,99	0,213	334	400	2,74	0,344	0,62	1,05	0,56	2,88	225,9	2,88	Vérifier
R55 - R56	50,05	2,00	0,213	334	400	2,74	0,345	0,62	1,05	0,56	2,89	225,6	2,89	Vérifier
R56 - R57	49,95	1,99	0,280	370	400	2,74	0,344	0,81	1,12	0,69	3,06	274,4	3,06	Vérifier
R57 - R58	50,00	1,98	0,280	371	400	2,73	0,343	0,82	1,12	0,69	3,05	274,9	3,05	Vérifier
R58 - R59	45,00	1,39	0,280	396	400	2,29	0,287	0,97	1,14	0,79	2,61	314,7	2,61	Vérifier
R59 - R60	50,00	1,38	0,280	397	400	2,28	0,286	0,98	1,14	0,79	2,60	315,8	2,60	Vérifier
R60 - R61	50,00	1,39	0,280	396	400	2,29	0,287	0,97	1,14	0,79	2,61	314,7	2,61	Vérifier
R61 - R62	50,00	1,30	0,280	401	500	2,57	0,504	0,56	1,03	0,53	2,64	264,6	2,64	Vérifier
R62 - R63	50,00	1,41	0,280	395	400	2,30	0,289	0,97	1,14	0,78	2,62	312,5	2,62	Vérifier
R63 - R64	50,00	1,37	0,280	397	400	2,27	0,285	0,98	1,14	0,79	2,59	317,0	2,59	Vérifier
R64 - R65	50,00	1,38	0,280	397	400	2,28	0,286	0,98	1,14	0,79	2,60	315,8	2,60	Vérifier
R65 - R66	50,50	1,38	0,280	397	400	2,28	0,286	0,98	1,14	0,79	2,60	315,8	2,60	Vérifier

Tableau 04: Dimensionnement du collecteur principale 01 (Suite).

R66 - R67	49,57	1,37	0,335	425	500	2,63	0,517	0,65	1,06	0,58	2,80	290,6	2,80	Vérifier
R67 - R68	48,59	1,36	0,335	425	500	2,62	0,515	0,65	1,06	0,58	2,79	291,3	2,79	Vérifier
R68 - R69	48,28	1,34	0,335	427	500	2,60	0,511	0,66	1,06	0,59	2,77	292,8	2,77	Vérifier
R69 - R70	35,00	2,24	0,335	387	400	2,90	0,365	0,92	1,14	0,75	3,31	299,4	3,31	Vérifier
R70 - R71	50,00	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R71 - R72	49,98	0,73	0,335	478	500	1,92	0,377	0,89	1,14	0,73	2,19	365,0	2,19	Vérifier
R72 - R73	25,15	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R73 - R74	40,00	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R74 - R75	45,00	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R75 - R76	40,91	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R76 - R76'	50,00	0,75	0,335	476	500	1,95	0,383	0,88	1,14	0,72	2,21	361,5	2,21	Vérifier
R76' - R77	50,00	1,16	0,335	438	500	2,42	0,476	0,70	1,08	0,62	2,61	307,9	2,61	Vérifier
R77 - R78	50,00	1,15	0,335	439	500	2,41	0,474	0,71	1,08	0,62	2,60	308,8	2,60	Vérifier
R78 - R79	50,03	1,16	0,335	438	500	2,42	0,476	0,70	1,08	0,62	2,61	307,9	2,61	Vérifier
R79 - R80	30,00	1,11	0,335	442	500	2,37	0,465	0,72	1,08	0,63	2,57	312,8	2,57	Vérifier
R80 - R81	44,95	1,11	0,335	442	500	2,37	0,465	0,72	1,08	0,63	2,57	312,8	2,57	Vérifier
R81 - R82	36,82	1,09	0,335	443	500	2,35	0,461	0,73	1,08	0,63	2,55	314,9	2,55	Vérifier
R82 - R83	30,27	1,13	0,335	441	500	2,39	0,470	0,71	1,08	0,62	2,58	310,8	2,58	Vérifier
R83 - R84	50,00	1,19	0,335	436	500	2,45	0,482	0,70	1,07	0,61	2,64	305,1	2,64	Vérifier
R84 - R85	58,14	3,86	0,335	350	400	3,81	0,479	0,70	1,08	0,61	4,10	245,2	4,10	Vérifier
R85 - R86	27,79	1,06	0,335	446	500	2,32	0,455	0,74	1,09	0,64	2,52	318,2	2,52	Vérifier
R86 - R87	20,56	1,06	0,335	446	500	2,32	0,455	0,74	1,09	0,64	2,52	318,2	2,52	Vérifier
R87 - R88	37,44	1,07	0,335	445	500	2,33	0,457	0,73	1,09	0,63	2,53	317,1	2,53	Vérifier
R88 - R89	20,38	1,06	0,335	446	500	2,32	0,455	0,74	1,09	0,64	2,52	318,2	2,52	Vérifier
R89 - R90	50,00	1,06	0,383	469	500	2,32	0,455	0,84	1,13	0,70	2,61	351,5	2,61	Vérifier
R90 - R91	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R91 - R92	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R92 - R93	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R93 - R94	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R94 - R95	50,00	1,06	0,383	469	500	2,32	0,455	0,84	1,13	0,70	2,61	351,5	2,61	Vérifier

Tableau 04: Dimensionnement du collecteur principale 01 (Suite).

R95 - R96	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R96 - R97	50,00	1,07	0,383	468	500	2,33	0,457	0,84	1,13	0,70	2,62	350,3	2,62	Vérifier
R97 - R98	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R98 - R99	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R99 - R100	50,00	1,06	0,431	490	500	2,32	0,455	0,95	1,14	0,77	2,64	383,5	2,64	Vérifier
R100 - R101	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R101 - R102	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R102 - R103	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R103 - R104	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R104 - R105	50,00	1,06	0,431	490	500	2,32	0,455	0,95	1,14	0,77	2,64	383,5	2,64	Vérifier
R105 - R106	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R106 - R107	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R107 - R108	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R108 - R109	40,00	1,06	0,431	490	500	2,32	0,455	0,95	1,14	0,77	2,64	383,5	2,64	Vérifier
R109 - R110	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R110 - R111	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R111 - R112	50,00	1,06	0,431	490	500	2,32	0,455	0,95	1,14	0,77	2,64	383,5	2,64	Vérifier
R112 - R113	50,00	1,07	0,431	489	500	2,33	0,457	0,94	1,14	0,76	2,65	382,0	2,65	Vérifier
R113 - R114	50,00	1,37	0,431	467	500	2,63	0,517	0,83	1,13	0,70	2,96	348,9	2,96	Vérifier
R114 - R115	50,00	1,21	0,431	478	500	2,48	0,486	0,89	1,14	0,73	2,81	364,8	2,81	Vérifier
R115 - R116	50,00	1,24	0,431	476	500	2,51	0,492	0,88	1,14	0,72	2,85	361,6	2,85	Vérifier
R116 - R117	50,00	1,20	0,431	479	500	2,46	0,484	0,89	1,14	0,73	2,80	365,9	2,80	Vérifier
R117 - R118	50,00	1,25	0,431	475	500	2,52	0,494	0,87	1,14	0,72	2,86	360,6	2,86	Vérifier
R118 - R119	50,00	1,19	0,431	479	500	2,45	0,482	0,89	1,14	0,73	2,79	367,0	2,79	Vérifier
R119 - R120	50,00	1,19	0,431	479	500	2,45	0,482	0,89	1,14	0,73	2,79	367,0	2,79	Vérifier
R120 - R121	50,00	1,21	0,431	478	500	2,48	0,486	0,89	1,14	0,73	2,81	364,8	2,81	Vérifier
R121 - R122	50,00	1,20	0,431	479	500	2,46	0,484	0,89	1,14	0,73	2,80	365,9	2,80	Vérifier
R122 - R123	50,00	0,30	0,431	621	800	1,69	0,847	0,51	1,01	0,50	1,70	402,8	1,70	Vérifier
R123 - R124	50,00	0,30	0,431	621	800	1,69	0,847	0,51	1,01	0,50	1,70	402,8	1,70	Vérifier
R124 - R125	25,00	0,30	0,431	621	800	1,69	0,847	0,51	1,01	0,50	1,70	402,8	1,70	Vérifier

Tableau 04: Dimensionnement du collecteur principale 01 (Suite).

R125 - R126	50,01	0,30	0,431	621	800	1,69	0,847	0,51	1,01	0,50	1,70	402,8	1,70	Vérifier
R126 - R127	25,00	0,30	0,431	621	800	1,69	0,847	0,51	1,01	0,50	1,70	402,8	1,70	Vérifier
R127 - R128	30,00	0,51	0,461	576	800	2,20	1,105	0,42	0,95	0,45	2,08	361,0	2,08	Vérifier
R128 - R129	50,00	0,41	0,461	600	800	1,97	0,991	0,47	0,98	0,48	1,93	383,6	1,93	Vérifier
R129 - R130	45,00	0,38	0,495	626	800	1,90	0,954	0,52	1,01	0,51	1,92	407,4	1,92	Vérifier
R130 - R131	50,00	0,39	0,495	623	800	1,92	0,966	0,51	1,01	0,51	1,94	404,5	1,94	Vérifier
R131 - R132	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R132 - R133	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R133 - R134	45,18	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R134 - R135	45,94	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R135 - R136	47,85	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R136 - R137	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R137 - R138	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R138 - R139	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R139 - R140	50,00	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier
R140 - R140-1	33,91	0,30	0,495	654	800	1,69	0,847	0,58	1,04	0,54	1,76	435,8	1,76	Vérifier

Tableau 05: Dimensionnement du collecteur principale 02

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R142 - R143	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R143 - R144	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R144 - R145	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R145 - R146	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R146 - R147	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R147 - R148	49,5	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R148 - R149	50,0	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier
R149 - R150	38,3	1,77	0,03	164	300	2,13	0,151	0,20	0,78	0,30	1,65	90,2	1,65	Vérifier

Tableau 06: Dimensionnement du collecteur principale 03

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R152 - R153	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R153 - R154	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R154 - R155	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R155 - R156	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R156 - R157	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R157 - R158	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R158 - R159	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R159 - R160	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R160 - R161	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R161 - R162	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R162 - R163	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R163 - R164	50,00	0,62	0,01	132	300	1,26	0,089	0,11	0,65	0,23	0,82	68,0	0,82	Vérifier
R164 - R165	50,00	1,63	0,01	110	300	2,04	0,144	0,07	0,58	0,18	1,19	53,0	1,19	Vérifier

Tableau 06: Dimensionnement du collecteur principale 03 (Suite).

R165 - R166	50,00	1,55	0,01	111	300	1,99	0,141	0,07	0,59	0,18	1,17	53,7	1,17	Vérifier
R166 - R167	40,00	1,55	0,01	111	300	1,99	0,141	0,07	0,59	0,18	1,17	53,7	1,17	Vérifier
R167 - R168	30,00	1,55	0,01	111	300	1,99	0,141	0,07	0,59	0,18	1,17	53,7	1,17	Vérifier
R168 - R169	50,00	1,55	0,06	214	300	1,99	0,141	0,40	0,94	0,44	1,87	133,1	1,87	Vérifier
R169 - R170	50,00	1,55	0,06	214	300	1,99	0,141	0,40	0,94	0,44	1,87	133,1	1,87	Vérifier
R170 - R171	50,00	1,55	0,06	214	300	1,99	0,141	0,40	0,94	0,44	1,87	133,1	1,87	Vérifier
R171 - R172	30,00	1,55	0,06	214	300	1,99	0,141	0,40	0,94	0,44	1,87	133,1	1,87	Vérifier
R172 - R173	50,00	1,58	0,06	213	300	2,01	0,142	0,40	0,94	0,44	1,89	132,3	1,89	Vérifier
R173 - R174	30,00	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R174 - R175	39,98	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R175 - R176	50,00	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R176 - R177	50,00	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R177 - R178	50,00	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R178 - R179	50,00	2,90	0,06	190	300	2,73	0,193	0,30	0,88	0,37	2,39	111,2	2,39	Vérifier
R179 - R180	50,00	1,08	0,06	229	300	1,66	0,118	0,48	0,99	0,49	1,65	147,1	1,65	Vérifier
R180 - R181	50,00	1,14	0,11	293	300	1,71	0,121	0,94	1,14	0,76	1,95	227,7	1,95	Vérifier
R181 - R182	30,00	1,15	0,11	292	300	1,72	0,121	0,93	1,14	0,76	1,96	226,9	1,96	Vérifier
R182 - R183	50,00	1,16	0,11	292	300	1,72	0,122	0,93	1,14	0,75	1,96	226,2	1,96	Vérifier
R183 - R184	21,69	1,15	0,11	292	300	1,72	0,121	0,93	1,14	0,76	1,96	226,9	1,96	Vérifier

Tableau 07: Dimensionnement du collecteur principale 04

Tronçons	L(m)	P(%)	Q (m ³ /s)	Φcalcul(mm)	Φ (mm)	Vps(m/s)	Qps(m ³ /s)	rQ	RV	RH	V(m/s)	H(mm)	Vaut(m/s)	observation
R300 - R301	20,00	1,20	0,002	64	300	1,75	0,124	0,02	0,35	0,09	0,61	27,1	0,61	Vérifier
R301 - R302	40,00	1,20	0,002	64	300	1,75	0,124	0,02	0,35	0,09	0,61	27,1	0,61	Vérifier
R302 - R303	50,00	1,20	0,118	295	300	1,75	0,124	0,95	1,14	0,77	2,00	231,0	2,00	Vérifier
R303 - R304	50,00	1,20	0,118	295	300	1,75	0,124	0,95	1,14	0,77	2,00	231,0	2,00	Vérifier
R304 - R305	50,00	1,20	0,118	295	300	1,75	0,124	0,95	1,14	0,77	2,00	231,0	2,00	Vérifier
R305 - R306	50,00	1,20	0,118	295	300	1,75	0,124	0,95	1,14	0,77	2,00	231,0	2,00	Vérifier
R306 - R307	50,00	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R307 - R308	50,00	0,62	0,118	333	400	1,53	0,192	0,62	1,05	0,56	1,61	224,8	1,61	Vérifier
R308 - R309	49,41	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R309 - R310	49,41	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R310 - R311	50,00	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R311 - R312	50,00	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R312 - R313	50,00	0,63	0,118	332	400	1,54	0,193	0,61	1,05	0,56	1,62	223,7	1,62	Vérifier
R313 - R314	50,00	0,63	0,147	361	400	1,54	0,193	0,76	1,10	0,65	1,69	260,6	1,69	Vérifier
R314 - R315	50,00	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R315 - R316	50,00	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R316 - R317	52,70	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R317 - R318	52,54	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R318 - R319	46,13	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R319 - R320	33,19	0,63	0,176	386	400	1,54	0,193	0,91	1,14	0,74	1,75	297,3	1,75	Vérifier
R320 - R321	17,39	0,63	0,206	410	500	1,79	0,351	0,59	1,04	0,55	1,86	273,3	1,86	Vérifier
R321 - R322	38,22	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R322 - R323	41,43	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R323 - R324	49,01	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R324 - R325	50,00	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R325 - R326	50,00	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R326 - R327	50,00	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R327 - R328	50,00	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier

Tableau 07: Dimensionnement du collecteur principale 04 (Suite).

R328 - R329	50,00	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R329 - R330	50,00	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R330 - R331	50,00	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R331 - R332	50,91	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R332 - R333	48,27	0,49	0,236	452	500	1,58	0,309	0,76	1,10	0,65	1,73	326,7	1,73	Vérifier
R333 - R334	45,39	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier
R334 - R335	45,69	0,50	0,236	450	500	1,59	0,312	0,76	1,09	0,65	1,74	324,3	1,74	Vérifier

Annexe IV

Tableau 01 : calcul de débit de STEP et le débit déverse .

REJET	N° déversoir d'orage	LOCALITE	PENTE	DIAMETRE	Q _{max}	Q _{cr}	Q _{USEE}	Q _{LIMITE}	Q _{DEV}
Rj A	R255-DOA	Ouled moussa	0,79	800	1154	980,9	28,74	57,48	923,42
Rj K	R 144-DO1	Ouled moussa	0.0479	400	450	382,5	11,14	22,28	360,22
	R 94-DO2	Ouled moussa	2.98	400	350	297,5	10	20	277,5
Rj K'	R k'-DO3	Ouled moussa	7.33	400	480	408	17,41	34,82	373,18
Rj 01	R 185-DO4	Ouled moussa	2.83	600	410	348,5	12,62	25,24	323,26
Rj 01'	R 179-DO5	Ouled moussa	2,93	600	1011	859,35	27,9	55,8	803,55
Rj 02'	R 238-DO6	Ouled moussa	4,91	600	1410	1198,5	33,76	67,52	1130,98
Rj 03	R219-DO7	Ouled moussa	1,05	800	1118	950,3	27,75	55,5	894,8
Rj 04'	R126-DO8	Ouled moussa	2,09	1000	2033	1728,05	24,31	48,62	1679,43
Rj 04	R107-DO9	Ouled moussa	1,78	600	945	803,25	24,24	48,48	754,77
Rj 06	R78-DO10	Ouled moussa	6,77	400	336	285,6	15,45	30,9	254,7
Rj 07	R89-DO11	Ouled moussa	0,54	800	883	750,55	17,3	34,6	715,95
Rj 09	R33-DO12	Ouled moussa	1,46	800	1139	968,15	28,19	56,38	911,77
Rj 04	R57-DO13	Ouled moussa	2,23	1000	1000	850	23,9	47,8	802,2
Rj 03	R07-DO14	Ouled moussa	1,22	300	90	76,5	5,33	10,66	65,84
Rj 02	R44-DO15	Ouled hedadj	5,09	600	847	719,95	22,64	45,28	674,67
Rj 03	R91-DO16	Ouled hedadj	1,71	1200	3234	2748,9	76,36	152,72	2596,18
Rj 01	R27-DO17	Ouled hedadj	1,6	800	894	759,9	23,16	46,32	713,58
Rj 10	R144-DO18	Ouled hedadj	2,61	500	624	530,4	15,44	30,88	499,52
Rj 10'	R120-DO19	Ouled hedadj	2,73	500	600	510	15	30	480
Rj 09	R109-DO20	Ouled hedadj	1,94	500	587	498,95	14,5	29	469,95
Rj 08	R104-DO21	Ouled hedadj	1,02	600	600	510	14,92	29,84	480,16
Rj B	N18-DOB	Ouled hedadj	0,69	1000	2300	1955	58,34	116,68	1838,32

Tableau 02 : Dimensionnement des déversoirs d'orage.

N° déversoir d'orage	LOCALITE	DIAMETRE	Q _{cr} (l/s)	Q _{LIMITE} (l/s)	Q _{DEV} (l/s)	Hauteur Amant			Hauteur de seuil			Hdev (m)	L (m)
						Rq	Rh	He (mm)	Rq	Rh	H s (mm)		
N7-DOA	Ouled moussa	800	980,9	57,48	923,42	0,82	0,69	552	0,04	0,13	104	0,224	5,2
R 144-DO1	Ouled moussa	400	382,5	22,28	360,22	0,84	0,7	280	0,04	0,13	52	0,114	5,6
R 94-DO2	Ouled moussa	400	297,5	20	277,5	0,82	0,69	276	0,05	0,15	60	0,108	4,7
R k'-DO3	Ouled moussa	400	408	34,82	373,18	0,82	0,69	276	0,05	0,15	60	0,108	6,5
R 185-DO4	Ouled moussa	600	348,5	25,24	323,26	0,34	0,40	240	0,02	0,1	60	0,09	7,3
R 179-DO5	Ouled moussa	600	859,35	55,8	803,55	0,82	0,69	414	0,05	0,15	90	0,162	7,4
R 238-DO6	Ouled moussa	600	1198,5	67,52	1130,98	0,89	0,73	438	0,04	0,13	78	0,18	8,9
R219-DO7	Ouled moussa	800	950,3	55,5	894,8	0,71	0,62	496	0,04	0,13	104	0,196	6,2
R126-DO8	Ouled moussa	1000	1728,05	48,62	1679,43	0,5	0,5	500	0,01	0,07	70	0,215	9,8
R107-DO9	Ouled moussa	600	803,25	48,48	754,77	0,99	0,8	480	0,05	0,15	90	0,195	5,3
R78-DO10	Ouled moussa	400	285,6	30,9	254,7	0,53	0,52	208	0,05	0,15	60	0,074	8,0
R89-DO11	Ouled moussa	800	750,55	34,6	715,95	0,78	0,66	528	0,03	0,12	96	0,216	4,2
R33-DO12	Ouled moussa	800	968,15	56,38	911,77	0,61	0,56	448	0,03	0,12	96	0,176	7,4
R57-DO13	Ouled moussa	1000	850	47,8	802,2	0,24	0,33	330	0,01	0,07	70	0,13	10,2
R07-DO14	Ouled moussa	300	76,5	10,66	65,84	0,72	0,63	189	0,09	0,2	60	0,065	2,6
R44-DO15	Ouled hedadj	600	719,95	45,28	674,67	0,52	0,51	306	0,03	0,12	72	0,117	10,2
R91-DO16	Ouled hedadj	1200	2748,9	152,72	2596,18	0,54	0,52	624	0,03	0,12	144	0,24	13,2
R27-DO17	Ouled hedadj	800	759,9	46,32	713,58	0,45	0,47	376	0,02	0,1	80	0,148	7,5
R144-DO18	Ouled hedadj	500	530,4	30,88	499,52	0,87	0,72	360	0,04	0,13	65	0,148	5,3
R120-DO19	Ouled hedadj	500	510	30	480	0,84	0,7	350	0,04	0,13	65	0,143	5,4
R109-DO20	Ouled hedadj	500	498,95	29	469,95	0,95	0,77	385	0,05	0,15	75	0,155	4,6
R104-DO21	Ouled hedadj	600	510	29,84	480,16	0,83	0,69	414	0,04	0,13	78	0,168	4,2
N18-DOB	Ouled hedadj	1000	1955	116,68	1838,32	0,990	0,8	800	0,05	0,15	150	0,325	6,0

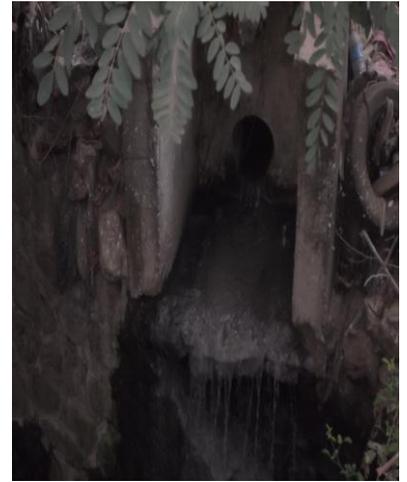
Annexe V :
Les rejets de ouled hededj



point de rejet n°1



point de rejet n°2



point de rejet n°3



point de rejet n°4



point de rejet n°5



point de rejet n°6



point de rejet n°7



point de rejet n°8



point de rejet n°9



point de rejet n°10

Les regards de Ouled hededj



regard n°1



regard n°2



regard n°3



regard n°1



regard n°2

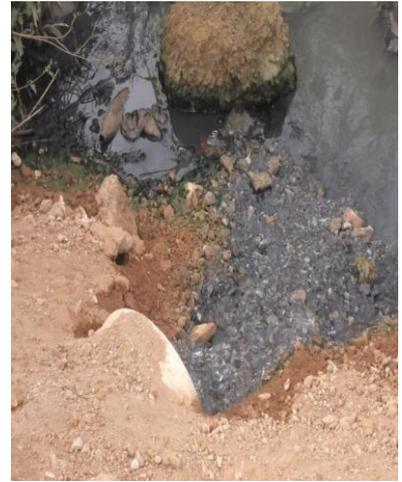
Les rejets de Ouled moussa



Rejet n° K



Rejet n° 1



Rejet n° 2



Rejet n° 3



Rejet n° 4



Rejet n° 5



Rejet n° 6



Rejet n° 7

Les regards de Ouled moussa



regard n°1



regard n°2



regard n°3



regard n°4



regard n°5



regard n°6



regard n°8



Déversoir d'orage



regard n°9



regard n°10



regard n°11



regard n°12

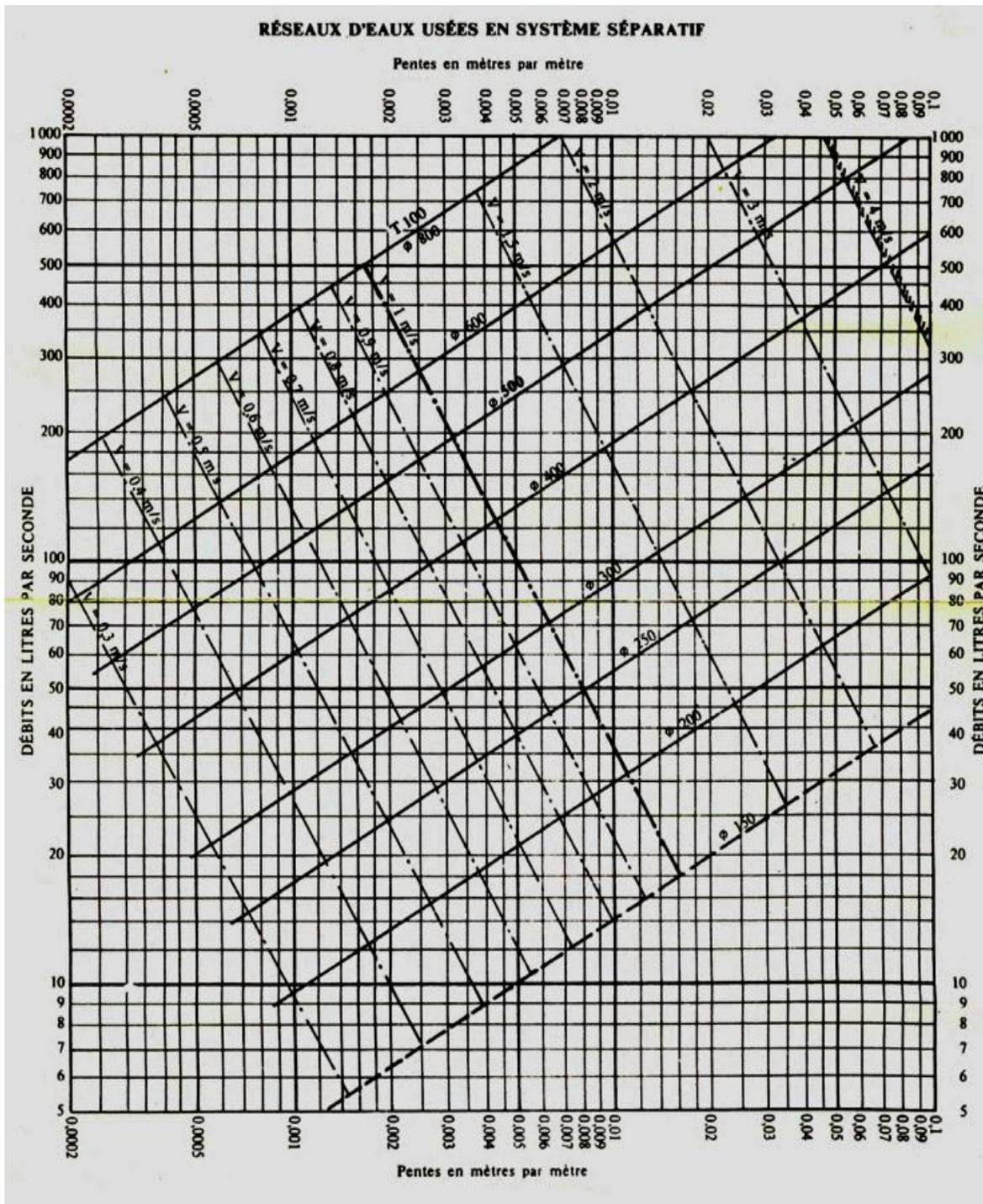


regard n°13



regard n°14

Annexe V

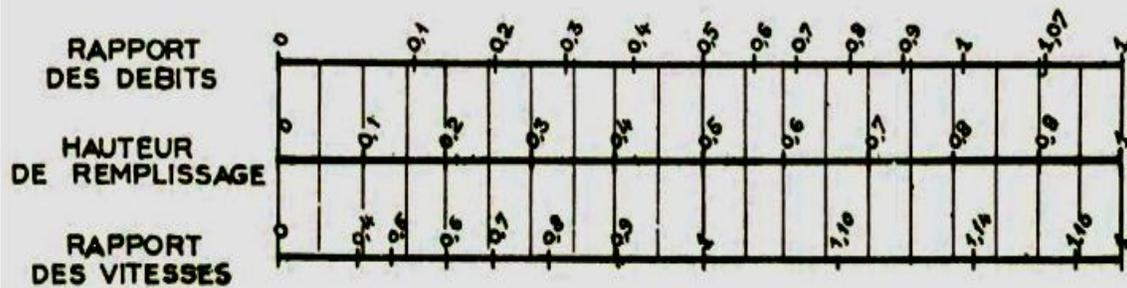


Abaque N°1: Dimensionnement du réseau d'assainissement

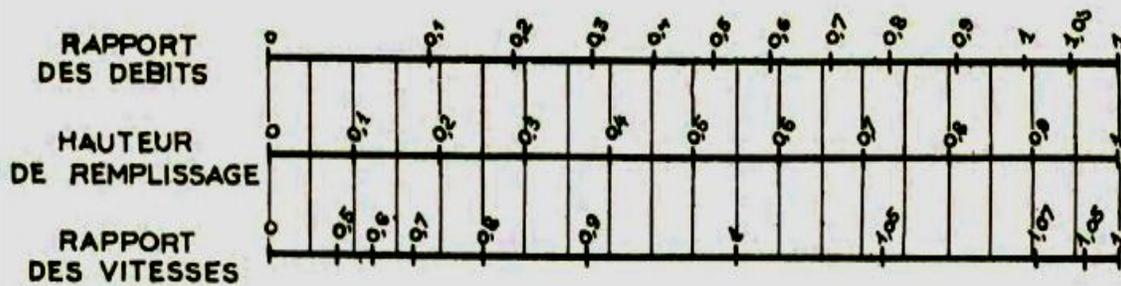
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage