

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

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en hydraulique

Option : Conception des systèmes d'assainissement

INTITULE :

**COLLECTE DES REJETS D'EAU USEE DE LA REGION
NORD-EST DE SKIKDA VERS LA STATION D'EPURATION
DE L'ARBI BEN M'HIDI (W. SKIKDA)**

Présenté par :

M^r: ALLOUNE Hamza

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
M^{me} BELLABESS Salima	M.A.A	Examinatrice
M^r BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.B	Examineur
M^{me} DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinatrice
M^{me} CHENITI Naoual	M.A.A	Promotrice

SEPTEMBRE 2018

ملخص :

إن المدن الواقعة شمال شرق ولاية سكيكدة وبالضبط دائرة فلفلة، هي مدن ساحلية سياحية لكنها تستعمل الوديان كمتنفس لمياه الصرف الصحي مما أدى إلى تلويث المحيط وخاصة الشواطئ. يتمثل هدف هذه الدراسة في القضاء على جميع نقاط الرمي العشوائي لمياه الصرف الصحي على مستوى الوديان وتوجيهها إلى محطة المعالجة الواقعة ببلدية العربي بن مهدي بالقرب من واد القصب. حتى تتم هذه العملية، يجب تأمين جميع هاته النقاط وتحويل هذه المياه بنظام مكون من مرحلتين، الأولى باستعمال ميل سطح الأرض والجاذبية الأرضية، والثانية باستعمال محطات الضخ وقنوات الدفع.

Résume :

Les agglomérations qui se trouvent à la côté NORD-EST de la wilaya de Skikda, sont des villes côtières touristiques mais elles utilisent les oueds comme évacuation des eaux usées, ce qui conduit à la pollution de l'environnement, en particulier des plages.

Le but de notre étude est d'intercepter les rejets des eaux usées de la Zone d'étude et les acheminer vers la station d'épuration de Larbi Ben M'hidi projetée à proximité de oued K'sob.

Pour ce faire, il est indispensable d'assurer la collecte et le transfert des eaux usées par un système composé d'un ensemble de station de pompage et de conduite de refoulement ainsi que des conduites gravitaires.

Abstract:

The agglomerations on the Northeast of the city of Skikda are touristic coastal cities, but they use valleys as wastewater disposal which leads to pollution of the environment especially beaches.

The aim of our study is to intercept the waste water discharges from the study area and send them to the Larbi Ben M'hidi wastewater treatment station near Wadi Ksob.

To do this it is essential to ensure the collection and transfer of sewage by a system consisting of set of pumping, station force main and gravitational pipe.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 - Présentation de la région d'étude :	2
I.2 - Contexte physique :	4
I.2.1 - le relief :	4
I.2.2 - Géologie :	4
I.2.3 - Géotechnique :	4
I.2.4 - Réseau hydrographique :	5
I.3 - Sismicité :	5
I.4 - Climat :	6
I.4.1 - Température :	7
I.4.2 - Précipitation:	8
I.4.3 -Humidité:	9
I.5 - Démographie :	9
I.6 - Ressources hydriques :	11
I.6.1 - Alimentation en eau potable :	11
I.7 - Assainissement :	11

Chapitre II : Etude Hydrologique

II.1. Les petites pluies :	12
II.2. Les averses:	12
II.3. Choix de la période de retour :	12
II.4. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	12
II.6. Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série : ...	13
II.6.1. Analyse des données statistiques :	13
II.6.2 Choix de la loi d'ajustement :	17
II.6.3 Test de validité d'un ajustement :	23
II.7. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :	24

Chapitre III : Calcul de Base

III.1 - Définitions :.....	26
III.2 - Les réseaux d'égouts :.....	26
III.2.1 - Définition d'un système d'assainissement :	26
III.2.2 - Types des systèmes d'assainissement :.....	27
III.3 - Choix de mode d'évacuation:.....	28
III.4 - Etude démographique de la région d'étude :.....	30
III.5 - Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	:31
III.6 - Estimation du coefficient de ruissellement C_r :.....	32

Chapitre IV : Evaluation des débits a évacuer

IV.1 - Evaluation des débits des eaux usées :.....	35
IV.1.1 - Nature des eaux usées à évacuer :.....	35
IV.1.2 - Estimation des débits des eaux usées urbaines :	36
IV.1.2.1 - Débit moyen journalier :	36
IV.1.2.2 - Débit de pointe :.....	36
IV.1.2.3 - Consommation en eau potable :.....	37
IV.1.2.4 - débits d'eaux parasites :.....	37
IV.2 - Evaluation des débits des eaux pluviales	37
IV.2.1 - méthode rationnelle :.....	37
IV.2.1.2 - hypothèses de la Méthode Rationnelle et leur critique :	38
IV.2.1.3 - Coefficient réducteur de l'intensité (α) :.....	39
IV.2.1.4 - temps de concentration :	40
IV.2.2 -La méthode superficielle :	40
IV.2.2.1 - Principe de calcul :.....	40
IV.2.2.2 - Limites de la méthode superficielle :	42
IV.2.3 - Calcul des débits:	43
IV.2.3.2 - Calcul des débits d'eau Pluvial :.....	45
IV.2.3.3 - Calcul des débits d'eau total rejeté :	46

Chapitre V : Calcul Hydraulique

V.1 - Écoulement à surface libre :	47
V.2 - Régime uniforme	47
V.3 - Calcul hydraulique :	48

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

VI.1 - Regards d'égout.....	55
VI.1.1 - Généralités :	55
VI.1.2 - Types des regards :	56
VI.2 - Déversoirs d'orage :	57
VI.2.1 - Généralités :	57
VI.2.2 - Types des déversoirs d'orage :	58
VI.2.3 - Emplacement des déversoirs d'orage :	61
VI.2.4 - Dimensionnement des déversoirs d'orage :	62
VI.2.4.1 Dimensionnement du déversoir d'orage frontal (DO1)	63
VI.2.4.2 Dimensionnement du déversoir d'orage frontal (DO2)	64
VI.3 La station de refoulement.....	65
VI.3.1 Dimensionnement de la station de refoulement n° 1 (SR 1) :	65
VI.3.2 Dimensionnement de la station de refoulement n° 2 (SR 2) :	72
VI.4 Dimensionnement du regard de réception (R1)des eaux usées de SR1...77	

Chapitre VII : Pose de Canalisation

VII.1- Organisation du chantier	78
VII.1.1 Manutention et stockage des conduites :	78
VII.1.2 - Décapage de la couche végétale :	79
VII.1.3 - Opération de piquetage :	79
VII.1.4 - Exécution des fouilles :	79
VII.1.5 - Aménagement du lit de sable :	80
VII.1.6 - Conditions de pose des tuyaux :	81

VII.1.7 Mise en place des conduites	82
VII.1.8 - Assemblage des conduites :	82
VII.1.9 - Essais sur les joints et les canalisations :	82
VII.1.10 - Essais des tuyaux préfabriqués :	82
VII.1.11 - Confection des joints :	83
VII.1.12 Réalisation des regards :	83
VII.1.13 - Remblaiement des tranchées et compactage :	83
VII.1.14- Choix des engins :	84
VII.2 - Devis quantitatif et estimatif :	86
VII.3 Sécurité de travail :	88
VII.3.1 Les cause des accidents :	88
VII.3.2 Les actions et conditions dangereuses :	89
VII.3.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :	89

Chapitre VIII: Gestion, entretien et exploitation des réseaux

IX.1 -Objectifs de la gestion des réseaux d’assainissement :	91
IX.2 - Outils de gestion d’un réseau :	91
IX.3 - L’entretien du réseau :	92
IX.3.1 - Enlèvement des dépôts :	92
IX.3.2 - Détection des fuites :	92
IX.3.3 - Détection des eaux parasites :	92
IX.3.4 - Entretien des joints :	92
IX.3.5 - Entretien des ouvrages non visitables :	92
IX.3.6 - Travaux spécifiques :	93
IX.4 - Exploitation du réseau :	93
IX.4.1 - Technique d’exploitation du réseau :	93
IX.5 - Réhabilitation du réseau :	96
IX.6 - Recommandations pour la gestion et l’exploitation de notre réseau :	96

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Coordonnées de la station météorologique de port de Skikda :.....	7
Tableau I.2 : La variation moyenne mensuelle de la température. Période de (1969-2014)	7
Tableau I.3 : La variabilité des précipitations moyennes mensuelles (1969-2014).....	8
Tableau I.4 : Les moyennes mensuelles de l'humidité relative Période de (1969-2014)	9
Tableau I.7 : Population pour différents horizons :.....	10
Tableau I.8 : Population pour différents horizons :.....	10
Tableau I.9 : type de réseau de déférentes agglomérations	11

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II.1 : Coordonnées géographiques de station météorologiques Skikda (Port).....	13
Tableau II.2 : Série des pluies max journalières du poste pluviométrique de FIL-FILA	13
Tableau II.3 : Détermination du médiane M de la série :.....	15
Tableau II.4 : caractéristiques des pluies maximales de la station :	17
Tableau II.5 : Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :	19
Tableau II.6 : Intensité pour une période de retour de 10ans	:25

Chapitre III : Calcul de Base

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients d'un système unitaire	27
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients d'un système séparatif.....	28
Tableau III.3 : Population pour différents horizons :.....	30
Tableau III.5 : Estimation du coeff de ruissellement suivant le type d'occupation du sol	32
Tableau III.6 : Estimation du coefficient de ruissellement pour différentes densités de population	32
Tableau III.7 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces	33
Tableau III.8 : Détermination de coefficient de ruissellement.	33

Chapitre IV : Evaluation des débits a évacuer

Tableau IV.1 : la détermination de coefficient réducteur α	40
Tableau IV.2 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	42
Tableau IV.3 : Le débit d'eau usée domestique.	43
Tableau IV.4 : Le débit d'eau usée des équipements	44
Tableau IV.5 : Détermination de débit d'eau pluvial	45
Tableau IV.6 : Le débit d'eau usée des équipements	46

Chapitre V : Calcul Hydraulique

Tableau V.1: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de FIL-FILA (R1-SR2).....	50
Tableau V.2: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de FIL-FILA (R29-R57).....	51
Tableau V.3: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de BOUZAAROURA (R75-R57)	52
Tableau V.4: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de OUED K'SOB et BOUZAAROURA (R57- STEP).....	53

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI.1 La HMT en fonction du diamètre.....	66
Tableau VI.2 Frais d'exploitation en fonction du diamètre.	67
Tableau VI.3 Frais d'amortissement en fonction du diamètre	68
Tableau VI.4 Bilan des couts en fonction des diamètres.	68
Tableau VI.5 Résultat de pompes du logiciel KSB.....	70
Tableau VI.6 La HMT en fonction du diamètre.....	73
Tableau VI.7: Frais d'exploitation en fonction du diamètre.....	73
Tableau VI.8 Frais d'amortissement en fonction du diamètre	73
Tableau VI.9 Bilan des couts en fonction des diamètres.	73
Tableau VI.10 Résultat de pompes du logiciel KSB.....	74

Chapitre VII : Pose de Canalisation

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	87
--	----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Carte de situation de la commune de FILFILA	3
Figure I.2 : Carte de situation de la zone d'étude par rapport la commune de Filfila	4
Figure I.3 : Carte De Micro Zonage Sismique Du Territoire National-RPA 99 (Version 2003)	6
Figure I.4 : Températures moyennes mensuelles.....	7
Figure I .5 : les précipitations moyennes mensuelles.	8
Figure I.6 :Humidité relative moyennemensuelle.....	9
Figure I.7 :Pole de Bouzaâroura.....	10

Chapitre II: Etude hydrologique

Figure II.1 : représentation de la droite de Gumbel.....	21
Figure II.2 : représentation de la droite de Galton.....	23
Figure II.3 : Courbes_Intensité_Durée_Fréquence pour plusieurs periodes	25

Chapitre III : Calcul de Base

Figure III.1 : Le réseau d'évacuation des eaux usées concerné les trois agglomérations vers la STEP de LARBI BEN M'HIDI.....	29
Figure III.2 : Le découpage des sous bassins.....	31

Chapitre IV : Evaluation des débits a évacuer

Figure IV.1 : Bassin versant et lignes isochrones de ruissellement.....	38
Figure IV.2 : Schéma explicatif pour la détermination de coefficient réducteur α	39

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

- Figure VI.1:** Regard de visite **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VI.2 :** Exemple d'un déversoir à ouverture de radier **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VI.3 :** Exemple d'un déversoir à type « trou dans le mur »..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VI.4 :** Déversoir d'orage frontal **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VI.5 :** Exemple d'un déversoir d'orage latéral **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VI.6 :** Choix du diamètre économique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VII : Pose de Canalisation

- Figure VII.1 :** Chargement des canalisations **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.2 :** Déchargement des canalisations **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.3 :** lit de pose **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.4 :** Tranchée type..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.5 :** le pipelayers **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.6 :** Niveleuse automotrice source : (soidiki.centerblog.net) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.7 :** Pelle équipée en rétro source : (soidiki.centerblog.net). **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.8 :** Chargeur source : (soidiki.centerblog.net)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure VII.9 :** Compacteur source : (soidiki.centerblog.net) **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des des Annexes

Annexe 1 : Abaque des Rapportes de vitesse ; débit

Annexe 2 : l'Abaque de Bazin

Annexe 3 : coefficient de Manning –Strickler (K_s)

Liste des Planches

**Planche N1-A : TRACE EN PALN DU RESEAU D'EVACUATION DES EAUX USEES
VERS LA STEP DE L'ARBI BEN M'HIDI(W.SKIKDA)**

**Planche N1-B :TRACE EN PALN DU RESEAU D'EVACUATION DES EAUX USEES
VERS LA STEP DE L'ARBI BEN M'HIDI(W.SKIKDA)**

**Planche N1-C :TRACE EN PALN DU RESEAU D'EVACUATION DES EAUX USEES
VERS LA STEP DE L'ARBI BEN M'HIDI(W.SKIKDA)**

**Planche N2 : PROFIL EN LONG DU CONDUITE DE REFOULEMENT (SR1-POINT
HAUT R1)**

**Planche N3 : PROFIL EN LONG DU COLLECTEUR D'EVACUATION DES EAUX
USEES DE LA VILLE OUED K'SOB VERS LA STEP(W.SKIKDA)**

Planche N4 : STATION DE REFOULEMENT N°1

**Planche N5 : COLLECTE DE REJET D'EAU USEES DE LA REGION NORD-EST
DE SKIKDA VERS LA STATION D'EPURATION DE L'ARBI BEN M'HIDI
(W.SKIKDA)**

Chapitre I

*Présentations de la zone
d'étude*

Introduction :

Les données utiles à l'élaboration d'une étude d'assainissement des eaux usées sont multiples, nombreuses. La constitution d'une liste d'informations accessibles et disponibles avec identification de la source est nécessaire en amont de la consultation.

Dans ce chapitre, il sera question de traiter de la localisation de notre zone d'étude, de ses caractéristiques aussi bien physiques (géomorphologie, climat) que humaines notamment l'impact que ces dernières peuvent avoir sur le milieu physique.

I.1 - Présentation de la région d'étude :

Notre zone d'étude située au Nord -Est de la ville de SKIKDA (chef-lieu de wilaya), elle occupe trois agglomérations de la commune de FILFILA ,elles sont comme suite:

- ❖ FILFILA (chef-lieu de la commune)
- ❖ BOUZAAROURA
- ❖ OUED K'SOB .

Elle est traversée par les routes CW12 et CW21.

Les coordonnées géographiques, de la zone d'étude, valent respectivement : 36° 52' 00" Nord et 6° 54' 00" Est.

La zone d'étude :

- ✓ Au Nord par la mer méditerranée
- ✓ A l'Est par la commune de FILFILA.
- ✓ A l'Ouest par la commune de SKIKDA.
- ✓ Au Sud par la commune FILFILA.

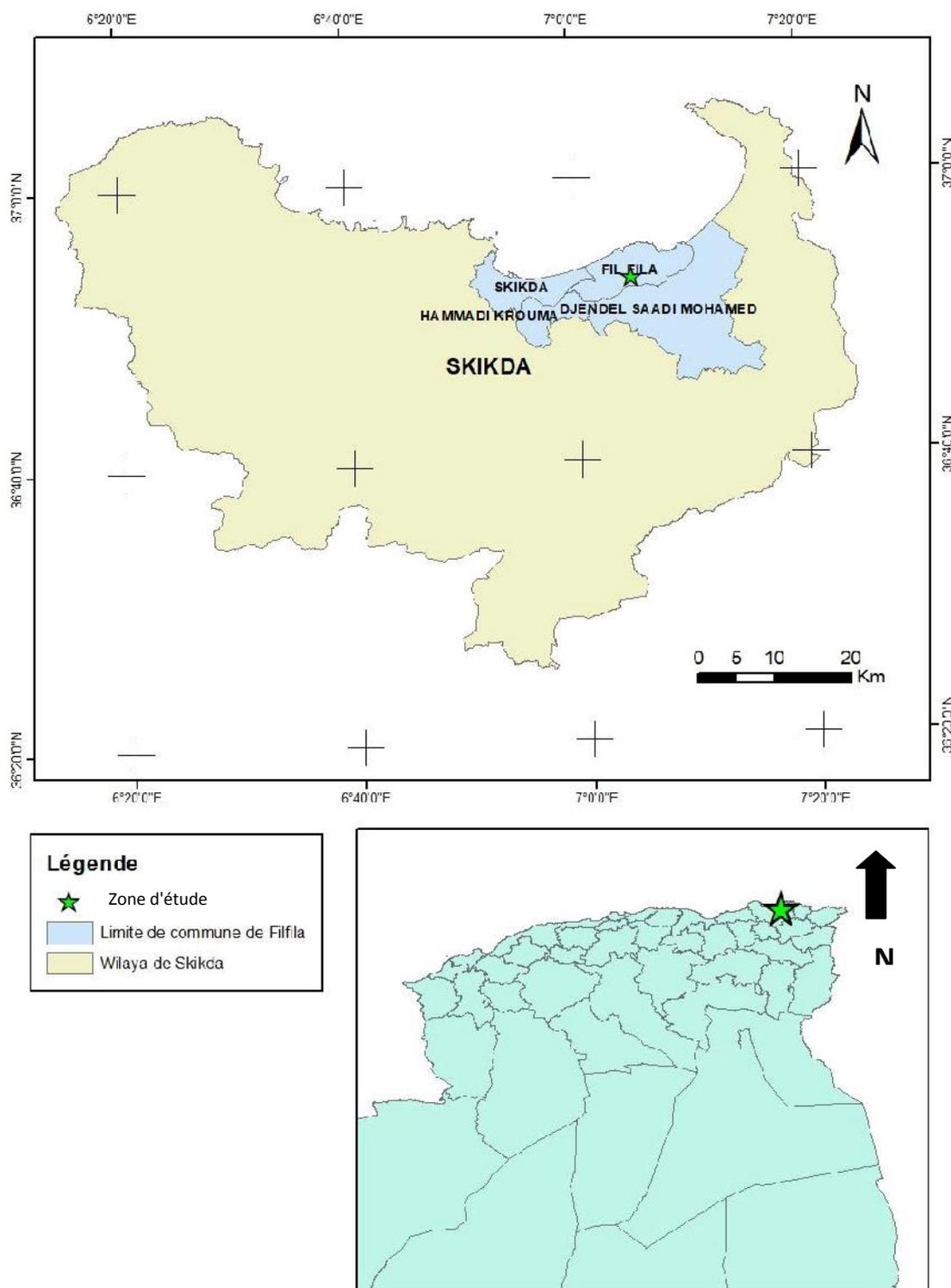


Figure I.1 : Carte de situation de la commune de FILFILA



Figure I.2 : La zone d'étude par rapport la commune de Filfila
(Image satellitaire)

I.2 - Contexte physique :

I.2.1 - le relief :

Dans son relief, le site de la commune est composé par des pentes moyennes qui varient de 0% à 4.2 %.

L'aire d'étude se trouve dans la zone caractérisée par une altitude moyenne de 10 à 15 m NGA.

I.2.2 - Géologie :

La géologie du site nous permet de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées. Elle entre aussi en jeu dans le choix du matériel de construction des conduites et celui des engins de terrassement. Le terrain de ces agglomérations présente une structure géologique compliquée due à l'âge, la genèse des roches, le genre et les valeurs physico-mécaniques des dépôts

Ainsi la partie Sud de la zone est présentée par une formation stratigraphique ancienne composée par des roches métamorphiques, précambriennes et paléozoïques, sous l'influence de l'érosion intense. Ces roches sont très altérées et recouvertes d'une couche d'altération superficielle argileuse, d'une épaisseur variant de 0 à 2 mètres.

La zone des dunes intérieures (provenant des dépôts éoliens anciens et des dépôts Marins anciens) se prolonge parallèlement au bord de la mer méditerranée.

I.2.3 - Géotechnique :

Compte de la géomorphologie de la structure géologique de ces agglomérations , on distingue les zones suivantes :

- ✓ Sable marins, de plage, zones subissant l'influence de la mer, ces sont des terrains défavorable à la construction.
- ✓ Les dunes littorales, ce sont des dépôts éoliens peu denses à moyennement denses,

c'est une zone favorable à moyennement favorable.

- ✓ Les dunes anciennes, ces des dépôts éoliens anciens et des dépôts marins anciens, parfois cimentés c'est une zone favorable.
- ✓ Les terrains précambriens et paléozoïques correspondant à une zone de glissement et d'équilibre instable, elle est défavorable mais pas inconstructible.

I.2.4 - Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est dense représentée dans une série d'oueds et chaaba. Leur direction d'écoulement est nord-sud et en particulier oued ksob , oued El Guat, oued Righa et oued Marbouba

En ce qui concerne la composition de l'eau souterraine, elle est due à des formations calcaires et exploitée par des fouilles ou des puits.

I.3 - Sismicité :

Les séismes ou tremblements de terre sont des secousses qui affectent l'écorce terrestre leur intensité est très variable.

Certains séismes sont des frémissements que seuls les appareils spéciaux appelés sismographes, peuvent les mettre en évidence.

Les grands séismes provoquent à la surface du sol

- L'ouverture de nombreuses fissures ;
- La formation de failles c'est à dire des cassures le long desquelles s'effectuent des déplacements de terrains, ces déplacements sont verticaux, et parfois horizontaux.
- Des modifications dans le trajet des cours d'eau.
- La sismicité est le nombre et l'intensité des séismes ayant lieu dans une région.
- La prospection sismique ou la sismique utilise des ondes issues d'explosions soit réfractées (sismique réfraction) soit réfléchit (sismique réflexion).

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies sur la carte des zones sismiques.

- Zone 0 : Sismicité Négligeable.
- Zone I : Sismicité Faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité Moyenne
- Zone III : Sismicité Elevée.

La zone d'étude, appartient à la wilaya de SKIKDA et est classée en zone "2" (**sismicité moyenne**) dans laquelle les règles parasismiques devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importante ou de grande envergure.

Les grands séismes provoquent à la surface du sol

- L'ouverture de nombreuses fissures ;
- La formation de failles c'est à dire des cassures le long desquelles s'effectuent des déplacements de terrains, ces déplacements sont verticaux, et parfois horizontaux.
- Des modifications dans le trajet des cours d'eau.
- La sismicité est le nombre et l'intensité des séismes ayant lieu dans une région.

- La prospection sismique ou la sismique utilise des ondes issues d'explosions soit réfractées (sismique réfraction) soit réfléchit (sismique réflexion).

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies sur la carte des zones sismiques.

- Zone 0 : Sismicité Négligeable.
- Zone I : Sismicité Faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité Moyenne
- Zone III : Sismicité Elevée.

La zone d'étude, appartient à la wilaya de SKIKDA et est classée en zone "2" (sismicité moyenne) dans laquelle les règles parasismiques devront être appliquées lors de l'élaboration des projets de construction importante ou de grande envergure.

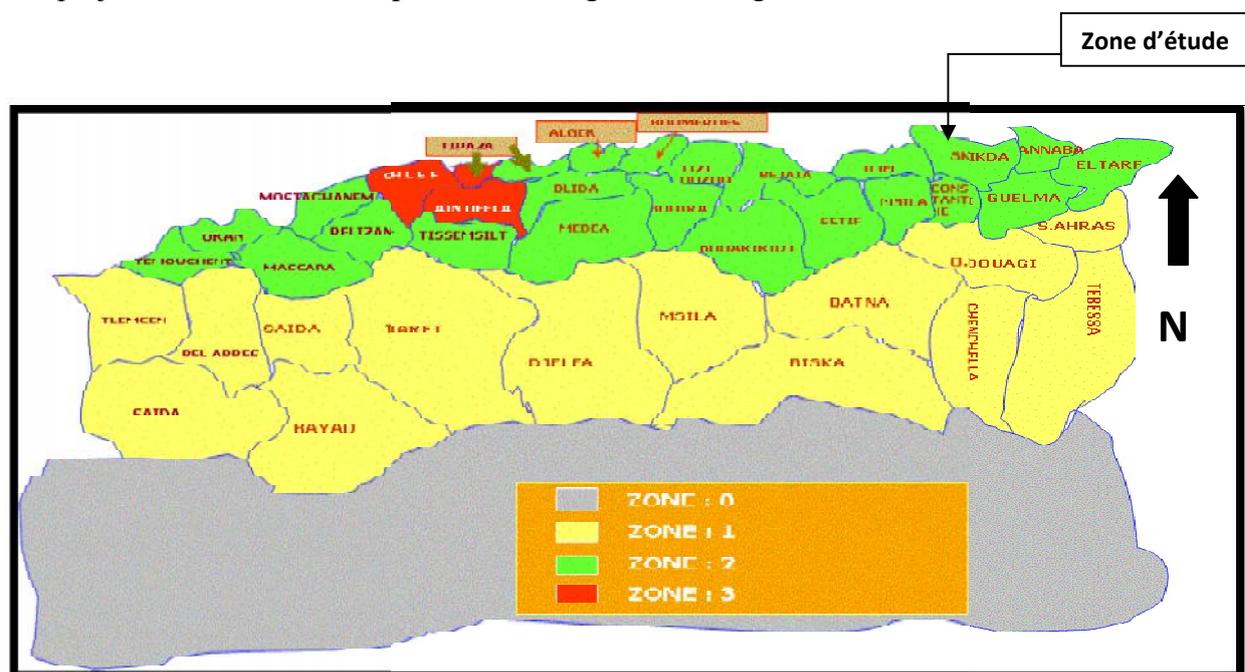


Figure I.3 : Carte De Micro Zonage Sismique Du Territoire National-RPA 99 (Version 2003)
 Source : (www.structureparasismique.com)

I.4 - Climat :

Le climat est du type Méditerranéen, se caractérisant par deux saisons : Un hiver doux pluvieux. Un été chaud et sec La saison pluvieuse s'étend du mois d'octobre au mois de mars, et la saison sèche commence à partir du mois d'avril et se termine au mois de septembre. Les excès climatiques les plus à craindre sont le froid, la sécheresse et la chaleur.

Les données de la région d'étude ont été recueillies auprès de l'Office National de la Météorologie(O.N.M) de Dar El Beida.

L'analyse des paramètres climatiques se fera sur la base des données disponibles de la station météorologie du port de Skikda.

Tableau I.1 : Coordonnées de la station météorologique de port de Skikda :

Ville	station	Coordonnées		Période d'observation
Skikda	port de Skikda	altitude	1m	1969-2014
		longitude	06°54'E	
		latitude	36°53'N	

Source: ONM Alger

I.4.1 - Température :

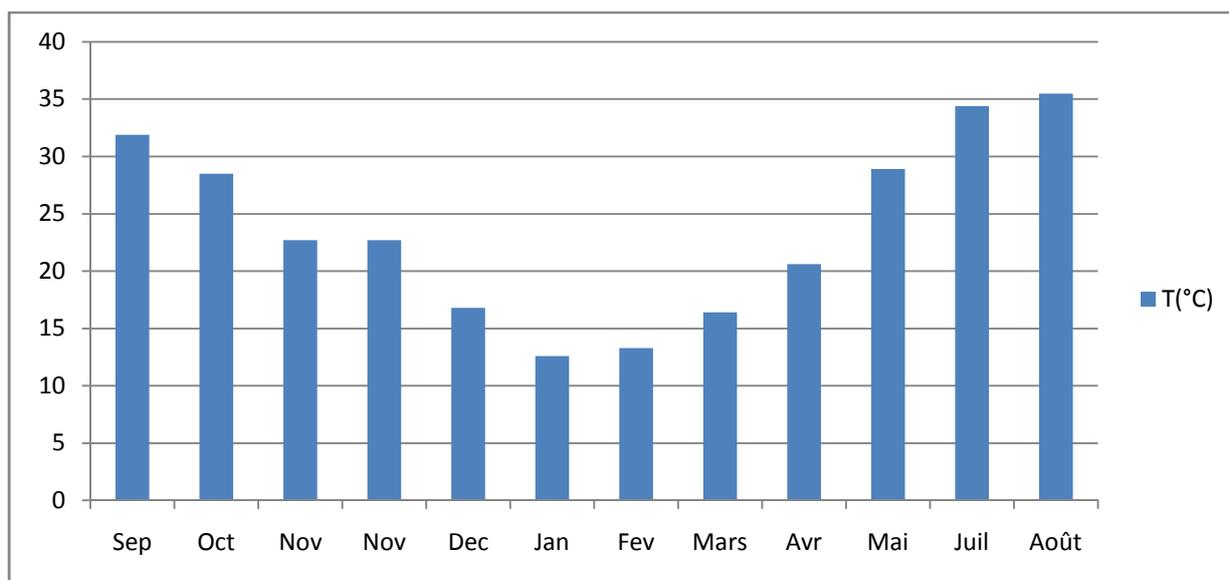
La température dans la région de Skikda est soumise à l'influence de la Mer qui se traduit par un décalage du mois le plus chaud vers le mois d'août alors que le mois le plus froid reste janvier.

Le tableau I.2 présente les températures moyennes mensuelles enregistrées à Skikda

Tableau I.2: La variation moyenne mensuelle de la température. Période de (1969-2014)

Mois	Sep	Oct	Nov	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juil	Août
T(°C)	31,9	28,5	22,7	22,7	16,8	12,6	13,3	16,4	20,6	28,9	34,4	35,5

Source: ONM Alger

**Figure I.4:** Températures moyennes mensuelles(°C).

D'après le tableau précédent, on distingue deux saisons typiques :

- Un été chaud avec une température moyenne maximale de 35.5 °C, en Août.
- Un hiver relativement doux avec une température moyenne minimale

de 12.6 °C, en Janvier.

I.4.2 - Précipitation:

Le climat de la wilaya de Skikda est caractérisé par l'irrégularité des précipitations et par des variations annuelles et inter-saisonnières très importantes, l'humidité et la sécheresse se manifestent pendant de longues périodes consécutives.

Le tableau I.3 présente la variabilité des précipitations moyennes mensuelles durant la période (1969-2014).

Tableau I.3 : La variabilité des précipitations moyennes mensuelles (1969-2014).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Août
pluie (mm)	53,8	54,0	83,6	130,7	95,9	83,5	55,0	52,1	26,4	5,8	2,9	5,6

Source: ONM Alger

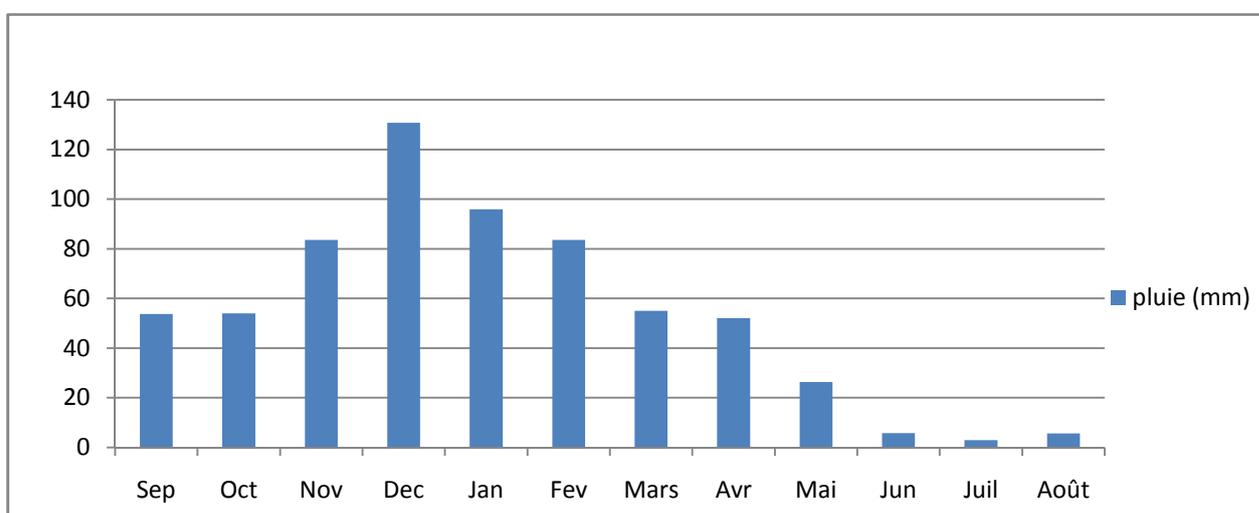


Figure I.5 : les précipitations moyennes mensuelles.

Le mois le plus humide est décembre tandis que les mois de juin à août sont les mois les plus secs.

Durant les vingt dernières années, le climat de l'Algérie a été caractérisé par des périodes de sécheresse récurrentes. Ce phénomène a été valable aussi dans la région est du pays. Cette situation n'a pas manqué d'avoir des répercussions sur l'évolution de la pluviométrie.

I.4.3 -Humidité:

C'est un élément important du cycle hydrologique, contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente la quantité réelle de vapeur d'eau contenue dans l'air par rapport à celle que l'air pourrait contenir s'il était saturé à la même température.

Tableau I.4: Les moyennes mensuelles de l'humidité relative Période de (1969-2014)

mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
H(%)	74,31	75,04	74,23	74,19	75,69	74,5	72,81	74,69	75	74,73	74,54	74,58

Source: ONM Alger

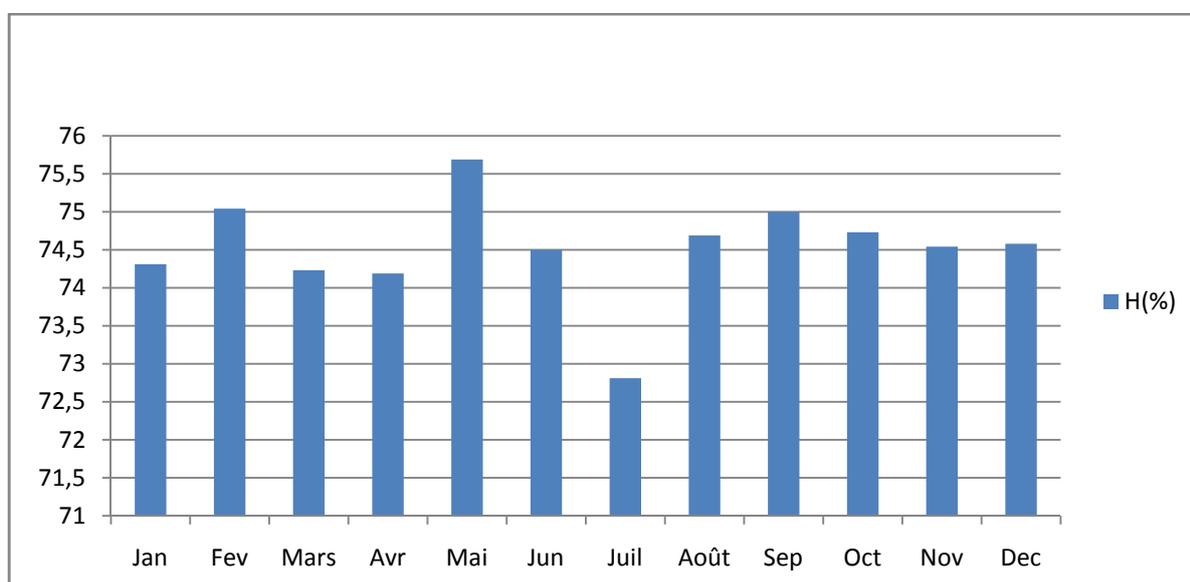


Figure I.6: Humidité relative moyenne mensuelle

I.5 - Démographie :

Dans toutes les études d'assainissement et de planification, et afin de déterminer les perspectives à court, moyen, voir à long terme, on fixe le taux global d'accroissement naturel de la population de 2,4% (d'après l'A.P.C de la commune de FIL-FILA).

On peut estimer le nombre d'habitants pour différents horizons, en se référant à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

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

Avec :

P_n : La population future (hab).

P_0 : La population de référence (hab).

T : Taux d'accroissement, T=2,4%.

n : L'écart d'années entre les deux horizons (ans). Dans notre cas on prend tq n=30 ans.

1. La ville de FILFILA:

Tableau I.7 : Population pour différents horizons :

Année	2008	2018	2048	T(%)
Population	8108	10279	20937	2,4

Source: APC de FILFILA

2. La ville de BOUZAAROURA:

Le POS de Bouzaâroura comprend de 2800 logements des différents programmes LPP, LPL et AADL.

Les travaux sont commencer en 2014



Figure I.7: Pole de Bouzaâroura

Donc ce cas là en détermine le nombre d'habitation par la méthode basée sur le T.O.L (taux d'occupation par logement).

- Le T.O.L de la ville de Bouzaâroura près de 6 personnes par logement égale à la moyenne de l' Algérie.
- Le nombre de logements dans chaque sous-bassin est obtenu d'après les noms des cités et des lotissements cités sur le P.O.S ou sur une image satellitaire.

Alors : Nbr d'habitant = T.O.L * Nbr de logements.

$$\text{Nbr d'habitant} = 6 * 2800 = 16800 \text{ habitants}$$

3. La ville de OUED K'SOB :

Tableau I.8 : Population pour différents horizons :

Année	2008	2018	2048	T(%)
Population	4934	6255	12741	2,4

Source: APC de FILFILA

I.6 - Ressources hydriques :**I.6.1 - Alimentation en eau potable :**

Les agglomérations de FIL-FILA sont alimentées à partir de puits de surface et souffrent du manque d'eau.

Le réseau de distribution est lui aussi dans un stade de vétusté total ; enregistrant un très fort taux de perte. Pour rectifier ce manque et le taux de perte, la DRE de Skikda lance une étude d'un réseau d'eau potable, pour l'agglomération de FIL-FILA a distribution proposée est par deux zones :

- Une zone sera desservie à partir d'un réservoir projeté à FIL-FILA; ce dernier alimentera le réseau de distribution constitué par des mailles principales avec des tronçons ramifiés et une pression de service étagées.
- Une zone sera alimentée à partir de cuve du réservoir d'eau dessalé par deux couloirs de distribution

I.7 - Assainissement :

Les rejet direct des eaux usées dans la mer, l'oued et les châabas sans aucun traitement, ils causent la pollution de certaines plages et les infrastructures touristiques, ainsi que sur l'environnement et la santé publique des citoyens (danger de pollution des eaux souterraines).

Le but de ce projet est de proposer un système d'accumulation des effluents de ces agglomérations et les transportés vers la future station d'épuration de LARBI BEN M' HIDI.

Tableau I.9 : type de réseau de déférentes agglomérations

	Fil-fila	Oued K'sob	Bouzaaroura
Type de réseau	Unitaire	Unitaire	Séparatif
Diamètre de rejet (mm)	1500	1000	300

Source : PDAU Skikda

Conclusion :

Ce chapitre permis de décrire les différentes caractéristiques physiques et démographiques de notre région d'étude, et d'analyser les différents éléments nécessaires pour effectuer cette étude. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet.

Chapitre III

Etude Hydrologique

Introduction :

Pour étudier et réaliser un projet d'assainissement, on doit passer à une étape très importante c'est l'évolution des débits en particulier les débits des eaux pluviales. Afin de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes.

Donc tout projet d'assainissement doit comporter une étude hydrologique pour la détermination de l'intensité moyenne de précipitation.

II.2. Les petites pluies :

La précipitation comprise entre les averses orageuses et les bruines dont la hauteur d'eau très faible n'entraîne pas de ruissellement, est la caractéristique essentielle des petites pluies.

II.3. Les averses:

Ces sont des pluies subites, abondantes et généralement de courte durée, variant entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures, les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par minute de temps. Les mesures de ces averses sont effectuées à l'aide des appareils suivants :

- **Les pluviomètres :** qui relèvent les hauteurs d'eau tombées en 24heures.
- **Les pluviographes :** qui enregistrent la variation de la hauteur d'eau dans le temps.

II.4. Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.5. 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 complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en limitant leurs paramètres.

L'intensité moyenne I_m se définit par le rapport de la hauteur d'eau tombée dh

Pendant une durée donnée dt :

$$I_m = dh/dt \quad (II.1)$$

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.

II.6. Analyse des données pluviométriques et calcul des différents paramètres de la série :

II.6.1. Analyse des données statistiques :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'Assainissement. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de Skikda (**Port**) dont l'indication de la station **355** sur une période de fonctionnement de 45 ans (de la période 1969-1970 à 2013-2014), qui nous a été fournie par l'ONM d'Alger (Office National de la Météorologie) et représenter dans le tableau II.1.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 45 années.

Tableau II.1 : Coordonnées géographiques de station météorologiques Skikda (Port)

Station	Indicatif	Latitude (N)	Longitude Est	Altitude (m)
Skikda	355	36° 53'	06° 54' E	1

Source : ONM d'Alger

Tableau II.2:Série des pluies max mensuelle et annuelle du poste pluviométrique de FIL-FILA

Année	Sept	oct	nov	dec	janv	fév	Mars	avril	mai	juin	juil	Aout	Annuel
1969-1970	2,6	5,4	46,2	65	68,5	48,8	54	17,5	2,2	1,7	0	1,7	313,6
1970-1971	10,4	19,1	26	46,8	79,5	77,5	49	3,7	2	0	0	2	316
1971-1972	0	20,5	18,6	53	62,5	77,4	107,4	44,6	7,7	3,6	0,4	0	395,7
1972-1973	24,7	49,5	53,9	41,8	99,5	68,8	89,1	25,3	8,5	7,4	0,1	2,5	471,1
1973-1974	28,6	67,9	42,4	82,6	92,6	109,5	132,4	23,2	0	10,9	0	3	593,1
1974-1975	42,6	43,9	16,8	74,7	83,4	89,9	32,2	83,4	15,5	0	0,5	0	482,9
1975-1976	39,6	70,6	102,6	45,1	102,4	75,9	82,9	2,6	24,8	1,6	0	1,4	549,5
1976-1977	17,9	26	85,3	113,8	90,2	119,2	105,3	54,8	18,3	1,8	1,6	0,9	635,1
1977-1978	35,2	27,1	93	90,1	87,2	110,1	55,6	40,3	25,9	6,8	0,4	1,3	573
1978-1979	3,1	27,3	55,5	70,5	77,3	123,4	59,2	84	22,4	0	0	3,3	526
1979-1980	1,9	49,1	84,9	60,1	69,3	114,6	75,1	104,8	12,4	15,5	1,1	1,2	590
1980-1981	36,4	32,7	92,7	17,6	88	95,3	104	65,2	12,4	2,2	0	0,2	546,7
1981-1982	32,2	40,1	75,5	108,1	97,4	86,2	61,4	26,9	12,4	11,5	0,3	2,2	554,2
1982-1983	23,9	36,3	40,4	104,9	118,6	111,9	113,4	65,2	17,7	0	0,6	1,7	634,6
1983-1984	23,3	24,3	102,1	64,2	74,7	126,8	35,2	38,1	16	5,7	0	0,4	510,8
1984-1985	26,9	47,8	53,6	80,4	118,8	96,3	159,8	38,3	14,8	0	0	1,2	637,9
1985-1986	34,7	14,9	40	35	86,6	96,8	90,3	33,5	1,3	7,4	1,3	0	441,8
1986-1987	22,6	53,4	122,6	95,6	106,6	118,8	101,8	40,4	20,5	0	0	0	682,3
1987-1988	26,9	38,7	85,7	24,3	75,7	76,3	105	17,8	18,8	9,3	0	0	478,5
1988-1989	34,9	0	32,6	90,7	96,1	100,9	50	31,2	1,4	6,1	0,4	1,3	445,6

1989-1990	9,9	44,6	52,9	53,1	113,4	98	30,8	49,3	16,1	7,9	0	2,2	478,2
Tableau II.2 (suite) : Série des pluies max mensuelle et annuelle du poste pluviométrique de FIL-FILA													
1990-1991	0	42,3	106,5	127,6	102,5	80,7	68,6	14,5	0	6,1	0,4	1,3	550,5
1991-1992	24,1	45,9	101,9	137,3	95,6	83,1	58,6	36,3	9,6	8,4	0,3	0,3	601,4
1992-1993	0	12,3	50,9	130,6	86,5	62,6	66,4	24,5	15,3	0	0	0	449,1
1993-1994	19,2	61,1	14,6	117,3	94	105,3	65,3	32,4	10,6	0	0	0	519,8
1994-1995	6,9	60,8	26,8	96,2	146,4	86,9	94,8	17,2	0	2,3	0	0,4	538,7
1995-1996	29,4	2,2	78,8	78,1	85,7	131,1	85,4	31,4	11,5	0	0	1,7	535,3
1996-1997	17,3	6,1	13,6	96,4	104,8	25,7	38,7	19,8	0,3	0	0,9	0,7	324,3
1997-1998	15,7	95,3	88,1	149,2	99,3	119,7	94	47,2	10,4	5,3	0	2,1	726,3
1998-1999	41,1	26,6	72,2	85,4	115,4	90,7	61,4	40,7	0	5,8	0	0,4	539,7
1999-2000	2,7	22,5	79,3	162,5	68,3	78,9	8,4	41,5	16,9	3,1	0	2,3	486,4
2000-2001	0	47,6	27,3	84,6	120,2	101,4	17,4	42,6	11,9	0	0	0	453
2001-2002	21,4	9,8	48,5	45,3	72,5	80,9	6,3	28,2	1,6	0	1,9	1,9	318,3
2002-2003	7	26,4	97,8	90,8	86,5	143,7	26,3	36,8	10,6	0	0	3,3	529,2
2003-2004	15,2	21,4	27,4	128,8	103,2	112,9	39,9	57	35,3	20,5	0	0	561,6
2004-2005	21,4	11,4	121,4	114,1	98,3	97,7	59,8	34,3	0	1,3	0	1,9	561,6
2005-2006	2,7	6	19,8	94,8	136,1	90,6	27,5	15,9	8,1	0	0	2,8	404,3
2006-2007	11,1	74,2	22	141,6	85	78	99,4	20,7	2,7	3,5	1,7	0	539,9
2007-2008	4,4	48,8	76,9	129,4	106,5	73	75,3	32,3	37,1	0	0	1,1	584,8
2008-2009	24,7	8,3	75,5	82	84,7	55,4	65,7	42,3	12,6	1,3	0	1,4	453,9
2009-2010	14,6	41,4	72,6	92,2	160,6	60,8	28,9	20,5	15,7	4,6	0	0	511,9
2010-2011	21	44,2	64,3	79,3	151	54,8	80	28,5	17,8	15,6	0,4	2	558,9
2011-2012	23,6	25,2	64,1	125,1	57,4	54,6	75,8	48,4	19,9	8,8	0,9	0	503,8
2012-2013	32,6	28,5	72,1	68	57,5	101,3	72,2	17,4	11,8	1,1	0,4	1,9	464,8
2013-2014	19,9	82,4	98,7	113,9	149,2	100,1	69,8	45	12,4	14,1	2,6	2,8	710,9

Source: ONM Alger

II.6.1.1 Homogénéisation des données :

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente.

Vérifier l'homogénéisation des données nous allons vérifier par le test de médiane (test de Mood).

Test de Mood:

Déterminons la médiane **M** de la série après avoir classé l'échantillon par ordre croissant. la médiane de telle sorte que 50% des échantillons lui soient inférieures et 50% soient supérieures. Remplaçons donc la série des valeurs non classées par une suite de signe :

(+) pour les échantillons > **M**

(-) pour les échantillons < **M**

Tableau II.3: Détermination du médiane M de la série :

P_{annuel} (mm)	Ordre croi	rang	Médiane :M	Signes
313,6	313,6	1	529,2	-
316	316	2	529,2	-
395,7	318,3	3	529,2	-
471,1	324,3	4	529,2	-
593,1	391,7	5	529,2	+
482,9	404,3	6	529,2	-
549,5	441,8	7	529,2	+
635,1	445,6	8	529,2	+
573	453,2	9	529,2	+
526	449,1	10	529,2	-
590	453	11	529,2	+
546,7	453,9	12	529,2	+
554,2	464,8	13	529,2	+
634,6	471,1	14	529,2	+
510,8	478,5	15	529,2	-
637,9	482,9	16	529,2	+
441,8	486,4	17	529,2	-
682,3	503,8	18	529,2	+
478,5	510,8	19	529,2	-
445,6	511,9	20	529,2	-
478,2	519,8	21	529,2	-
550,5	526	22	529,2	+
601,4	529,2	23	529,2	+
449,1	530,7	24	529,2	-
519,8	535,3	25	529,2	-
538,7	539,7	26	529,2	+
535,3	539,9	27	529,2	-
324,3	546,7	28	529,2	-
726,3	549,5	29	529,2	+
539,7	550,5	30	529,2	-
486,4	554,2	31	529,2	-
453	558,9	32	529,2	-
318,3	561,6	33	529,2	-
529,2	561,6	34	529,2	+
561,6	573	35	529,2	+
561,6	584,8	36	529,2	+
404,3	590	37	529,2	-
539,9	593,1	38	529,2	+
584,8	597,4	39	529,2	+
453,9	634,6	40	529,2	-
511,9	635,1	41	529,2	-
558,9	637,9	42	529,2	+
503,8	682,3	43	529,2	-
464,8	710,9	44	529,2	-
710,9	726,3	45	529,2	+

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

La médiane :

Puisque la série est impaire, la médiane est observée en rang $(N+1)/2$ c'est-à-dire en rang 23.

$$\text{Médiane } (X_{50\%}) = 529,2 \text{ mm}$$

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane. Ns = 24.

$$Ts = 4.$$

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$Ns > \frac{1}{2} (N+1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \quad Ns > 15.16 \quad \text{(II.2)}$$

$$Ts < 3.3 (\log_{10} N + 1) \quad Ts = 5.48 \quad \text{(II.3)}$$

avec : $\alpha = 5\%$, $U_{1-(\alpha/2)} = 1.96$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène

II.6.1.2 Les caractéristiques de la série :

❖ La moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=45} X_i}{n} = \frac{5399,3}{45} = 119,98 \quad \text{(II.4)}$$

$$\text{donc } \bar{X} = 119,98 \text{ mm ;}$$

n : Le nombre d'années d'observations (n = 45 ans) ;

❖ L'écart type : σ_x : Pour n > 30 ans ; on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=45} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=45} (X_i - 119,98)^2}{44}} \quad \text{(II.5)}$$

$$\text{donc : } \sigma_x = 22,29 \text{ mm ;}$$

❖ Le coefficient de variation : C_v

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{22,29}{119,98} = 0.19 \quad \text{donc } C_v = 0.19 \text{ mm ;}$$

- ❖ L'exposant climatique :
Selon les études régionales de l'ANRH ; on a $b=0.40$

Tableau II.4: caractéristiques des pluies maximales de la station :

Station	Port de Skikda
Série	1969-2014
Moyenne	119,98
Ecart-type	22,29
Max	68,5
Min	162,5
Cv	0.19

II.6.2 Choix de la loi d'ajustement :

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

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

En Assainissement les deux lois généralement utilisées sont :

- Loi de Gumbel.
- Loi de Galton.

✓ *Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :*

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.6})$$

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement ;

- x_0 est le paramètre de position (mode) ;
- α est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $1/\alpha$.

Par un changement de variable $y = \alpha (x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha) y + x_0$.

Procédé d'ajustement :

- 1-Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- 2-Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \times 100 \quad (\text{II.8})$$

- m : Numéro d'ordre ;
- n : Taille de la série ;

- 3-Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
- 4-Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \quad (\text{II.9})$$

- 5- Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;
- 6-Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II.10})$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y ;

- 7-Calculer les paramètres d'ajustement $1/\alpha$ et x_0 ; sachant que $1/\alpha$ est la pente de la droite et x_0 l'ordonnée à l'origine.
- 8-Tracer la droite de régression sur papier Gumbel.

Tableau II.5: Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :

Ordre(m)	P max ;J = x(mm)	F (m)	Y = - Ln (-Ln (F(x)))
1	68,5	0,011	-1,504
2	79,5	0,033	-1,224
3	80,9	0,056	-1,061
4	84,7	0,078	-0,938
5	89,9	0,100	-0,834
6	96,8	0,122	-0,743
7	99,5	0,144	-0,660
8	100,9	0,167	-0,583
9	101,3	0,189	-0,511
10	102,6	0,211	-0,442
11	104	0,233	-0,375
12	104,8	0,256	-0,311
13	105	0,278	-0,248
14	107,4	0,300	-0,186
15	108,1	0,322	-0,124
16	110,1	0,344	-0,064
17	113,4	0,367	-0,003
18	114,6	0,389	0,057
19	115,4	0,411	0,118
20	117,3	0,433	0,179
21	118,6	0,456	0,240
22	119,2	0,478	0,303
23	119,9	0,500	0,367
24	120,2	0,522	0,431
25	121,4	0,544	0,498
26	122,6	0,567	0,566
27	123,4	0,589	0,636
28	125,1	0,611	0,708
29	126,8	0,633	0,784
30	127,6	0,656	0,862
31	128,8	0,678	0,944
32	129,4	0,700	1,031
33	130,6	0,722	1,123
34	131,1	0,744	1,220
35	132,4	0,767	1,325
36	136,1	0,789	1,439
37	137,3	0,811	1,564
38	141,6	0,833	1,702
39	143,7	0,856	1,858
40	146,4	0,878	2,037
41	149,2	0,900	2,250
42	151	0,922	2,514
43	159,8	0,944	2,862
44	160,6	0,967	3,384
45	162,5	0,989	4,494

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right)y + x_0 \quad (\text{II.11})$$

$1/\alpha$: La pente de la droite de GUMBEL ;

$$1/\alpha = 0.78 * \sigma_x \Rightarrow 1/\alpha = 0.78 \times 22,29 = 17,39 ; \text{ donc } 1/\alpha = 17,39 \text{ mm} ;$$

x_0 représente l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \quad (\text{II.12})$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de Gumbel :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} y_i}{n} = 0.571 \text{ mm} ;$$

$$x_0 = 119,98 - 17,39 * (0.571) = 110,05 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient : $x = 17,39y + 110,05$

D'où : $P_{\text{maxj}}(p\%) = 17,39 y + 110,05$

Le coefficient de corrélation $r = 0.967$.

Remarque : La corrélation est satisfaisante ; donc ; à partir du graphe ; nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel ;

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\text{maxj}}(10\%) : [87.1 \div 116] = 107.438 \text{ pour } 95\% .$$

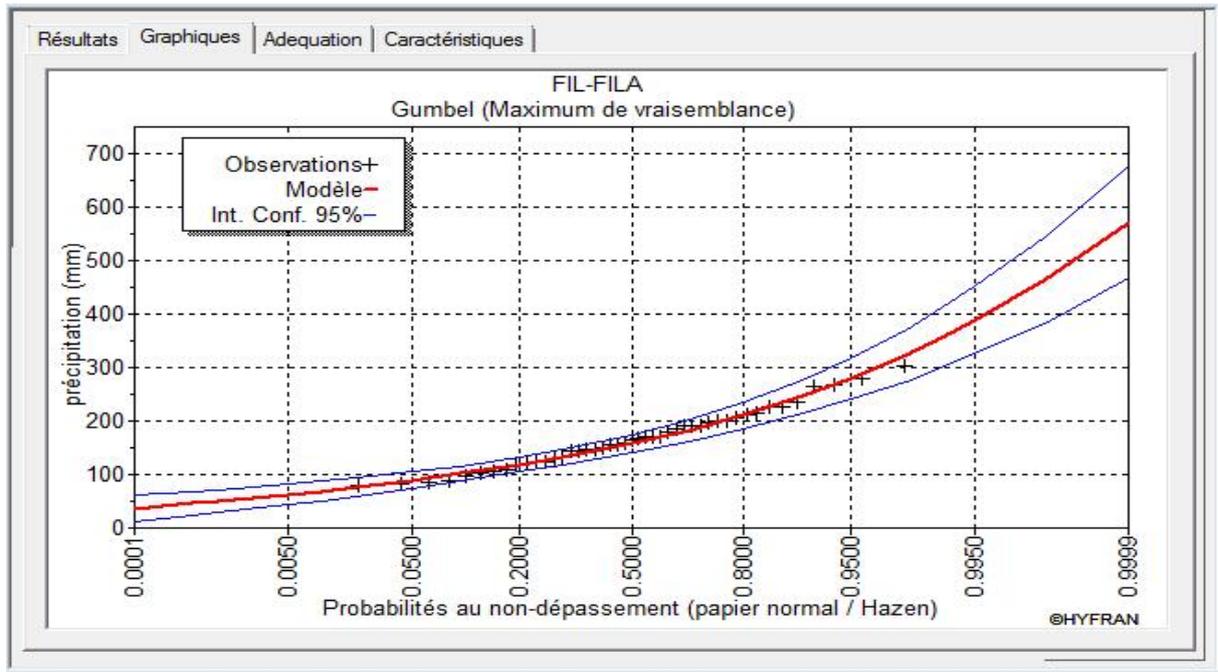


Figure II.1 : représentation de la droite de Gumbel

(Etablir par logiciel Hyfran)

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

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

Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II.13}$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{X_i - \overline{X}}{\sigma_x} \tag{II.14}$$

Et l'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\text{Log}x} + u \sigma_{\text{Log}x}$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale par la formule de Henri ;
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en \overline{Logx} et σ_{Logx}
- 5- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique ;
- 6- Détermination de la droite de Galton $Logx = \overline{Logx} + u\sigma_{Logx}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp\% = 10^{Logxp\%}$$

$$D'où : \quad xp\% = 10^{\overline{Logx} + up\%\sigma_{Logx}} \quad (\text{II.15})$$

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

$$\overline{Logx} = \frac{\sum Logx_i}{N} \Rightarrow \overline{Logx} = \frac{98.996}{45}, d'où : \overline{Logx} = 2.2mm$$

$$\text{Ainsi on aura : } \sigma_{Logx} = 0.146mm$$

La droite de Galton est représentée sur la figure II.2 ;

L'intervalle de confiance du quantile :

$$\mathbf{Pmaxj (10\%) : [88.8 \div 116] = 108.020 \text{ pour } 95\% .}$$

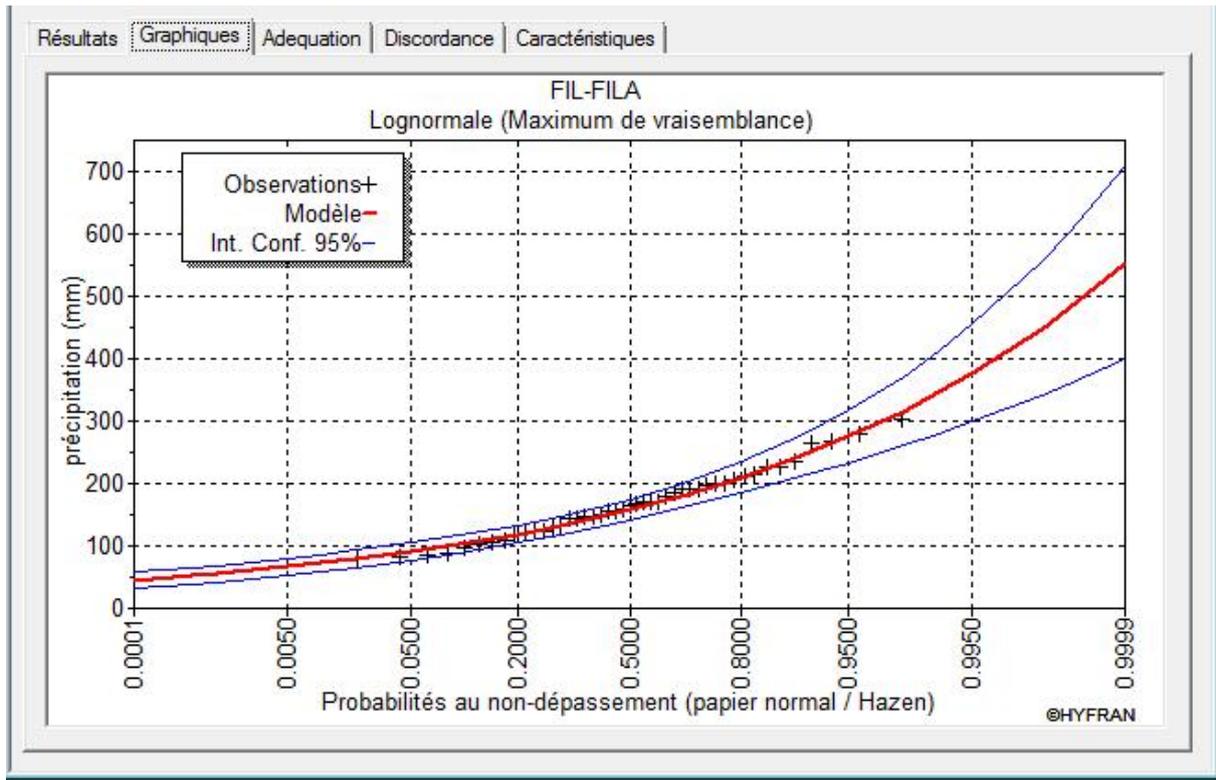


Figure II.2 : représentation de la droite de Galton.

(Etablir par Hyfran)

II.6.3 Test de validité d'un ajustement :

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré « χ^2 ».

Le test d'adéquation du Khi² effectué à l'aide du logiciel Hyfran pour les 2 lois a donné les résultats suivants :

- pour la loi Gumbel :
 - Khi carré = 2.4
 - p-value $p(\chi^2) = 0.895$
 - Degrés de liberté : 6
 - Nombre des classes : 9
- pour la loi Log-Normale (Galton) :
 - Khi carré = 2
 - p-value $p(\chi^2) = 0.919$
 - Degrés de liberté : 6

- Nombre des classes : 9

La visualisation des courbes est aussi un indicateur fiable sur le modèle à choisir, cela confirme le résultat du test qui privilégie une adéquation à **la loi Log-normale**.

II.7. Calcul de l'intensité de pluie de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de

Montanari :

$$I_t(15\text{min})(p\%) = I_{24}(p\%) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.16})$$

Pour une averse de fréquence (p%) ;

- $I_{24}(p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;
- t : Durée de l'averse en heures, $t = 0.25\text{h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans ;
- b : Exposant climatique de la région ($b = 0.40$) qui est donné par l'ANRH (ALGER) ;

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ; durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_{15\text{min},10\%} = I_{24}(10\%) \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} = \frac{P_{24}(10\%)}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.17})$$

D'après la loi de Galton :

$$I_{15\text{min},10\%} = \frac{108.020}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.4-1} = 69.607 \Rightarrow I_{15\text{min},10\%} = 69.607 \text{ mm/h}$$

Tableau N°II.6 : Intensité pour une période de retour de 10ans :

T (h)	I max(mm/h)	T (h)	I max(mm/h)
0,25	69,595	12	6,821
0,5	45,915	13	6,501
1	30,293	14	6,218
2	19,986	15	5,966
3	15,670	16	5,739
4	13,186	17	5,534
5	11,533	18	5,348
6	10,338	19	5,177
7	9,425	20	5,020
8	8,699	21	4,875
9	8,106	22	4,741
10	7,609	23	4,616
11	7,186	24	4,500

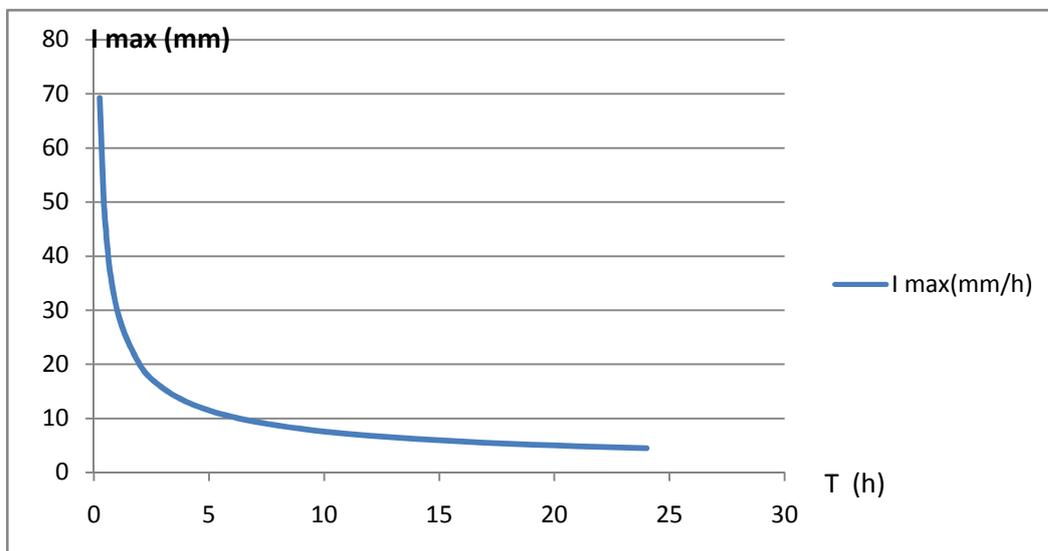


Figure II.3 : Courbes_Intensité_Durée_Fréquence pour différentes périodes

Conclusion :

L'étude hydrologique nous permet de déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la droite de Galton qui est le meilleur ajustement de précipitation maximale journalière, on aura : $I_{15 \text{ min}, 10\%} = 69.595 \text{ mm} / h$

Donc pour le dimensionnement de notre réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales ; on prend la valeur donnée par la loi de Galton qui est :

$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 69.595 \text{ mm} / h$; D'où l'intensité pluviale sera :

$$I = \frac{69.595 \times 10000}{3600} = 193.319 \text{ . Donc on prendre : } \mathbf{I = 194 \text{ l/s/ha.}}$$

Chapitre III

Calcul De Base

Introduction :

La collecte et l'évacuation des eaux usées est assurée par une bonne estimation de ces débits, afin de protéger notre environnement.

Toute conception hydraulique, doit obligatoirement passer par des calculs qui vont permettre d'évaluer les différents types de débits de la zone à étudier afin de connaître le type et la disposition des ouvrages à projeter, qui seront illustrés dans ce chapitre.

III.1 - Définitions :**• Egout local et collecteur :**

Un égout local est un égout qui ne dessert qu'une rue ou un petit nombre de rues. Un collecteur est une conduite d'égout dans laquelle se déversent les eaux usées acheminées par plusieurs conduites de moindres dimensions. Un collecteur doit pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'il dessert.

• Intercepteur :

Un intercepteur est une conduite qui reçoit les eaux usées transportées par des collecteurs et qui les achemine vers la STEP. L'intercepteur n'est doté d'aucun système d'évacuation d'excédents d'eaux usées non traitées vers le cours d'eau récepteur. C'est pourquoi, lorsqu'on ne peut traiter toutes les eaux, on évacue ces excédents vers le cours d'eau récepteur avant leur interception. Un intercepteur n'est donc pas nécessairement conçu pour transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'il dessert.

• Emissaire :

Un émissaire est une conduite qui achemine les eaux usées brutes ou traitées vers le cours d'eau récepteur et qui les y déverse. Les eaux usées traitées provenant d'une STEP sont ainsi rejetées dans le cours d'eau récepteur par l'intermédiaire d'un émissaire. En l'absence d'épuration des eaux usées, le dernier tronçon du collecteur situé le plus en aval d'un bassin versant est habituellement un émissaire.

III.2 - Les réseaux d'égouts :**III.2.1 - Définition d'un système d'assainissement :**

Les réseaux d'assainissement urbains sont constitués d'un ensemble de composantes hydrauliques comprenant des conduites, des regards, des puisards, des stations de pompage, des bassins de retenue et différents ouvrages de contrôle. Leur mission principale est la collecte et l'évacuation adéquate des eaux usées vers une station de traitement ou vers un lieu de déversement approprié.

L'établissement d'un réseau d'assainissement urbain doit répondre, en général, à deux préoccupations :

- Éliminer les eaux usées domestiques et industrielles pour assurer l'hygiène publique tout en évitant la pollution des milieux naturels.
- Évacuer de façon adéquate les eaux pluviales pour empêcher l'inondation des zones urbaines et assurer la sécurité des citoyens.

III.2.2 - Types des systèmes d'assainissement :

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles et pluviales peut se faire au moyen de deux systèmes principaux : le système unitaire et le système séparatif. On peut considérer également le système pseudo séparatif.

III.2.2.1 - Réseau d'égouts unitaire :

Un réseau d'égouts unitaire est un réseau qui canalise toutes les eaux usées du territoire qu'il dessert, que ces eaux soient d'origine domestique, pluviales ou industrielle.

Avec ce système, il est impératif de tenir compte d'éventuelles variations brutales de débits des eaux pluviales dans la conception et le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages de traitement.

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients d'un système unitaire

Système unitaire		
Contraintes d'exploitation	Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple. - Moins d'encombrement. - À priori économique. - Pas de risque d'inversion des branchements. 	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à STEP très variable. - Forte dilution lors d'un orage. - Apport de sable important. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies. - Rejet direct vers le milieu récepteur au droit des DO.

III.2.2.2 - Réseau d'égouts séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux de ruissellement est assurée par un autre réseau.

- Réseau d'égouts sanitaire :

Souvent appelé à tort réseau d'égouts domestique ou séparatif, un réseau d'égouts sanitaire transporte les eaux usées d'origine domestique, les eaux provenant des commerces et établissements industriels (à l'exclusion, en général, des eaux de refroidissement) et les eaux parasites.

- Réseau d'égouts pluvial :

Un réseau d'égouts pluvial est destiné à canaliser les eaux de ruissellement. Habituellement, ces eaux sont déversées dans le cours d'eau récepteur sans que les soumettent à un traitement. Les aménagements les plus récents consistent à stocker cette eau dans des bassins de retenue, l'eau étant filtrée en amont et débarrassée d'une partie de ses polluants.

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients d'un système séparatif

Système séparatif		
Contraintes d'exploitation	Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> – Petites et moyennes agglomérations. – Extension des villes. – Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> – Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux. – Exploitation plus facile de la STEP. – Meilleure préservation de l'environnement. – Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents). 	<ul style="list-style-type: none"> – Encombrement important. – Coût d'investissement élevé. – Risque important d'erreur de branchement.

III.2.2.3 - Réseau d'égouts pseudo-séparatif :

Un réseau d'égouts pseudo-séparatif est un réseau qui reçoit les eaux usées d'origine domestique et certaines eaux pluviales, soit celles provenant des drains de fondation, des drains de toits plat et des entrées de garage situées sous le niveau du sol. Les maisons desservies par un tel réseau ont donc un seul branchement de service, qui alimente le réseau en eaux usées d'origine domestique et en eaux pluviales autorisées.

III.3 - Choix de mode d'évacuation:

La ville de FILFILA et OUED K'SOB ont un système unitaire pour cela nous avons proposé deux déversoirs a la sortie de chaqu 'un. La ville de BOUZAAROURA a un système séparatif.

L évacuation des eaux usées de la ville de FILFILA ce fait a partir de deux types d'évacuation Par refoulement (SR1 –R1) et de (SR2- STEP) et par gravité (R1-SR2).pour les autres agglomérations l'évacuation ce fait graviterement.



Figure III.1 : Le réseau d'évacuation des eaux usées concerné les trois agglomérations vers la STEP de LARBI BEN M'HIDI

III.4 - Etude démographique de la région d'étude :

L'analyse démographique est nécessaire pour tous plans d'aménagement si celui-ci se veut efficace. Elle renseigne sur le dynamisme de la population, sa structure et ses grandes tendances.

Un ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée (30 ans). Il est donc nécessaire d'estimer la population future à un horizon donné. Pour cela, nous avons fait appel à la formule du taux d'accroissement exponentiel suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (IV.1)$$

P_n : Population future.

P_0 : Population résidente à l'année considérée comme référence.

τ : taux d'accroissement.

n : la différence entre l'année de l'horizon et l'année de référence.

Notre zone d'étude se compose de trois agglomérations avec un taux de croissance pour le long terme égal à 2.4 % (d'après l'APC de FILFILA) comme suit :

1. La ville de FILFILA:**Tableau III.3** : Population pour différents horizons :

Année	2008	2018	2048	T(%)
Population	8108	10279	20937	2,4

Source: APC de FILFILA

2. La ville de BOUZAAROURA:

Le POS de Bouzaâroura comprend de 2800 logements des différents programmes LPP, LPL et AADL

$$\text{Nbr d'habitant} = 6 * 2800 = 16800 \text{ habitants}$$

3. La ville de OUED K'SOB :**Tableau III.4** : Population pour différents horizons :

Année	2008	2018	2048	T(%)
Population	4934	6255	12741	2,4

Source: APC de FILFILA

III.5 - Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

Après l'étude démographique et la détermination des types et du nombre d'équipements dans la ville ; il conviendra au besoin de décomposer les zones d'étude en sous-bassins élémentaires où chaque sous-bassin représente un territoire qui draine ses eaux vers un point unique appelé décharge. Le découpage doit tenir compte des critères suivants :

- Mode d'occupation du sol et la densité d'habitants.
- Les routes et les voiries.
- Le réseau existant et le sens de l'écoulement (la pente).
- La nature du sol.
- Les limites naturelles (talweg, oued...).

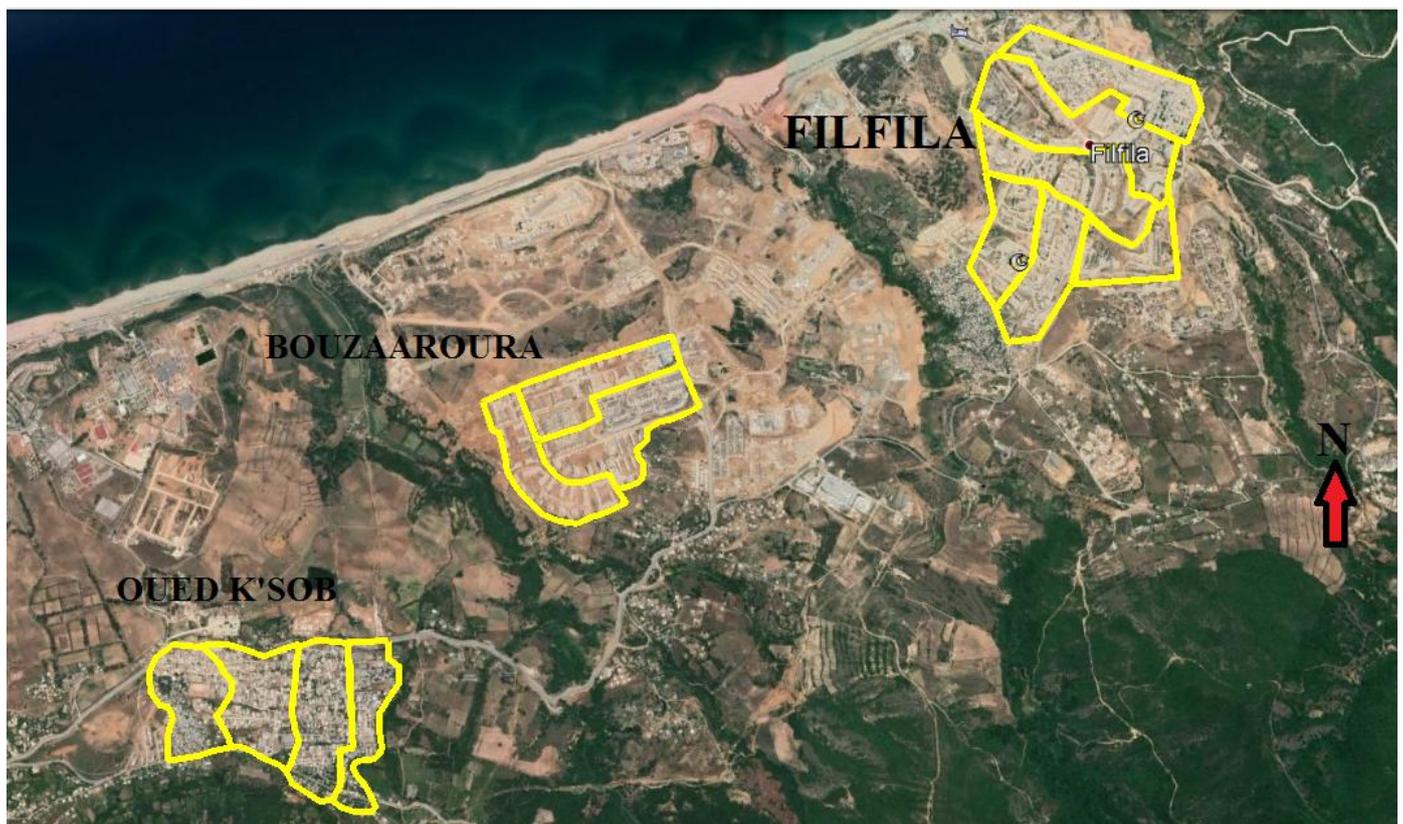


Figure III.2 : Le découpage des sous bassins
(extrait de google earth 2018)

Remarque : Dans notre cas, le découpage est basé par rapport au routes et voiries et aussi par rapport au mode d'occupation du sol, tout en essayant de respecter les critères cités précédemment.

III.6 - Estimation du coefficient de ruissellement C_r :

Le coefficient de ruissellement est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur cette surface.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de :

- la pente,
- la nature de la surface du terrain
- la densité de la surface à drainer (terre limoneuse, avec ou sans végétation, sable, rocher...).
- l'humidité de l'air.
- l'humidité de la surface.
- la durée de la pluie.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant plusieurs cas dont on en citera dans les trois tableaux III.5, III.6 et III.7

Tableau III.5 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol	Coefficient de ruissellement
Commercial	$0,70 \leq C \leq 0,95$
Résidentiel :	
• Lotissements	$0,30 \leq C \leq 0,50$
• Collectifs	$0,50 \leq C \leq 0,75$
• Habitat dispersé	$0,25 \leq C \leq 0,45$
Industriel	$0,50 \leq C \leq 0,80$
Parcs et jardins publics	$0,05 \leq C \leq 0,10$
Terrains de sport	$0,10 \leq C \leq 0,30$
Terrains vagues	$0,05 \leq C \leq 0,15$
Terres agricoles	
• Drainées	$0,05 \leq C \leq 0,13$
• Non Drainées	$0,03 \leq C \leq 0,07$

Tableau III.6 : Estimation du coefficient de ruissellement pour différentes densités de population

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

Tableau III.7 : Estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces

Nature de la surface	Valeurs du coefficient C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.90
Chaussée avec peu de joints	0.85 - 0.90
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 - 0.85
Pavages en blocages	0.40 - 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 - 0.60
Chemin en gravier	0.25 - 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 - 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 - 0.25
Forets	0.01 - 0.20

Pour les grands sous-bassins ou les natures des surfaces sont différentes, on calcule le coefficient de ruissellement pondéré comme suit :

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} * A_i}{A} \quad (IV.2)$$

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

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

A : Surface totale de la région d'étude.

n : Nombre des sous-bassins.

Tableau III.8 : Détermination de coefficient de ruissellement.

Agglomération	S_{totale} (ha)	N de sous bassins	S_i (ha)	C_{ri}
FIL-FILA	101,13	1	15,29	0,45
		2	17,53	0,36
		3	24,01	0,6
		4	9,3	0,5
		5	15,39	0,7
		6	19,61	0,67
OUED K'SOB	53,22	7	6,56	0,35
		8	12,42	0,55
		9	14,45	0,75
		10	19,79	0,76
BOUZAAROURA	49,05	11	18,5	0,8
		12	20,71	0,8
		13	9,84	0,8

Conclusion

A partir des données mises à notre disposition, telles que le levé topographique ainsi que les images satellitaire, nous avons pu déterminer les différents éléments nécessaires pour l'élaboration de ce projet.

Chapitre IV

Evaluation Des débits à
Evacuer

Introduction :

Toute étude d'un cumule des rejets nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux à rejeté dans le milieu naturel. L'évaluation du débit des eaux pluviales dans les bassins versants c'est le problème le plus connu dans les projets d'assainissement depuis longtemps, ce qui conduisait les ingénieurs hydrologues à proposer plusieurs méthodes pour son évaluation dont la plupart sont fondées sur la transformation de la pluie en débit. De même pour les débits d'eaux usées, l'évaluation de la quantité des rejets et leurs variations dans le temps et dans l'espace représentent les principales contraintes qu'on peut rencontrer pour effectuer le calcul relatif aux réseaux d'égouts.

Les caractéristiques principales et l'estimation de chacune de ces deux catégories d'eau seront successivement étudiées ci-après.

IV.1 - Evaluation des débits des eaux usées :**IV.1.1 - Nature des eaux usées à évacuer :**

Selon l'origine des eaux usées, on distingue :

a- Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées domestique provient de ce qui reste des eaux de consommation après usage, elles sont constituées des eaux grises, des eaux vannes et les eaux usées des cours. Les eaux grises sont les eaux des baignoires, douches, lavabos, éviers, machines à laver. Les eaux vannes ou font références aux sous-produits de la digestion.

Le volume d'eaux usées domestiques déversé dans le réseau d'assainissement représente en général de 70 à 80 % du volume total des eaux de consommation distribué.

L'évacuation quantitative de ces rejets est fonction de l'importance de l'agglomération, de degré de confort et du mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

b- eaux usées du service public :

Les eaux de lavage (marchés, rues), des espaces publiques sont reculées par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

Pour un manque des données on estime le débit d'équipement à 15% Débit d'eau domestique.

c- eaux usées d'origine industrielle :

Les établissements industriels existants sont en général pourvus de compteurs d'eaux. Néanmoins, on doit évaluer avec précision quelle proportion des eaux utilisées sera évacuer vers l'égout, étant donné que le retour à l'égout peut être fort différent de celui des secteurs résidentiels. C'est pourquoi on doit analyser et mesurer la qualité et la quantité des eaux usées rejetées dans l'égout par les principaux établissements industriels d'une municipalité. S'il est impossible de mesurer les débits, on peut utiliser des valeurs moyennes selon le type d'activité industrielle.

IV.1.2 - Estimation des débits des eaux usées urbaines :**IV.1.2.1 - Débit moyen journalier :**

Le débit moyen journalier à rejeter est calculé de la manière suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D * \text{Nombre d'unité} * K_r}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

Où : Q_{moyj} : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K_r : Coefficient de rejet ;

D : dotation journalière (l/j.hab) ;

Nombre d'unité : Population estimée à l'horizon d'étude (hab) ou nombre d'utilisateurs par équipement.

IV.1.2.2 - Débit de pointe :

Dans une ville, le débit d'eau usée rejeté ne se fait pas d'une manière continue, car plusieurs pointes peuvent survenir durant la journée. Cependant, les variations du débit des eaux usées d'origine domestique ne sont pas assez importantes que celles des eaux de consommation, ce qu'on attribue aux faits suivants :

- La grande capacité d'emmagasinage des conduites a pour effet de réduire les pointes de débit ;
- Le temps requis par les eaux usées pour atteindre un point de mesure donné n'est en général pas le même pour tous les sous-bassins qui alimentent ce point de mesure.

Pour prendre en considération ces fluctuations, on affecte au débit de pointe le débit moyen journalier accompagné d'un coefficient de pointe « K_p », dont la valeur ne devrait pas dépasser le 3.

Le débit de pointe est défini par la formule suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moyj} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

Q_p : débit de pointe (l/s),

Q_{moyj} : débit des eaux usées domestiques (l/s),

K_p : coefficient de pointe ≤ 3 , dans notre cas, K_p est calculé comme suit :

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

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

(IV.3)

IV.1.2.3 - 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 d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la zone d'étude en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité des ressources d'eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **200 l/j/ha** à l'horizon futur. (Source : ONA BERRAKI).

IV.1.2.4 - débits d'eaux parasites :

Les eaux parasites qui sont inévitables peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Leur évaluation est assez difficile et ne peut pas être faite que sur terrain ou par modélisation qui peut donner une approche d'estimation. Généralement, on estime ce débit à environ 0.15 l/s/ha.

IV.2 - Evaluation des débits des eaux pluviales :

Les méthodes permettant de calculer une valeur de débit maximum ne permettent que de dimensionner un réseau d'assainissement et non de simuler son fonctionnement. A partir d'une pluie de période de retour T et de durée d, on calcule le débit généré, pris comme débit maximum qui sera transféré par le réseau avec une défaillance de période de retour T. Les méthodes existantes font pratiquement tous appels à un découpage du bassin versant en sous-bassins, élémentaires. Les résultats des sous-bassins sont ensuite composés entre eux, en série ou en parallèle, pour calculer la valeur du débit de l'ensemble du bassin versant.

Ces méthodes font généralement les hypothèses suivantes :

- Linéarité de la transformation pluie-débit
- Identité des périodes de retour de la pluie et du débit
- Proportionnalité entre la pluie et le débit.

IV.2.1 - méthode rationnelle :

Elle est fondée sur la proportionnalité et la linéarité de la transformation pluie-débit, exprimées par la relation suivante :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A \quad (IV.4)$$

Avec : Q : débit de pointe à l'exutoire (l/s)

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

C_r : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (l/s/ha)

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du sous bassin et le la distance par rapport à l'épicentre.

IV.2.1.1 - Principe de la méthode :

La méthode rationnelle consiste à estimer les débits à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs $A_1, A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$, limités par des lignes isochrones telle que l'eau tombant sur le secteur A_1 (respectivement $A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$) arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2 \Delta t, \dots, n \Delta t$) ainsi que le montre la figure IV.1.

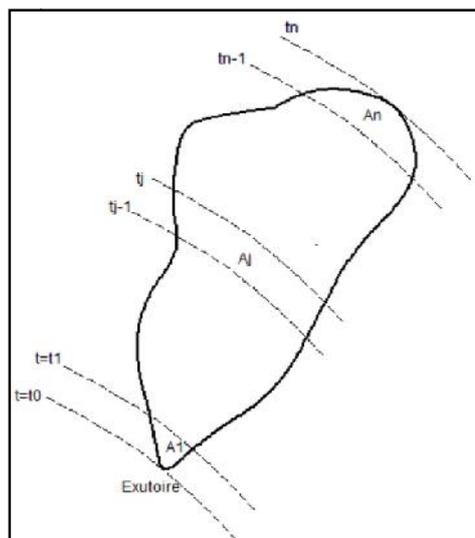


Figure IV.1 : Bassin versant et lignes isochrones de ruissellement

V.2.1.2 - hypothèses de la Méthode Rationnelle et leur critique :

❖ hypothèses de la Méthode Rationnelle

L'équation rationnelle et son utilisation sont fondées sur les hypothèses suivantes :

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps t_c de concentration du bassin versant ;
- Le débit de pointe Q_p est proportionnel à l'intensité moyenne maximale sur une durée égale au temps de concentration t_c du bassin ;
- La récurrence du débit maximal est la même que celle de la pluie utilisée pour les calculs ;
- Le coefficient de ruissellement est constant durant toute la durée de la pluie quel que soit l'intensité de la pluie, en pratique, cependant, la valeur du coefficient de ruissellement a tendance à augmenter au cours de la pluie ;
- La forme du bassin s'apparente à un rectangle ; de la sorte, à tout moment après le début de la pluie tombant sur l'ensemble du bassin, le pourcentage de la surface du bassin qui contribue au ruissellement à l'exutoire est à peu près égale au pourcentage qui exprime la durée de la pluie en fonction du temps de concentration du bassin.

❖ Critique de la méthode Rationnelle :

- Le temps de concentration est très difficile à déterminer parce qu'il est fonction de la pente ; de l'intensité de la surface du bassin de la forme et du débit parce réellement on ne peut pas faire toutes ces évaluations au niveau d'un bassin (Il y'a des crevasses, les ouvrages constituant le système d'évacuation qui retiennent l'eau, les contres pentes...)
- La pluie tombée sur le bassin n'est pas répartie uniformément, elle peut être faible dans une zone et max dans une autre zone du bassin.
- Elle ne prend pas en considération les eaux retenues sur le bassin parce que la méthode rationnelle suppose toute la pluie qui tombe va au collecteur alors qu'en réalité une partie de l'eau est stockée sur le bassin (cul de sac, dépressions...).
- Elle ne lie pas entre le temps de concentration et le débit maximal.

V.2.1.3 - Coefficient réducteur de l'intensité (α) :

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement :

Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.

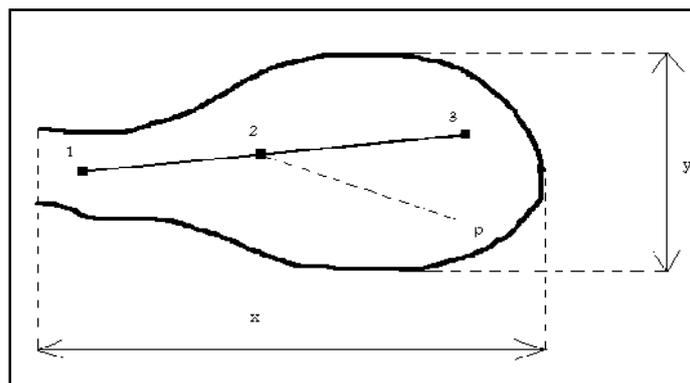


Figure IV.2 : Schéma explicatif pour la détermination de coefficient réducteur α

Le point (p) du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul (p-2) distance du point (2) situé l'amont du tronçon d'égout étudié au point (p) du bassin considéré.

Tableau IV.1 : la détermination de coefficient réducteur α .

p-2 (m)	200	400	600	800	1000	1200	1400
Y < x/2	0,91	0,88	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77
Y > x/2	0,90	0,86	0,83	0,80	0,78	0,76	0,75
p-2 (m)	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
Y < x/2	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68
Y > x/2	0,72	0,70	0,69	0,67	0,66	0,64	0,63

IV.2.1.4 - temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Le temps de concentration t_c se compose :

- Du temps t_1 en minute mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations de longueur L et de vitesse v.

$$t_1 = \frac{L}{60v} \quad (\text{IV.5})$$

- Du temps t_2 mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- Du temps t_3 de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

$$t_3 = \frac{L_s}{11\sqrt{I}} \quad (\text{IV.6})$$

Où I : pente du bassin en pourcentage (%);

L_s : longueur du parcours superficiel en Km.

Remarque : Notre bassin est un bassin urbanisé, donc le temps de concentration t_c égale à :

$$t_c = t_1 + t_2 \quad (\text{IV.7})$$

V.2.2 -La méthode superficielle :

V.2.2.1 - Principe de calcul :

Le modèle de ruissellement proposé par M. Caquot est en 1949, est en fait une variante de la méthode rationnelle, il se traduit par l'équation suivante :

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV.8})$$

Où : $Q_{(f)}$: Débit pluvial de fréquence f ; (m^3/s)

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré. (ha)

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (\text{IV.9})$$

$$v = -0,41b(f) \quad (\text{IV.10})$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad (\text{IV.11})$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad (\text{IV.12})$$

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

$$i(t, f) = a(f)t^{b(f)} \quad (\text{IV.13})$$

Où i est l'Intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

Dans la plupart des cas, le tracé présente plusieurs pentes, on détermine la pente équivalente en utilisant la formule suivante pour des tronçons placés en série :

$$I_{\acute{e}q} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{IV.14})$$

L_i : Distance partielle du tronçon i ;

I_i : Pente du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{\acute{e}q} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \quad (\text{IV.15})$$

I_i : Pente du tronçon i ;

Q_i : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons.

Tableau IV.2 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres équivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}}$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}}$

Remarque : La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression (IV.6) correspond à une valeur brute, celle-ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ brute}} \quad (IV.17)$$

Où m est un coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84b(f)}{1+0.287b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \quad (IV.18)$$

Et, M : Coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$ (IV.19)

Où ; L : Longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

A : Surface du bassin considéré en (m²).

IV.2.2.2 - Limites de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale <200ha ;
- La pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) % ;
- Le coefficient de ruissellement (0.2 < C_r < 1) ;
- Le coefficient d'allongement (M > 0.8).

❖ **Choix de la méthode :**

Pour l'évaluation des débits pluviaux, on opte pour la méthode rationnelle, car elle remplit toutes les conditions de son application, de même elle permet une meilleure approche de calcul, et cela en introduisant le coefficient correctif de la répartition spatiale de l'averse.

IV.2.3 - Calcul des débits:**IV.2.3.1 - Calcul des débits d'eau usée :****❖ Débit d'eau usée domestique:**

Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.3

Tableau IV.3 : Le débit d'eau usée domestique.

L'agglomération	Nbr d'habitant	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	$Q_{eu moy j}$ (m^3/j)	$Q_{eu moy j}$ (l/s)	K_p	Q_p (l/s)
FILFILA	20937	200	4187,4	3349,92	38,77	1,90	73,73
BOUZAAROURA	16800	201	3376,8	2701,44	31,27	1,95	60,88
OUED K'SOBE	12741	202	2573,68	2058,95	23,83	2,01	47,95

❖ Débit d'eau usée des équipements:

Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.4

Tableau IV.4 : Le débit d'eau usée des équipements

	Type d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/Unité)	$Q_{\text{equi,moyj}}$ (m ³ /j)	Q_{equi} (m ³ /j)	Q_{equi} (l/s)	Q_{equi} (l/s)	Q_p (l/s)	Q_{eu} (l/s)
FIL-FILA	2 Ecole primaire	élève	600	10	6	4,8	0,056	0.49	73,73	74,22
	CEM	élève	600	10	6	4,8	0,056			
	polyclinique	lits	100	50	5	4	0,046			
	Ecole primaire	élève	300	10	3	2,4	0,028			
	CEM	élève	600	10	6	4,8	0,056			
	Cinéma	assistant	60	15	0,9	0,72	0,008			
	Maison de jeunes	personne	40	10	0,4	0,32	0,004			
	Mosquée	Fidele	600	30	18	14,4	0,167			
	Lycée	élève	750	10	7,5	6	0,069			
OUED K'SOB	Ecole primaire	élève	480	10	4,8	3,84	0,044	0,50	47,95	48,45
	Mosquée	Fidèles	700	30	21	16,8	0,194			
	CEM	élèves	680	10	6,8	5,44	0,063			
	Hôtel	chambres	100	200	20	16	0,185			
	S, soins	personnes	30	50	1,5	1,2	0,014			
BOUZAAROURA	/							6,09	60,88	66,97
Total								7,080	182,560	189,640

Source: APC FIL-FILA

Pour La nouvelle ville de BOUZAAROURA le débit d'eau usés des équipements égale à 10% le débit d'eau domestique .

Donc : $Q_{\text{equi}} = 0.1 * 60.88 = 6.088 \text{ l/s}$

IV.2.3.2 - Calcul des débits d'eau Pluvial :

❖ **Evaluation du coefficient de ruissellement pour chaque agglomération:**

Dans notre cas en déduire le coefficient de ruissellement en fonction de type d'occupation de sol

❖ **Détermination du coefficient réducteur d'intensité α**

A l'aide de tableau IV.1 , on détermine le coefficient réducteur d'intensité . Les résultats sont mentionné dans le tableau

En utilisant la méthode rationnelle on détermine le débit d'eau pluvial pour chaque agglomération :

Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.5

Tableau IV.5 : Détermination de débit d'eau pluvial

Agglomération	S _{totale} (ha)	N de sous bassins	S _i (ha)	C _{ri}	α	i (l/s/ha)	Qp (m3/s)	Qp (m3/s)
FIL-FILA	101,13	1	15,29	0,45	0,879	194	1,17	9,70
		2	17,53	0,36	0,895	194	1,10	
		3	24,01	0,6	0,87	194	2,43	
		4	9,3	0,5	1	194	0,90	
		5	15,39	0,7	0,888	194	1,86	
		6	19,61	0,67	0,88	194	2,24	
OUED K'SOB	53,22	7	6,56	0,35	1	194	0,45	6,03
		8	12,42	0,55	0,885	194	1,17	
		9	14,45	0,75	0,876	194	1,84	
		10	19,79	0,76	0,88	194	2,57	
BOUZAAROURA	49,05	11	18,5	0,8	0,88	194	2,53	6,86
		12	20,71	0,8	0,872	194	2,80	
		13	9,84	0,8	1	194	1,53	

IV.2.3.3 - Calcul des débits d'eau total rejeté :

Le débit d'eau rejeté total est la somme des débits d'eau pluvial , d'eau usée et d'eau parasite .

les résultats sont illustrés dans le tableau IV.6

Tableau IV.6 : Le débit d'eau usée des équipements

Agglomération	S _{totale} (ha)	Q _p (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _{e parasite} (l/s)	Q _{total} (m ³ /s)
FIL-FILA	101,13	9,70	0,074	0,015	9,79
Oued K'SOB	53,22	6,03	0,049	0,008	6,084
BOUZAAROURA	49,05	6,86	0,067	0,007	/
Total		22,586	0,190	0,031	/

Conclusion :

A partir du résultat de l'étude hydrologique et des données relatives à l'alimentation en eau de chaque agglomération et des équipements, nous avons pu estimer le débit d'eaux rejeté a cumulé et évacué.

Les débits d'eaux usées domestique ont été aisément évalués, contrairement aux débits des eaux pluviales qui dépendent de la répartition spatiale de la pluie. On remarque que la proportion de débits des eaux usées est faible par rapport au débit des eaux pluviales, et cela revient au type d'habitat de nos agglomérations

Chapitre V

Calcul Hydraulique

Introduction :

Un tronçon de conduite d'un réseau d'évacuation doit assurer plusieurs fonctions : être étanche et résister à la fois à l'abrasion, aux différents agents agressifs et aux sollicitations externes. Il doit aussi répondre à un régime hydraulique bien défini, caractérisé par un débit et une vitesse.

Le but de ce chapitre est la dimensionnement de la partie gravitaire de notre réseau d'évacuation des eaux usées rejeter par nos agglomérations.

V.1 - Écoulement à surface libre :

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

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

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

Dans un écoulement à surface libre, les forces prédominantes sont celles de gravité, le mouvement est dû principalement à la pente du canal. Ces écoulements sont régis par les lois de conservation, de la masse, de la quantité de mouvement et d'énergie.

V.2 - Régime uniforme

Un mouvement est uniforme si les paramètres caractérisant l'écoulement restent invariables dans les diverses sections de la conduite. Dans les écoulements à surface libre, les formules les plus usuelles sont essentiellement les formules de Chézy et la formule de Strickler.

a- Formule de Chézy :

Cette formule, établie d'abord pour l'écoulement en canaux, a été généralisée aux conduites en charge.

Elle s'écrit :

$$V = C\sqrt{Ri} \quad (VI.1)$$

$$Q = V \cdot S \text{ (Formule de continuité)} \quad (VI.2)$$

$$\text{Donc :} \quad Q = CS\sqrt{Ri} \quad (VI.3)$$

Où ; v : Vitesse moyenne ;

R : Rayon hydraulique ;

I : Perte de charge par unité de longueur, égale à la pente du fond du canal et à la pente de la surface libre, étant donné qu'il s'agit d'un régime supposé uniforme ;

C : Coefficient de dimension $L^{1/2}T^{-1}$, donné par diverses formules, dont la plus utilisée celle de Bazin ;

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\delta + \sqrt{R}} \quad (\text{VI.4})$$

δ dépend de la rugosité des parois.

b- Formule de Manning-Strickler :

$$v = K_s R^{2/3} \sqrt{i} \quad (\text{VI.5})$$

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{i} \quad (\text{VI.6})$$

Où :

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

R (m) : Rayon hydraulique.

Ks : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois (coefficient de Strickler)

Les dimensions de Ks, coefficient de Strickler, sont $L^{1/3}T^{-1}$, ce coefficient et le coefficient C de la formule de Chézy, sont liés par la relation $C = K_s R^{1/6}$.

V.3 - Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique du réseau se fait de la manière suivante :

- On détermine le débit, la pente, la longueur et le type de matériau pour chaque tronçon du réseau ;
- En utilisant la formule (VI.7), on calcule, pour chaque tronçon, le diamètre qui peut transporter la totalité de débit calculé ;

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (\text{VI.7})$$

- On calcule le débit en pleine section qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (\text{VI.8})$$

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite(mm).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.9), avec le rayon

hydraulique $R = \frac{D_{nor}}{4}$.

$$V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor} / 4)^{2/3} \cdot \sqrt{I_m} \quad (\text{VI.9})$$

- On détermine enfin les paramètres hydraulique (vitesses moyennes, hauteurs de remplissages) en utilisant les relations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = Q_i / Q_{PS}$;

- Rapport des vitesses $R_V = V / V_{PS}$;

- Rapport des hauteurs $R_h = h / D_{nor}$;

Avec ; V : Vitesse moyenne (m/s).

Les valeurs de R_v et R_h sont données en fonction R_q

Vérification des vitesses d'auto-curage: afin de permettre l'évacuation des sables avec des débits couramment atteints et l'évacuation des vases fermentescibles avec le débit moyen d'eau usée, les vitesses minimales doivent satisfaire la condition suivante.

- $V_{min} > 0.60$ m/s pour $(QPS / 10) = Q_{min}$.
- $V_{min} > 0.30$ m/s pour $(QPS / 100) = Q_{min}$.

Ces limites sont respectées avec des vitesses a pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

- Les vitesses maximales admissibles sont de l'ordre de $(4 \div 5)$ m/s afin de protéger les conduites et les ouvrages contre l'abrasion. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Tableau V.1: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de FIL-FILA (R1-SR2)

Tronçon	CT (amont) (m)	CT (aval) (m)	CP (amont) (m)	CP (aval) (m)	Longueur (m)	Q totale (m3/s)	pente (m/m)	D cal (mm)	Dnorm (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	H rempl (mm)	Qps/100 (m3/s)	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Autocurage
R1- R2	30,35	29,24	28,85	27,51	44,81	0,4	0,0299	419,80	500	3,24	0,64	0,628	1,067	0,58	3,46	288,39	0,0064	0,95	31,51	vérifier
R2- R3	29,24	28,02	27,51	26,33	39,27	0,4	0,0300	419,42	500	3,25	0,64	0,627	1,066	0,58	3,46	287,99	0,0064	0,95	31,51	vérifier
R3- R4	28,02	25,43	26,33	23,92	41,84	0,4	0,0576	371,24	400	3,88	0,49	0,821	1,105	0,69	4,29	274,08	0,0049	1,14	25,21	vérifier
R4- R5	25,43	22,54	23,92	21,23	40,91	0,4	0,0658	362,14	400	4,14	0,52	0,768	1,099	0,65	4,55	260,74	0,0052	1,22	25,21	vérifier
R5- R6	22,54	22,58	21,23	21,1	40,04	0,4	0,0032	636,56	800	1,46	0,73	0,544	1,026	0,53	1,50	423,84	0,0073	0,43	50,42	vérifier
R6- R7	22,58	22,4	21,1	20,94	40,2	0,4	0,0040	612,72	800	1,62	0,81	0,492	0,993	0,50	1,61	397,98	0,0081	0,47	50,42	vérifier
R7- R8	22,4	21,36	20,94	20,09	42,28	0,4	0,0201	452,24	500	2,66	0,52	0,766	1,099	0,65	2,92	325,35	0,0052	0,78	31,51	vérifier
R8- R9	21,36	19,9	20,09	18,6	40,89	0,4	0,0364	404,52	500	3,58	0,70	0,569	1,040	0,54	3,72	272,10	0,0070	1,05	31,51	vérifier
R9- R10	19,9	18,48	18,6	17,18	44,83	0,4	0,0317	415,29	500	3,34	0,66	0,610	1,059	0,57	3,54	283,60	0,0066	0,98	31,51	vérifier
R10- R11	18,48	17,46	17,18	15,96	41,49	0,4	0,0294	421,12	500	3,22	0,63	0,634	1,069	0,58	3,44	289,80	0,0063	0,94	31,51	vérifier
R11- R12	17,46	16,97	15,96	15,76	40,2	0,4	0,0050	587,61	600	1,49	0,42	0,947	1,121	0,79	1,67	476,49	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R12- R13	16,97	16,83	15,76	15,56	40,3	0,4	0,0050	587,88	600	1,49	0,42	0,948	1,121	0,80	1,67	477,22	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R13- R14	16,83	17,37	15,56	15,42	40,2	0,4	0,0035	628,25	800	1,51	0,76	0,526	1,015	0,52	1,54	414,83	0,0076	0,44	50,42	vérifier
R14- R15	17,37	17,22	15,42	15,27	41,34	0,4	0,0036	623,44	800	1,55	0,78	0,515	1,008	0,51	1,56	409,61	0,0078	0,45	50,42	vérifier
R15- R16	17,22	17,36	15,27	15,13	40,83	0,4	0,0034	630,08	800	1,50	0,75	0,530	1,017	0,52	1,53	416,82	0,0075	0,44	50,42	vérifier
R16- R17	17,36	17,33	15,13	14,98	41,44	0,4	0,0036	623,72	800	1,54	0,78	0,516	1,009	0,51	1,56	409,91	0,0078	0,45	50,42	vérifier
R17- R18	17,33	17,96	14,98	14,85	39,45	0,4	0,0033	634,79	800	1,47	0,74	0,540	1,024	0,53	1,51	421,93	0,0074	0,43	50,42	vérifier
R18- R19	17,96	17,79	14,85	14,49	50,73	0,4	0,0071	549,76	600	1,78	0,50	0,793	1,102	0,67	1,97	400,19	0,0050	0,52	37,81	vérifier
R19- R20	17,79	17,18	14,67	14,49	50,47	0,4	0,0036	625,45	800	1,53	0,77	0,520	1,011	0,51	1,55	411,80	0,0077	0,45	50,42	vérifier
R20- R21	17,18	16,29	14,49	14,35	40,3	0,4	0,0035	628,54	800	1,51	0,76	0,526	1,015	0,52	1,54	415,15	0,0076	0,44	50,42	vérifier
R21- R22	16,29	15,51	14,35	14,2	42,35	0,4	0,0035	626,26	800	1,53	0,77	0,521	1,012	0,52	1,55	412,68	0,0077	0,45	50,42	vérifier
R22- R23	15,51	15,48	14,2	13,98	44,68	0,4	0,0049	588,75	600	1,49	0,42	0,952	1,121	0,80	1,67	479,58	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R23- R24	15,48	15,87	13,98	13,75	46,02	0,4	0,0050	587,11	600	1,50	0,42	0,945	1,120	0,79	1,68	475,14	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R24- R25	15,87	15,51	13,75	13,54	42,28	0,4	0,0050	587,79	600	1,49	0,42	0,948	1,121	0,79	1,67	476,98	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R25- R26	15,51	15,04	13,54	13,34	40,16	0,4	0,0050	587,50	600	1,49	0,42	0,947	1,121	0,79	1,67	476,19	0,0042	0,44	37,81	vérifier
R26- R27	15,04	12,36	13,34	11,16	43,38	0,4	0,0503	380,86	400	3,62	0,46	0,879	1,112	0,73	4,03	291,77	0,0046	1,06	25,21	vérifier
R27- R28	12,36	10,4	11,16	8,8	47,22	0,4	0,0500	381,26	400	3,61	0,45	0,881	1,112	0,73	4,02	292,59	0,0045	1,06	25,21	vérifier

Tableau V.2: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de FIL-FILA (R29-R57)

Tronçon	CT (amont) (m)	CT (aval) (m)	CP (amont) (m)	CP (aval) (m)	Longueur (m)	Q totale (m ³ /s)	pente (m/m)	D cal (mm)	Dnorm (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	H rempl (mm)	Qps/100 (m ³ /s)	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Autocurage
R29- R30	103,85	102,15	102,25	100,15	24,72	0,35	0,0850	328,30	400	4,71	0,59	0,591	1,051	0,56	4,95	222,69	0,0059	1,38	25,21	vérifier
R30- R31	102,15	100,41	100,15	98,41	27,82	0,35	0,0625	347,70	400	4,04	0,51	0,689	1,085	0,61	4,39	243,48	0,0051	1,19	25,21	vérifier
R31- R32	100,41	99,35	98,41	96,35	39,85	0,35	0,0517	360,35	400	3,67	0,46	0,758	1,098	0,65	4,03	258,39	0,0046	1,08	25,21	vérifier
R32- R33	99,35	96,14	96,35	93,84	34,35	0,35	0,0731	337,71	400	4,37	0,55	0,638	1,070	0,58	4,67	232,70	0,0055	1,28	25,21	vérifier
R33- R34	96,14	92,65	93,84	90,65	42,27	0,35	0,0755	335,67	400	4,44	0,56	0,627	1,066	0,58	4,73	230,53	0,0056	1,30	25,21	vérifier
R34- R35	92,65	91	90,65	89	38,8	0,35	0,0425	373,78	400	3,33	0,42	0,836	1,107	0,70	3,69	278,33	0,0042	0,98	25,21	vérifier
R35- R36	91	89,95	89	88,15	41,89	0,35	0,0203	429,41	500	2,67	0,52	0,667	1,080	0,60	2,88	298,66	0,0052	0,78	31,51	vérifier
R36- R37	89,95	90,84	88,15	87,94	39,96	0,35	0,0053	553,20	600	1,53	0,43	0,806	1,104	0,68	1,69	405,33	0,0043	0,45	37,81	vérifier
R37- R38	90,84	89,56	87,94	87,56	40	0,35	0,0095	495,07	500	1,83	0,36	0,975	1,122	0,82	2,05	412,20	0,0036	0,54	31,51	vérifier
R38- R39	89,56	89,88	87,56	87,38	40,82	0,35	0,0044	571,70	600	1,41	0,40	0,880	1,112	0,73	1,56	438,49	0,0040	0,41	37,81	vérifier
R39- R40	89,88	87,74	87,38	85,04	39,73	0,35	0,0589	351,64	400	3,92	0,49	0,710	1,090	0,62	4,27	247,89	0,0049	1,15	25,21	vérifier
R40- R41	87,74	82,35	85,04	80,55	39,96	0,35	0,1124	311,53	400	5,42	0,68	0,514	1,008	0,51	5,46	204,60	0,0068	1,59	25,21	vérifier
R41- R42	82,35	78,83	80,55	77,03	41,69	0,35	0,0844	328,68	400	4,70	0,59	0,593	1,052	0,56	4,94	223,09	0,0059	1,38	25,21	vérifier
R42- R43	78,83	77,43	77,03	74,63	39,54	0,35	0,0607	349,66	400	3,98	0,50	0,700	1,088	0,61	4,33	245,65	0,0050	1,17	25,21	vérifier
R43- R44	77,43	75,79	74,63	72,29	41,38	0,35	0,0565	354,33	400	3,84	0,48	0,725	1,093	0,63	4,20	251,01	0,0048	1,13	25,21	vérifier
R44- R45	75,79	72,22	72,29	69,02	30,24	0,35	0,1081	313,78	400	5,31	0,67	0,524	1,014	0,52	5,39	207,04	0,0067	1,56	25,21	vérifier
R45- R46	72,22	64,84	69,02	62,84	41,76	0,35	0,1480	295,85	300	5,13	0,36	0,965	1,122	0,81	5,76	243,90	0,0036	1,50	18,91	vérifier
R46- R47	64,84	60,26	62,84	58,26	36,65	0,35	0,1250	305,38	400	5,71	0,72	0,488	0,990	0,49	5,66	197,94	0,0072	1,68	25,21	vérifier
R47- R48	60,26	56,59	58,26	54,59	31,37	0,35	0,1170	309,18	400	5,53	0,69	0,504	1,001	0,51	5,53	202,05	0,0069	1,62	25,21	vérifier
R48- R49	56,59	50,42	54,59	48,62	41,45	0,35	0,1440	297,36	300	5,06	0,36	0,978	1,122	0,83	5,68	248,24	0,0036	1,48	18,91	vérifier
R49- R50	50,42	45,66	48,62	43,86	40,62	0,35	0,1172	309,09	400	5,53	0,70	0,504	1,001	0,50	5,54	201,95	0,0070	1,62	25,21	vérifier
R50- R51	45,66	40,84	43,86	39,04	43	0,35	0,1121	311,67	400	5,41	0,68	0,515	1,008	0,51	5,45	204,75	0,0068	1,59	25,21	vérifier
R51- R52	40,84	36,05	39,04	34,25	42,85	0,35	0,1118	311,83	400	5,40	0,68	0,516	1,009	0,51	5,45	204,93	0,0068	1,58	25,21	vérifier
R52- R53	36,05	33,15	34,25	30,65	41,59	0,35	0,0866	327,15	400	4,75	0,60	0,586	1,048	0,55	4,98	221,46	0,0060	1,39	25,21	vérifier
R53- R54	33,15	27,21	30,65	25,41	50,88	0,35	0,1030	316,66	400	5,19	0,65	0,537	1,022	0,53	5,30	210,17	0,0065	1,52	25,21	vérifier
R54- R55	27,21	22,38	25,41	21,18	44,88	0,35	0,0943	321,97	400	4,96	0,62	0,561	1,036	0,54	5,14	215,90	0,0062	1,45	25,21	vérifier
R55- R56	22,38	18,13	21,18	16,93	48,38	0,35	0,0878	326,24	400	4,79	0,60	0,582	1,046	0,55	5,01	220,49	0,0060	1,40	25,21	vérifier
R56- R57	18,13	16,43	16,93	15,23	44,51	0,35	0,0382	381,39	400	3,16	0,40	0,882	1,113	0,73	3,51	292,87	0,0040	0,93	25,21	vérifier

Tableau V.3: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de BOUZAAROURA (R75-R57)

Tronçon	CT (amont) (m)	CT (aval) (m)	CP (amont) (m)	CP (aval) (m)	Longueur (m)	Q totale (m3/s)	Pente (m/m)	D cal (mm)	Dnorm (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	H rempl (mm)	Qps/100 (m3/s)	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Autocurage
R75- R76	60,31	59,98	57,81	57,48	40	0,067	0,0083	273,47	300	1,21	0,09	0,782	1,101	0,66	1,33	198,09	0,0009	0,36	18,91	vérifier
R76- R77	59,98	60,56	57,48	57,36	40	0,067	0,0030	330,59	400	0,89	0,11	0,602	1,056	0,56	0,93	225,13	0,0011	0,32	25,21	vérifier
R77- R78	60,56	60,37	57,36	57,17	40	0,067	0,0047	303,29	400	1,11	0,14	0,479	0,985	0,49	1,10	195,68	0,0014	0,33	25,21	vérifier
R78- R79	60,37	57,49	57,17	54,28	40	0,067	0,0723	182,06	300	3,59	0,25	0,264	0,847	0,35	3,04	105,20	0,0025	1,05	18,91	vérifier
R79- R80	57,49	53,46	54,28	49,95	40	0,067	0,1083	168,77	300	4,39	0,31	0,216	0,816	0,32	3,58	96,02	0,0031	1,29	18,91	vérifier
R80- R81	53,46	50,13	49,95	39,6	40	0,067	0,1011	143,33	300	6,78	0,48	0,140	0,737	0,26	5,00	79,05	0,0048	1,99	18,91	vérifier
R81- R82	50,13	45,08	39,6	29,55	40	0,067	0,1031	144,12	300	6,69	0,47	0,142	0,740	0,27	4,95	79,59	0,0047	1,96	18,91	vérifier
R82- R83	45,08	22	29,55	20,47	40	0,067	0,1026	146,89	300	6,35	0,45	0,149	0,750	0,27	4,77	81,49	0,0045	1,86	18,91	vérifier
R83- R84	22	16,9	20,47	15,39	40	0,067	0,1170	163,79	300	4,75	0,34	0,199	0,803	0,31	3,82	92,72	0,0034	1,39	18,91	vérifier
R84- R57	16,9	16,43	15,39	14,93	45,38	0,067	0,0141	263,11	300	1,34	0,09	0,706	1,089	0,62	1,46	185,22	0,0009	0,39	18,91	vérifier

Tableau V.4: Dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées de la ville de OUED K'SOB et BOUZAAROURA (R57- STEP)

Tronçon	CT (amont) (m)	CT (aval) (m)	CP (amont) (m)	CP (aval) (m)	Longueur (m)	Q totale (m ³ /s)	pente (m/m)	D cal (mm)	Dnorm (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	Véc (m/s)	H rempl (mm)	Qps/100 (m ³ /s)	Vmin (m/s)	Hmin (mm)	Autocurage
R57- R58	16,43	15,33	15,23	13,83	40	0,417	0,0350	414,00	500	3,51	0,69	0,605	1,057	0,56	3,71	282,23	0,0069	1,03	31,51	vérifier
R58- R59	15,33	15,18	13,83	13,68	40	0,417	0,0038	629,34	800	1,57	0,79	0,528	1,016	0,52	1,60	416,02	0,0079	0,46	50,42	vérifier
R59- R60	15,18	14,59	13,68	13,09	40	0,417	0,0148	486,82	500	2,28	0,45	0,933	1,119	0,78	2,55	389,58	0,0045	0,67	31,51	vérifier
R60- R61	14,59	13,94	13,09	12,44	40	0,417	0,0163	478,06	500	2,39	0,47	0,889	1,113	0,74	2,66	368,91	0,0047	0,70	31,51	vérifier
R61- R62	13,94	13,83	12,44	12,33	40	0,417	0,0027	667,03	800	1,35	0,68	0,617	1,062	0,57	1,43	456,48	0,0068	0,39	50,42	vérifier
R62- R63	13,83	12,76	12,33	11,26	40	0,417	0,0268	435,41	500	3,07	0,60	0,693	1,086	0,61	3,33	305,21	0,0060	0,90	31,51	vérifier
R63- R64	12,76	12,66	11,26	11,16	40	0,417	0,0025	679,05	800	1,28	0,64	0,647	1,073	0,59	1,38	469,27	0,0064	0,38	50,42	vérifier
R64- R65	12,66	12,16	11,16	10,66	40	0,417	0,0125	502,17	600	2,37	0,67	0,623	1,065	0,57	2,52	344,38	0,0067	0,69	37,81	vérifier
R65- R66	12,16	11,49	10,66	9,99	40	0,417	0,0168	475,35	500	2,43	0,48	0,875	1,112	0,73	2,70	363,21	0,0048	0,71	31,51	vérifier
R66- R67	11,49	10,68	9,99	9,18	40	0,417	0,0203	458,74	500	2,67	0,52	0,796	1,102	0,67	2,94	334,38	0,0052	0,78	31,51	vérifier
R67- R68	10,68	10,36	9,18	8,86	40	0,417	0,0080	545,99	600	1,89	0,54	0,779	1,100	0,66	2,08	394,87	0,0054	0,56	37,81	vérifier
R68- R69	10,36	10,26	8,86	8,46	40	0,417	0,0100	523,62	600	2,12	0,60	0,697	1,087	0,61	2,30	367,51	0,0060	0,62	37,81	vérifier
R69- R70	10,26	9,49	8,46	7,99	40	0,417	0,0118	508,03	600	2,30	0,65	0,643	1,072	0,58	2,46	350,61	0,0065	0,67	37,81	vérifier
R70- R71	9,49	9,4	7,99	7,6	40	0,417	0,0098	526,11	600	2,09	0,59	0,705	1,089	0,62	2,28	370,31	0,0059	0,61	37,81	vérifier
R71- R72	9,4	7,97	7,6	6,11	40	0,417	0,0373	409,20	500	3,62	0,71	0,587	1,049	0,55	3,80	277,10	0,0071	1,06	31,51	vérifier
R72- R73	7,97	7,73	6,11	5,93	40	0,417	0,0045	608,19	800	1,72	0,86	0,482	0,987	0,49	1,70	393,10	0,0086	0,50	50,42	vérifier
R73- R74	7,73	8,21	5,93	5,71	29,59	0,417	0,0074	553,54	600	1,83	0,52	0,808	1,104	0,68	2,02	405,86	0,0052	0,54	37,81	vérifier

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique qui est une étape clé à savoir le dimensionnement de la partie gravitaire de notre réseau d'évacuation, du fait qu'elle est conditionnée par le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont : d'appliquer les conditions d'auto-curage permettant d'éviter les obstructions, la formation d'H₂S et leurs conséquences, d'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

Chapitre VI

Ouvrages Annexes

Introduction :

Les ouvrages d'assainissement ont pour objet la collecte, le transport, le traitement éventuel et la restitution dans le milieu naturel.

Un réseau d'assainissement constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité

Le bon choix de l'ouvrage annexe et de son emplacement facilite l'entretien du réseau d'assainissement et influe considérablement sur son fonctionnement et sur sa durée de vie. La définition, la conception et le mode de dimensionnement éventuel de ces ouvrages sont développés dans ce chapitre.

VI.1 - Regards d'égout :**VI.1.1 - Généralités :**

Un regard d'égout est un ouvrage de première importance dans un réseau d'assainissement, étant donné qu'il permet d'accéder à une conduite pour y effectuer des tâches d'entretien et qu'il assure la ventilation dans le réseau. Ce faisant, il facilite l'évacuation de gaz, parfois nauséabonds, toxiques et explosifs (H_2S , NH_3 , CH_4 , CO_2 ...). Les regards doivent être construits de telle sorte qu'ils réduisent au maximum les pertes de charges singulières qu'il engendre dans le réseau.

En général, on préfère les regards de forme circulaire plutôt que carrée ou rectangulaire parce qu'il est plus facile de faire des joints étanches avec les conduites, quel que soit l'angle d'incidence (dans un plan horizontal) de ces dernières avec le regard.

La distance qui sépare deux regards d'égout varie en fonction des diamètres des conduites qu'ils relient et de la topographie du terrain. Cette distance augmente avec le diamètre (200 à 300m pour les canaux à banquettes) et diminue lorsque le terrain est accidenté (50 à 80m pour les terrains réguliers). On installe obligatoirement un regard d'égout :

- Aux changements de diamètre ou de pente des conduites d'égouts ;
- A la jonction de conduites orientées selon les directions différentes ;
- Au début d'un réseau, soit en tête du tronçon situé le plus en amont d'un égout local qui dessert un sous-bassin de drainage urbain ;
- A la jonction de deux conduites enfouies à des profondeurs très différentes ; de plus, si la dénivellation est importante, il faut installer un regard de chute pour que l'égoutier, lorsqu'il travaille dans le fond du regard, ne reçoive pas sur lui les eaux d'égout en provenance de la conduite située en amont ;
- Avant et après un siphon inversé
- Au changement de type de conduite
- Avant de franchir un cours d'eau et après
- Lorsqu'une conduite devienne aérienne et lorsqu'elle cesse de l'être
- A l'extrémité d'une conduite de refoulement.

Selon l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, on distingue ;

- **Les regards simples** : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- **Les regards latéraux** : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important ;
- **Les regards toboggan** : En cas d'exhaussement de remous ;
- **Les regards de chute** : En cas de forte pente.

VI.1.2 - Types des regards :

a- 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, l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

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

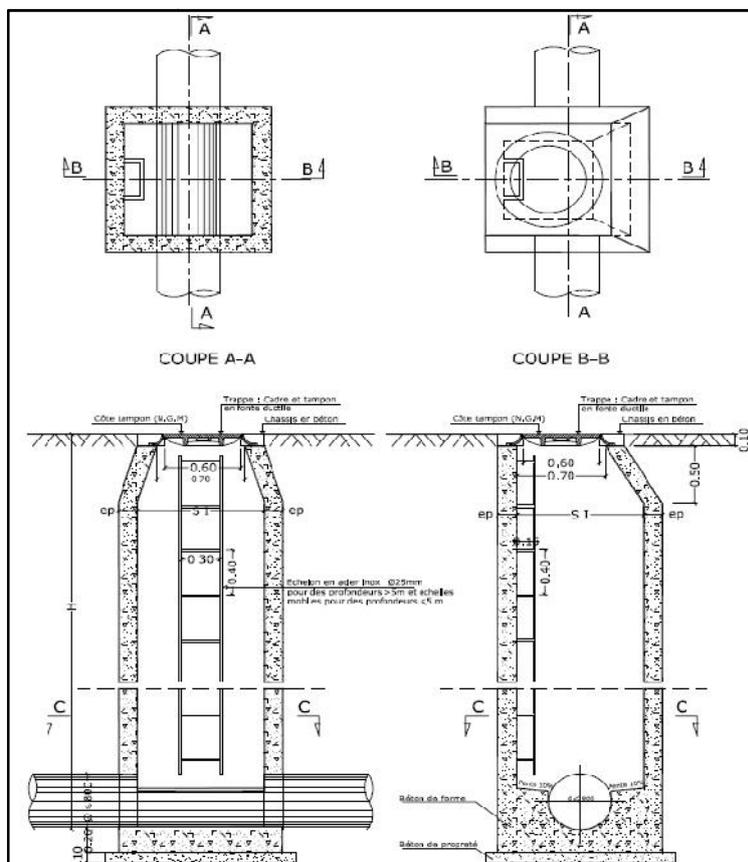


Figure VI.1: Regard de visite

b- 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.

c- 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.

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

d- Regard de chute :

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

- La chute verticale profonde :
Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.
- La chute toboggan :
Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

VI.2 - Déversoirs d'orage :**VI.2.1 - Généralités :**

Un déversoir d'orage est un dispositif qui permet d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur et d'intercepter le débit des eaux usées diluées vers le réseau utilisé en réseau unitaire ou pseudo-séparatif. Sa fonction essentielle est donc de soulager le réseau aval d'une certaine quantité des eaux pluviales ; ce qui permet d'éviter les surcharges hydrauliques, et de réduire les dimensions du réseau aval.

Les déversoirs d'orage peuvent aussi assurer la fonction de by-pass : envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transport.

Un déversoir d'orage à seuil cherche à contrôler une hauteur d'eau à l'amont de l'ouvrage pour un débit amont donné alors qu'un déversoir sans seuil cherche à contrôler un débit aval conservé quelle que soit la hauteur d'eau à l'amont.

Les déversoirs sont implantés aux points de délestage des débits de pointe, à proximité du milieu récepteur ou prolongé par un délesteur et à l'abri des PHE du milieu récepteur. Ils doivent être dimensionné pour intercepter le maximum entre le débit de pointe des eaux usées et le débit des eaux usées diluées. La valeur de dilution de l'effluent que le milieu récepteur est susceptible d'accepter sans conséquence grave pour son équilibre est égale à 2 à 3 fois le débit moyen des eaux usées.

VI.2.2 - Types des déversoirs d'orage :

VI.2.2.1 - Ouvrages ne possédant pas de seuils :

a- Déversoir avec ouverture de radier :

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont. L'ouverture dans le radier est réglable l'aide d'une plaque métallique cintrée, rectangulaire ou avec une découpe parabolique que l'on place dans la conduite déversée (accessibilité en temps sec). L'objectif de cette plaque mobile est de permettre un réglage de l'ouverture et donc une modification du débit de référence. Ce déversoir devient donc ajustable facilement dans le cas où une modification des caractéristiques hydrauliques est nécessaire. Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %).



Figure VI.2 : Exemple d'un déversoir à ouverture de radier. **Source:VASQUIZ**
b- Trous dans le mur :

Ce sont les plus anciens ouvrages, aujourd'hui abandonnés pour deux raisons.

La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. En effet, pour évacuer le débit rejeté, l'ouvrage fonctionne comme un réservoir avec vidange par le fond. Il faut donc une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Le niveau de l'eau risque donc d'atteindre le terrain naturel avant d'atteindre le débit de décharge maximal.

La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.



Source: VASQUIZ

Figure VI.3 : Exemple d'un déversoir à type « trou dans le mur »

c- Déversoir siphonide :

Le déversoir siphonide a un rôle multiple. On peut en effet, par le procédé de déversement retardé, utiliser le collecteur comme bassin tampon. Le fonctionnement peut être statique à un niveau maximal de mise en charge d'accumulation dans le réseau et, après avoir laissé passer le premier flot fortement pollué pour épuration, le siphonide s'amorce et produit le déversement accéléré.

VI.2.2.2 - Déversoirs à seuil :

a- Déversoir à seuil frontal :

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

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

On distingue alors :

- Les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de l'ouvrage de déversement ;
- Les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de l'ouvrage de déversement.

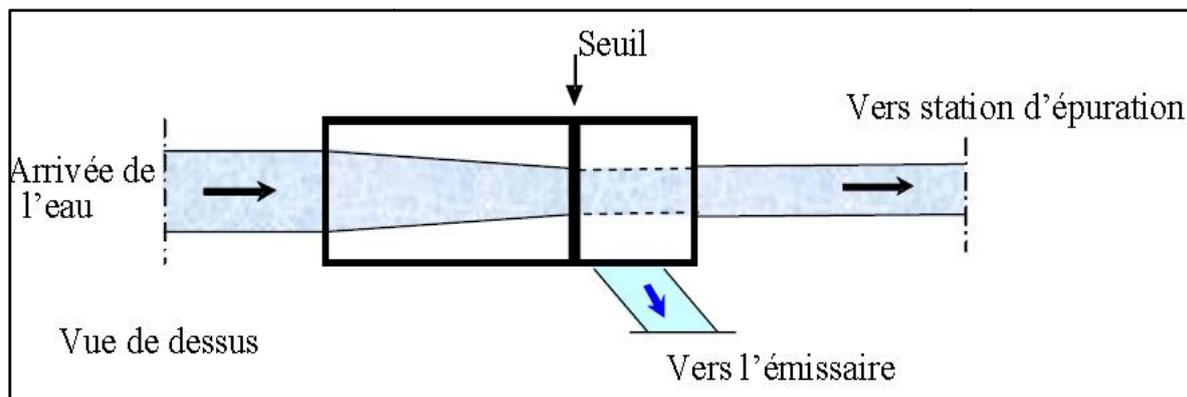


Figure VI.4 : Déversoir d'orage frontal

b- Déversoir à seuil latéral :

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

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

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

- S'il s'agit d'un seuil latéral bas (le rapport entre le diamètre du collecteur d'entrée et la hauteur du seuil étant important), il n'est pas possible de mettre en place un orifice calibré réglable, tout au plus un masque sur la partie du collecteur de sortie ;
- Au contraire, s'il s'agit d'un seuil latéral haut (le rapport entre la hauteur du seuil et le diamètre du collecteur de sortie étant supérieur ou égal à 2), il est obligatoire de mettre en place une vanne réglable pour ajuster le calibrage du débit conservé.



Source: VASQUIZ

Figure VI.5 : Exemple d'un déversoir d'orage latéral

c- Déversoir à double seuil latéral :

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

Selon la hauteur du seuil, on distingue :

- **Déversoirs à seuil bas :**

Les déversoirs d'orage sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversant se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval.

Généralement la faible hauteur du seuil oblige un positionnement de la conduite déversant plus basse que le radier du déversoir afin d'éviter que celui-ci soit noyé. Toutefois la hauteur de crête à imposer lors d'un dimensionnement doit être supérieure à 25 cm indépendamment du débit afin d'éviter un déversement en temps sec dû aux dépôts présents au droit de la crête.

Le déversoir à seuil bas présente des conditions d'écoulement hydraulique et de déversement très variées suivant la pente du radier du collecteur. La ligne d'eau au droit du déversoir peut présenter différentes configurations (hauteur d'eau plus faible en tête de déversoir qu'en extrémité, ressaut à l'amont, à l'aval...). La difficulté à dimensionner ce type d'ouvrage réside dans le fait qu'il se situe à la limite de l'écoulement en régime critique. Il y a donc de très nombreux cas de fonctionnement possibles, plus ou moins bien connus, ce qui explique le nombre de formules proposées par différents auteurs. L'autre inconvénient concerne la pollution déversée qui est plus importante notamment pendant la reprise des dépôts.

- **Déversoirs à seuil haut :**

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).

Ce déversoir est utilisé de préférence lorsque le régime amont est fluvial. Son comportement hydraulique est connu et le dimensionnement est accessible avec une bonne marge de sécurité. Dans la plupart des cas, le seuil élevé évite le retour des eaux de l'émissaire dans le réseau.

VII.2.3 - Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage 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.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

- Topographie du site et variations des pentes.

VI.2.4 - Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Ces déversoirs d'orage se trouvent à la sortie de la ville de FILFILA (le rejet N° 01) et à la sortie de la ville de OUED K'SOB (le rejet N° 02), Ils sont chargés de déverser les pointes de ruissellement dans deux cours d'eau.

L'évacuation des eaux usées de la ville de FILFILA ce fait vers un Station de refoulement (SR1) et un Station de refoulement (SR2) , puis vers la STEP de LARBI BEN M'HIDI.

L'évacuation des eaux usées de la ville de OUED K'SOB ce fait gravitairement vers la STEP de LARBI BEN M'HIDI. Nous choisissons comme variante le déversoir à seuil frontal

❖ Mode de calcul

- Déterminer le débit total Q_t

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

$$Q_T = Q_p + Q_{eu} \quad (VI.1)$$

- Déterminer le débit critique Q_{cr}

$$Q_{cr} = Q_T * (1 - t_c / 100) \quad (VI.2)$$

T_c = temps de concentration (mn)

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{STEP} \quad (VI.3)$$

Q_{dev} : débit déversé.

Q_{STEP} = débit allant vers la STEP.

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{STEP} \quad (VI.4)$$

Q_p débit de point d'eau usée.

- Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits a l'amont du déversoir

On utilisant l' abaque pour tirer R_Q, R_v, R_n et détermination h_{STEP}, h_{cr} .

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{step} \quad (VI.5)$$

On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{\text{dev}} = \mu L h_{\text{dev}} \sqrt{2g h_{\text{dev}}} \quad (\text{VI.6})$$

VI.2.4.1 Dimensionnement du déversoir d'orage frontal (DO1)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1500 \text{ mm}$
- La pente d'entrée : $I_e = 0.021 \text{ m/m}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 9.79 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 9.99 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit vers la STEP: $Q_{\text{STEP}} = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ Temps de concentrations

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, on utilise la formule de KIRPICH pour la détermination de temps de concentration

$$T_c = 0.0195 * L^{0.77} * I^{-0.385} \quad (\text{VI.7})$$

Avec

- T_c : temps de concentration.(min)
- L : longueur du collecteur en (m)
- I : la pente du collecteur en (m/m)

➤ Calcul du coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad (\text{VI.8})$$

➤ Calcul du débit critique

$$Q_{cr} = Q_t * Z = Q_t * \left(1 - \frac{T_c}{100}\right) \quad (\text{VI.9})$$

Pour le bassin de FILFILA on : $L = 1683.78 \text{ m}$ et $I_{\text{moy}} = 0.027 \text{ m/m}$ donc : $T_c = 23.88 \text{ mn}$

on prendre : $T_c = 24 \text{ min}$ Alors $Z = 0.76$

$$Q_{cr} = 9.79 * 0.76 = 7.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul du débit déversé :

$$Q_{\text{dev}} = Q_{cr} - Q_{\text{STEP}}$$

$$Q_{\text{dev}} = 7.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Calcul de la hauteur d'eau amont :

$D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm}$

$$R_q = Q_{cr}/Q_{ps} = 7.44/9.99 = 0.744 \Rightarrow R_h = 0.64$$

$$H_{\text{amont}} = R_h \times D_{\text{amont}} \quad (\text{VI.10})$$

$$H_{\text{amont}} = 960 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la hauteur du seuil :**

$$D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm}$$

$$Rq' = Q_{\text{STEP}} / Q_{\text{ps}} = 0.54 / 9.99 = 0.04 \Rightarrow Rh' = 0.131$$

$$H_{\text{seuil}} = R_h' \times D_{\text{amont}} = 196.5 \text{ mm} \text{ on prendre: } H_{\text{seuil}} = 200 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la hauteur déversant**

$$H_{\text{dev}} = H_{\text{amont}} - H_{\text{seuil}}$$

$$H_{\text{dev}} = 760 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la longueur du déversoir**

$$L = \frac{Qd}{\mu H_{\text{dev}} \sqrt{2g \cdot H_{\text{dev}}}} \quad (\text{VI.11})$$

$$L = 5.33 \text{ m}$$

on prendre : **L = 5.4 m** et **H_{seuil} = 200 mm**.

VI.2.4.2 Dimensionnement du déversoir d'orage frontal (DO2)

Les données de base sont les suivantes :

-Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$

- La pente d'entrée : $I_e = 0.085 \text{ m/m}$

-Débit total à l'entrée : $Q_t = 6.084 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit à pleine section : $Q_{\text{ps}} = 6.81 \text{ m}^3/\text{s}$

-Débit vers la STEP: $Q_{\text{STEP}} = 0.35 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ **Calcul du débit critique**

Pour le bassin de OUED K'SOB on : $L = 872.37 \text{ m}$ et $I_{\text{moy}} = 0.052 \text{ m/m}$ donc : $T_c = 12.16 \text{ min}$

on prendre : $T_c = 12 \text{ min}$ Alors $Z = 0.88$

$$Q_{\text{cr}} = 6.084 * 0.89 = 5.35 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous suivons les procédures précédentes pour le dimensionnement de DO N° 2

Donc : **L = 4.8 m** et **H_{seuil} = 210 mm**.

VI.3 La station de refoulement :

La projection de ces station a pour but de transférer les eaux usées rejeté par la ville de FIL-FILA vers la STEP de LARBI BEN M'HIDI

VI.3.1 Dimensionnement de la station de refoulement n° 1 (SR 1) :

➤ La conduite de refoulement :

La longueur de refoulement de la station S.R 1 est 801.31 m, le diamètre de la conduite de refoulement est calculé de façon à avoir vitesse de circulation de 1 à 1,5m/s

Le diamètre de refoulement est calculé par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{VI.12})$$

Ou :

D : diamètre de la conduite en m ;

Q : Débit véhiculé en m³/s.

$$D_{\text{bonin}} = \sqrt{0.4} = 0.632 \text{ m}$$

Les diamètres optimaux pour l'utilisation de cette formules sont :

$$[400,500,630,800].$$

➤ La hauteur manométrique Total (H.M.T) :

La hauteur d'élévation ou la hauteur manométrique Total (HMT) correspond à la hauteur géométrique (différence entre le point bas et le point haut)+les pertes de charges à l'aval de la pompe.

➤ Hauteur géométrique

$$H_g = 30.35 - 7.6 = 22.75 \text{ m}$$

➤ Pertes de charges :

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

$$\Delta H_{\text{ref}} = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{linéaire}} \quad (\text{VI.13})$$

ΔH_{sing} : perte de charge singulière elle est prise comme étant 10% de la perte de charge linéaire.

Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule universelle :

$$\Delta H_{\text{linéaire}} = \frac{16 * L_{\text{ref}} * \lambda * Q^2}{2 * g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{VI.14})$$

$$\lambda = [1.14 - 0.86 * \ln(\frac{\varepsilon}{L})]^{-2} \quad (\text{VI.15})$$

- L = 801.31 m
- Q = 0,4 m³/s
- ε = 0.002mm . (pour conduite PEHD)

Tableau VI.1 La HMT en fonction du diamètre.

Matériaux	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH (m)	ΔH _{totale} (m)	Hg (m)	HMT (mce)
PEHD	400	801,31	0,4	3,18	0,0074	7,65	8,41	21,75	30,16
	500	801,31	0,4	2,04	0,0071	2,43	2,67	22,75	25,42
	630	801,31	0,4	1,28	0,0069	0,74	0,81	22,75	23,56
	800	801,31	0,4	0,80	0,0153	0,50	0,55	22,75	23,30

➤ **Frais d'exploitation :**

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

$$\text{On a} \quad F_{\text{exp}} = E_a \cdot e \quad (\text{VI.16})$$

F_{exp} : frais d'exploitation

E_a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (KWh) donnée

$$\text{Par :} \quad E_a = P_t \cdot 24 \cdot 365 \quad (\text{VI.17})$$

P_t = n . p

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 1

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

La formule suivante :

$$P = \frac{HMT \cdot g \cdot Q}{n_{sp}} \quad (\text{VI.18})$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

n_p: Le Rendement de pompage

➤ **Calcul du rendement de la station**

Le rendement de la station de est déterminé comme suit :

$$\eta_{sp} = \eta_p \eta_m \eta_{tr} \eta_{rés} \quad (VI.19)$$

Avec:

η_p : rendement de la pompe choisie qui est égale à 0,82.

η_m : rendement du moteur électrique qui est égale à 0,91.

η_{tr} : rendement de la transmission qui est égale à 1.

$\eta_{rés}$: rendement du réseau électrique qui est égale à 0,99.

$$\eta_{sp} = 0.74 = 74\%$$

Notre station de pompage va fonctionner en moyenne de 20h par jour:

e : prix d'un KWh = 6.15 DA

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Pt	Ea	F _{exp} (Da)
400	0,4	30,16	159,938	159,938	1401054,765	8 616 486,81
500	0,4	25,42	134,782	134,782	1180689,79	7 261 242,21
630	0,4	23,56	124,945	124,945	1094515,043	6 731 267,51
800	0,4	23,30	123,527	123,527	1082097,644	6 654 900,51

➤ **Frais d'amortissement**

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (VI.20)$$

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

n : nombre d'année d'amortissement n = 15 ans

$$A = \frac{0.1}{(0.1+1)^{15} - 1} + 0.1 = 0.106$$

$$Fa = \text{prix total} * (1-A) \quad (VI.21)$$

Donc les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix ml(Da)	Longueur (m)	Prix total (Da)	Prix avec amortissement (Da)
400	18 900,00	801,31	15144759	13539414,55
500	20 684,00	801,31	16574296,04	14817420,66
630	36 200,00	801,31	29007422	25932635,27
800	61 000,00	801,31	48879910	43698639,54

➤ **Choix du diamètre économique**

Le cout total est calculé par la formule suivante :

$$Ct = F_{exp} + F_{am} \quad (VI.22)$$

Tableau VI.4 Bilan des couts en fonction des diamètres.

Diamètre (mm)	Prix avec amortissement (Da)	F _{exp} (Da)	Ct (Da)
400	13539414,55	8 616 486,81	22 155 901,35
500	14817420,66	7 261 242,21	22 078 662,87
630	25932635,27	6 731 267,51	32 663 902,78
800	43698639,54	6 654 900,51	50 353 540,05

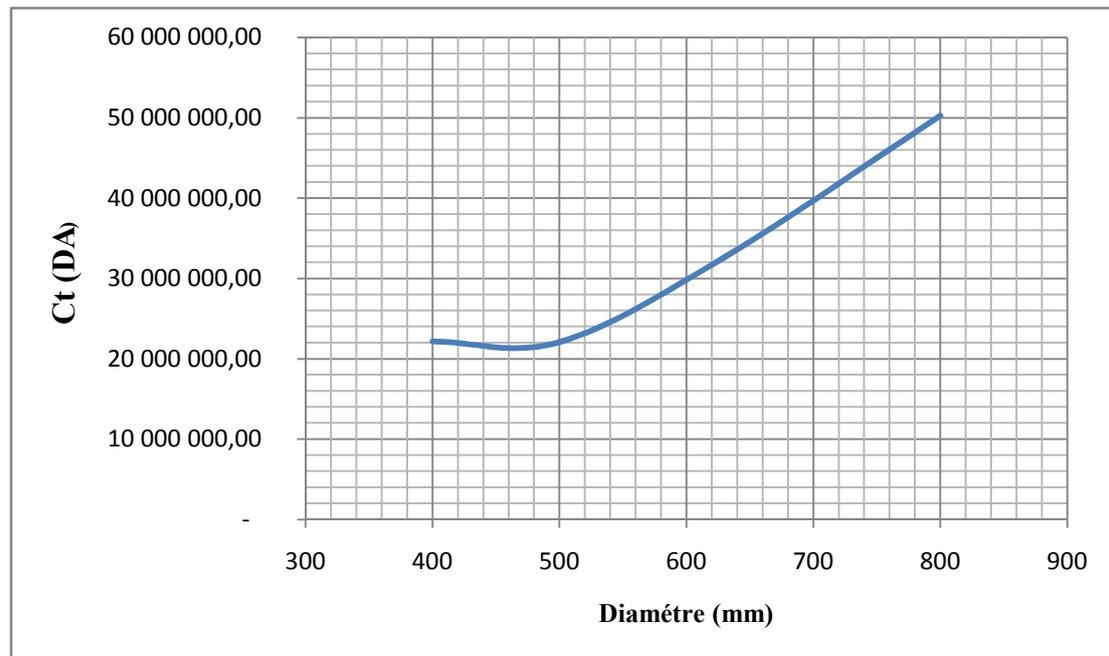


Figure VI.6 : Choix du diamètre économique.

D'après le graphe : la conduite de diamètre 500 mm en PEHD est la plus économique de HMT = 23.56 m.

➤ 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 :

$$N = n_p + n_{ps} \quad (VI.22)$$

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, pour un nombre inférieur à 4, le nombre de pompes de secours est égale à 1.

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 :

- nombre minimale de pompes.
- puissance absorbée minimal.
- (NPSH) r minimal.
- meilleur rendement.
- la vitesse de rotation élevée.
- Assurer la hauteur et le débit calculé

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

Tableau VI.5 Résultat de pompes du logiciel KSB

N	Q (l/s)	HMT (m)	Rendement (%)	N.tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH) _r (m)
1	404	24.1	80.9	685	117	3.24
2	207	25.1	85	1300	59.7	3.39
3	135	24	78.7	1210	40	5.9
4	104	25.7	79.5	1160	32.9	4.28

On remarque que les meilleures caractéristiques pour la 2^{ème} variante donc on prend une installation de trois pompes (deux en fonctionnement et une de secours) Sachant que chaque groupe refoule un débit de 207 l/s, Chaque groupe est équipé par trois cellules pour satisfaire la hauteur manométrique total (23.56m).

➤ **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 :

$$Vu = \frac{[Q \cdot 1/n]}{[4(N-1)]} \quad (VI.23)$$

Avec :

n = nombre maxi de démarrages par heures - pour une puissance de 59.7 kW, on peut retenir 4 démarrages /h

N = nombre de pompes identiques

Q = 404 l/s = 1454.4 m³/h

$$Vu = \frac{[14544/4]}{[4(3-1)]} = 45.45 \text{ m}^3$$

Soit : ***Vu = 45.45 m³***

Le volume V = L x B x H

Avec :

L : longueur du puisard = 4.50 m

B : largeur du puisard = 3.00 m

H : hauteur d'eau dans le puisard

Donc $H = 45.45 / (4.50 \times 3.00) = 3.37\text{m} \Rightarrow \mathbf{Hu = 3.50 \text{ m}}$

H_u : profondeur utile du puisard

➤ **Caractéristiques des pompes :**

La superficie intérieure de la bêche (puisard) de refoulement est de 13.5 m² (4.50 m x 3.00 m).

La bêche de pompage sera précédée d'un chenal de largeur 3.5 mètre, qui sera équipé d'une grille fixe à nettoyage manuel.

Une conduite de refoulement de diamètre intérieur égal à 630 mm, et d'une longueur de l'ordre de 801.31 m

➤ **Groupes électropompes**

La station sera équipée de 03 groupes électropompes immergés, d'une capacité volumétrique égale à 414 l/s.

La station utilisera 2 groupes à la fois selon le débit à évacuer, et en effectuant à chaque redémarrage une permutation sur les 2 groupes de telle sorte que leur usure soit homogène.

Les seuils d'arrêt et de démarrage des groupes pourraient être les suivants :

- Niveau bas : + 0.8 m au-dessus du radier (cote TN : 3.3)
- Niveau haut : +4.30 m au-dessus du radier (cote TN : 7.6 m)

➤ **Etude du coup de Bélier :**

❖ **calcul de la célérité de l'onde (a) (vitesse de propagation):**

a se calcule par la formule suivante :

$$a = 9900 / (48,3 + K \times D/e)^{1/2} \quad (\text{VI.24})$$

Avec :

- K : coefficient dépend de la nature de la conduite (PEHD : K = 83)
- e : épaisseur de la conduite en m (e=0,033m)
- D : diamètre de la conduite de refoulement en m (0,630 m).

A.N

$$\text{Donc : } a = 244.99 \text{ m/s}$$

❖ **Le maximum du coup de Bélier :**

Les dépressions et les surpressions, sans moyen de protection, peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\text{MAX}} = 6(a \times V) / g = 6(244.99 \times 0.8) / 9,81 = 6 19.98 \text{ m}$$

❖ **La surpression maximale :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 21.75 + 19.98 = 41.72, \text{ soit } 4.17 \text{ bars.}$$

Avec : H_g : hauteur géométrique

❖ **La dépression maximale :**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 21.75 - 19.98 = -1.778 \text{ m, soit } 0.18 \text{ bars}$$

Interprétation des résultats.

Soit une canalisation en PEHD PN 10 d'un diamètre de 630 mm et d'une longueur de 801.31 m.

VI.3.2 Dimensionnement de la station de refoulement n° 2 (SR 2) :➤ **La conduite de refoulement :**

$$D_{\text{bonin}} = \sqrt{0.4} = 0.632 \text{ m}$$

Les diamètres optimaux pour l'utilisation de cette formule sont :

$$[400, 500, 630, 800].$$

➤ **Hauteur géométrique**

$$H_g = 16.16 - 8.81 = 7.35 \text{ m}$$

➤ **Pertes de charges :**

$$L = 2268.68 \text{ m}$$

$$Q = 0,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\varepsilon = 0.002 \text{ mm . (pour conduite PEHD)}$$

Les résultats du HMT sont représentés dans le tableau VI.6 :

Tableau VI.6 La HMT en fonction du diamètre.

Matériau	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH (m)	ΔH totale (m)	H_g (m)	HMT (m)
PEHD	400	2268,68	0,4	3,18	0,0074	21,65	23,81	7,35	31,16
	500	2268,68	0,4	2,04	0,0071	6,87	7,55	7,35	14,90
	630	2268,68	0,4	1,28	0,0069	2,09	2,30	7,35	9,65
	800	2268,68	0,4	0,80	0,0067	0,61	0,67	7,35	8,02

➤ **Frais d'exploitation :**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau VI.7 suivant :

Tableau VI.7:Frais d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Pt	Ea	F _{exp} (Da)
400	0,4	31,16	165,258	165,258	1447662,339	8 903 123,38
500	0,4	14,90	79,024	79,024	692247,3309	4 257 321,08
630	0,4	9,65	51,172	51,172	448268,1892	2 756 849,36
800	0,4	8,02	42,546	42,546	372702,9123	2 292 122,91

➤ **Frais d'amortissement**

les frais d'amortissement sont présentés dans le tableau VI.8 suivant :

Tableau VI.8 Frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix ml(Da)	Longueur (m)	Prix total (Da)	Prix avec amortissement (Da)
400	18 900,00	2268,68	42878052	38332978,49
500	20 684,00	2268,68	46925377,12	41951287,15
630	36 200,00	2268,68	82126216	73420837,1
800	61 000,00	2268,68	138389480	123720195,1

➤ **Choix du diamètre économique**

Le cout total est illustré dans le tableau VI.9 .

Tableau VI.9 Bilan des couts en fonction des diamètres.

Diamètre (mm)	Prix avec amortissement (Da)	F _{exp} (Da)	Ct (Da)
400	38332978,49	8 903 123,38	47 236 101,87
500	41951287,15	4 257 321,08	46 208 608,23
630	73420837,1	2 756 849,36	76 177 686,47
800	123720195,1	2 292 122,91	126 012 318,03

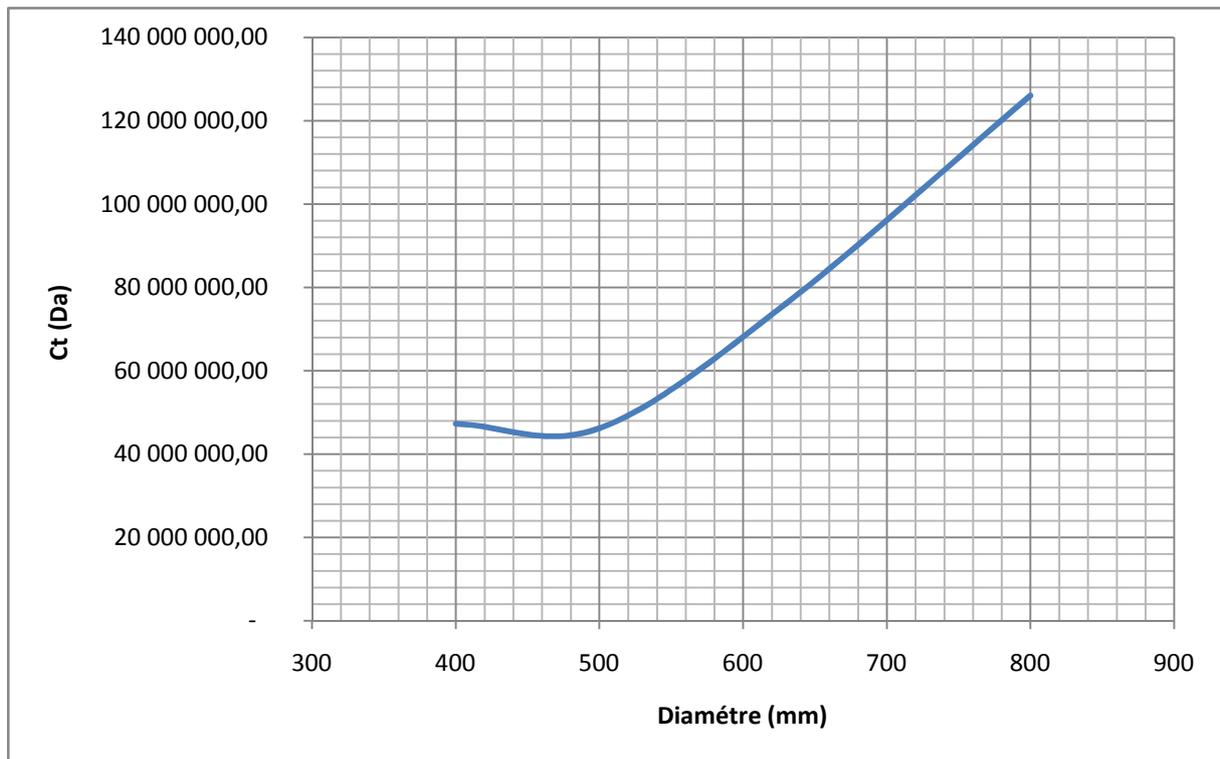


Figure VI.7 : Choix du diamètre économique.

D'après le graphe : la conduite de diamètre 500 mm en PEHD est la plus économique mais , pour ce diamètre la vitesse est dépassé 1.5 m/s pour cela nous avons choisie le diamètre **630 mm** de HMT = 9.65m.

➤ **Choix du nombre et du type de pompes**

Tableau VI.10 Résultat de pompes

N	Q (l/s)	HMT (m)	Rendement (%)	N.tours (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r (m)
1	405	9.87	83.1	645	46.7	3.66
2	203	9.92	83.4	973	23.5	3.16
3	135	9.86	82.4	970	15.8	2.26
4	105	10.6	79.5	805	13.5	1.18

On remarque que les meilleures caractéristiques (meilleur rendement et faible NPSH) pour la 2^{ème} variante donc on prend une installation de trois pompes (deux en fonctionnement et une de secours) Sachant que chaque groupe refoule un débit de 203 l/s, Chaque groupe est équipé par trois cellules pour satisfaire la hauteur manométrique total (9.65m).

➤ **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 :

$$Q = 404 \text{ l/s} = 1454.4 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{Soit : } V_u = 45.45 \text{ m}^3$$

$$\text{Le volume } V = L \times B \times H$$

Avec :

$$L : \text{longueur du puisard} = 4.50 \text{ m}$$

$$B : \text{largeur du puisard} = 3.00 \text{ m}$$

$$H : \text{hauteur d'eau dans le puisard}$$

$$\text{Donc } H = 45.45 / (4.50 \times 3.00) = 3.37 \text{ m} \Rightarrow H_u = 3.5 \text{ m}$$

➤ **Caractéristiques des pompes :**

La superficie intérieure de la bache (puisard) de refoulement est de 13.5 m² (4.50 m x 3.00 m).

La bache de pompage sera précédée d'un chenal de largeur 3.5 mètre, qui sera équipé d'une grille fixe à nettoyage manuel.

Une conduite de refoulement de diamètre intérieur égal à 630 mm, et d'une longueur de l'ordre de 2268.68 m

➤ **Groupes électropompes**

La station sera équipée de 03 groupes électropompes immergés, d'une capacité volumétrique égale à 404 l/s.

La station utilisera 2 groupes à la fois selon le débit à évacuer, et en effectuant à chaque redémarrage une permutation sur les 2 groupes de telle sorte que leur usure soit homogène.

Les seuils d'arrêt et de démarrage des groupes pourraient être les suivants :

- Niveau bas : + 0.8 m au-dessus du radier (cote TN : 5.67 m)

- Niveau haut : + 4.3 m au-dessus du radier (cote TN : 9.97 m)

➤ **Etude du coup de Bélier :**

❖ **calcul de la célérité de l'onde (a) (vitesse de propagation):**

a se calcule par la formule suivante :

$$a = 9900 / (48,3 + K \times D/e)^{1/2} \quad (\text{VI.25})$$

Avec :

-K : coefficient dépend de la nature de la conduite (PEHD : K = 83)

- e : épaisseur de la conduite en m (e=0,033m)

- D : diamètre de la conduite de refoulement en m (0,630 m).

A.N

$$\text{Donc : } a = 244,99 \text{ m/s}$$

❖ Le maximum du coup de Bélier :

Les dépressions et les surpressions, sans moyen de protection, peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\text{MAX}} = 6(a \times V) / g = 6(244,99 \times 1,28) / 9,81 = 6 \text{ } 31,97 \text{ m} \quad (\text{VI.26})$$

❖ La surpression maximale :

$$H_s = H_g + H_{\text{max}} = 7,35 + 31,97 = 39,32, \text{ soit } 3,93 \text{ bars.}$$

Avec : H_g : hauteur géométrique

❖ La dépression maximale :

$$H_d = H_g - H_{\text{max}} = 7,35 - 31,97 = -24,62 \text{ m, soit } 2,46 \text{ bars}$$

Interprétation des résultats.

Soit une canalisation en PEHD PN 10 d'un diamètre de 630 mm et d'une longueur de 2268,68 m.

VI.4 Dimensionnement du regard de réception (R1) des eaux usées de SR1

Le dimensionnement de cette regard est basé sur les procédures de dimensionnement d'un regard de chute. Il consiste à déterminer son longueur « L » de la façon suivante :

Le mouvement d'une particule est représenté par les équations :

$$X = V \cdot t \quad (\text{VII.27})$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (\text{VII.28})$$

Où :

t : temps de chute (s) ;

X : distance horizontale (m) ;

Y : distance verticale (m).

V: vitesse de la particule en amont juste avant le chute : $v=1.28$ m/s.

Pour : $Y = H$, et $X = L$, on obtient :

$$L = V \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.29})$$

Avec :

H : hauteur de la chute (m) $H= 1$ m

L : longueur de la chambre du regard de chute (m).

Donc : $L= 1$ m est satisfaisante

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les différents ouvrages spéciaux ainsi que nous avons procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Deux déversoirs d'orage projetés de type frontal.
- une regard de chute.
- Deux stations de relevage.

On constate que les déversoirs d'orage qu'on a dimensionnés ont pour but la diminution des diamètres des collecteurs avals, d'où la diminution du coût total du projet, sans pour autant sous-dimensionner les ouvrages projetés.

Chapitre VIII

Pose De Canalisation

Introduction :

La mise en œuvre de toutes projets d'assainissement comporte des règles de base pour la pose de canalisation. Ces règles sont compatibles avec des normes de réalisation créées dans le but de minimiser les risques de défaillance des conduites.

Le présent chapitre a pour objectif de définir les méthodes de positionnement dans les tranchées des réseaux d'assainissement selon leurs natures et de définir les enjeux de protection des conduites par une pose stabilisée et protectrice des canalisations.

Les différentes opérations exécutées lors de notre projet sont :

- Reconnaissance des lieux en surface et en profondeur.
- Décapage de la couche végétale.
- Piquetage.
- Excavation de fouilles et des tranchées pour les canaux.
- Aménagement du lit de pose des canalisations.
- Réalisation des regards et exécution des canaux.
- Pose de conduites.
- Epreuves sur les joints et les conduites.
- Compactage des remblais.

VII.1- Organisation du chantier :**VII.1.1 Manutention et stockage des conduites :****➤ 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. Il faut 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.

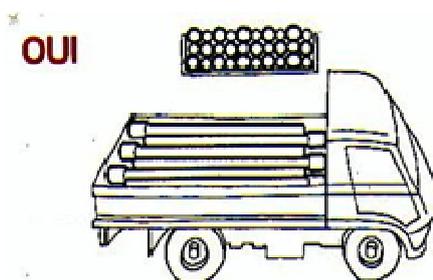


Figure VII.1 : Chargement des canalisations

➤ Déchargement :

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

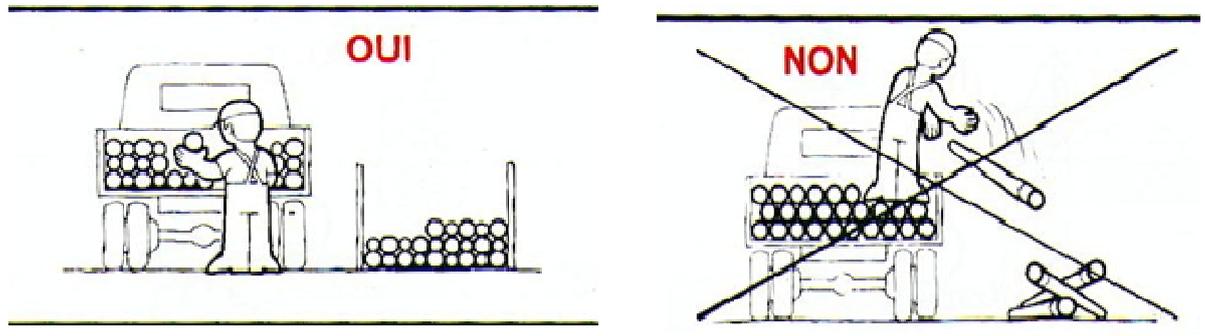


Figure VII.2 : Déchargement des canalisations

➤ Stockage :

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile.
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m.
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (la décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques).
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques.
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

VII.1.2 - Décapage de la couche végétale :

L'opération se fait par un dozer sur une couche de 10 cm, le volume V de terre décapé est :

$$V = bHL \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.1)}$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.1.3 - Opération de piquetage :

C'est une opération qui consiste à implanter les regards et les axes des canalisations sur le terrain.

VII.1.4 - Exécution des fouilles :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas

réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'opération est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

a- Profondeur de la tranchée :

$$H = e_s + D + h \text{ (m)} \quad \text{(VIII.2)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée ; m.

e_s : Epaisseur du lit de sable ; m.

D : Diamètre de la conduite ; m.

h : Hauteur du remblai ; m.

b- Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2e + 2c \text{ (m)} \quad \text{(VIII.3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond ; m.

D : Diamètre de la conduite ; m.

e : épaisseur de la conduite ;m.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m).

VII.1.5 - Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. 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.

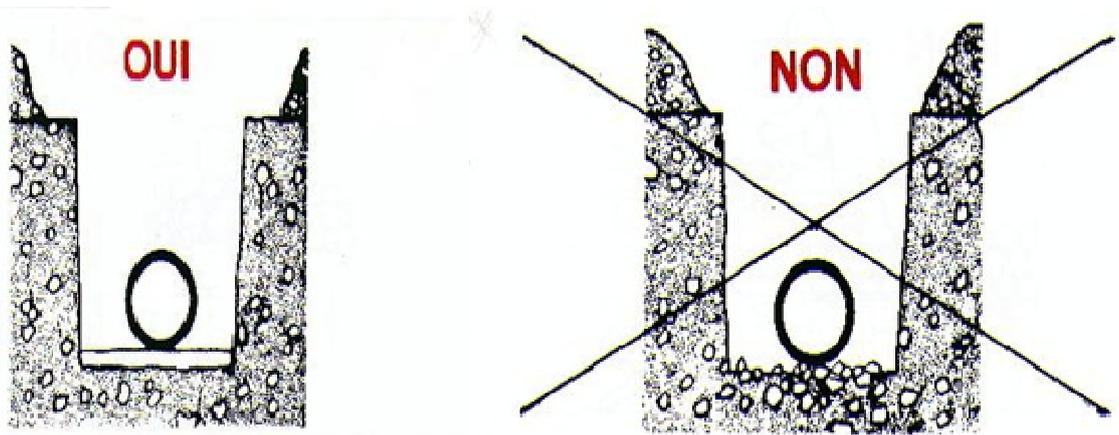


Figure VII.3 : lit de pose

VII.1.6 - Conditions de pose des tuyaux :

Les conduites seront posées dans des tranchées creusées mécaniquement selon des profondeurs conformes à celles mentionnées dans les profils en long et dont la largeur est celle mentionnée sur la figure ci-dessous.

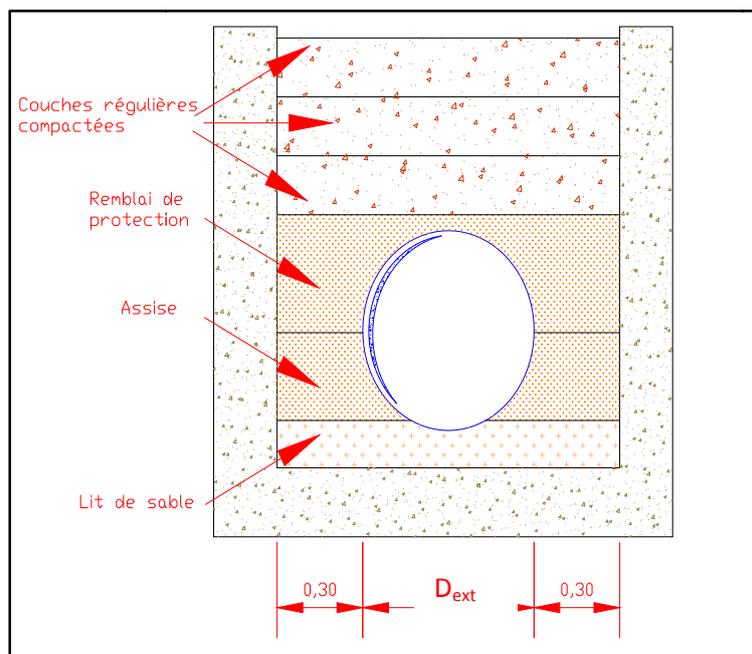


Figure VII.4 : Tranchée type

Le fond de la tranchée devant recevoir la canalisation à poser est arasé à 10 cm au-dessous de la cote prévue pour la génératrice inférieure extérieure de la conduite. Un lit de pose sera constitué sur cette épaisseur et composé de sable ou tout autre matériau dont les particules sont de granulométrie 0,1 mm et n'excédant pas 30 mm pour les plus grosses.

Afin de prévenir les risques éventuels de glissement ou en présence d'eau, les parois des tranchées seront blindées au-delà de 1,50 m de profondeur.

Avant leur emboîtement, les bouts mâles et femelles des conduites sont nettoyés et lubrifiés et ce afin de garantir une étanchéité maximale.

La couverture minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite a été fixée à 0,80 m.

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches ;
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries...) qui constituent des tasseaux naturels ;
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier ;
- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage ;
- De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII.1.7 Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers».

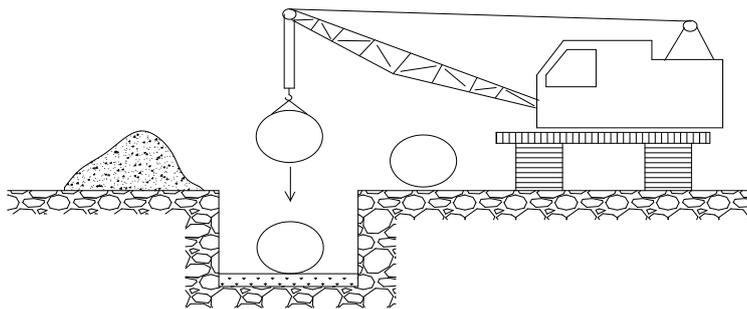


Figure VII.5 : le pipelayers

VII.1.8 - Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII.1.9 - Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VII.1.10 - Essais des tuyaux préfabriqués :

VII.1.10.1- Essais d'étanchéité :

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

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

b.1- l'essai à l'eau : effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

b.2- l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

b.3- l'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.1.11 - Confection des joints :

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.1.12 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferrailage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferrailage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

VII.1.13 - Remblaiement des tranchées et compactage :

Une fois la pose des tuyaux réalisée, le remblaiement de la tranchée est réalisé comme suit ;

- L'enrobage de la conduite est effectué jusqu'à mi hauteur du diamètre. Le remblai est damé à la main sous les flancs de la canalisation et ce afin d'assurer une bonne tenue du collecteur ;
- Le remblaiement et le compactage par couches successives et uniformes de 10 cm ;

- Le remblai proprement dit sera réalisé mécaniquement avec la terre des déblais, (terre végétale dans notre cas), en veillant à exclure les pierres et autres éléments dont les dimensions dépassent 30 mm.

VII.1.14- Choix des engins :

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

- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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.



Figure VII.6 : Niveleuse automotrice source : (soidiki.centerblog.net)

- 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.



Figure VII.7 : Pelle équipée en rétro source : (soidiki.centerblog.net)

- 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 chargeur



Figure VII.8 : Chargeur source : (soidiki.centerblog.net)

- Pour le compactage :

L'engin 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.



Figure VII.9 : Compacteur source : (soidiki.centerblog.net)

VII.2 - 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 buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.2.1 - Détermination des différents volumes :

- **Volume de la couche de terre végétale :**

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.4})$$

On prend $H_v = 0,1 \text{ m}$.

- **Volume des déblais des tranchées :**

$$V_{deb} = B \cdot L \cdot H \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.5})$$

- **Volume occupé par le lit de pose :**

$$V_{lp} = e_{ls} \cdot B \cdot L \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.6})$$

- **Volume occupé par les conduites :**

$$V_{condt} = L \cdot \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.7})$$

- **Volume du remblai :**

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.8})$$

- Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{(VIII.9)}$$

Tel que : $V_f = V_{deb} \cdot K_f$; $K_f = 1.25$ est le coefficient de foisonnement.

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	4775,33	150,00	716 299,31
2	Déblais	M3	14480,77	350,00	5 068 270,76
3	Pose de lit de sable	M3	955,07	1 200,00	1 146 078,90
4	Remblais de la tranchée	M3	11582,40	150,00	1 737 359,90
5	Evacuation des déblais excédentaires	M3	6518,57	300,00	1 955 570,31
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en PVC				
	Ø 315 mm	Ml	409	1 829,00	748 061,00
	Ø 400 mm	Ml	1119	2 947,00	3 297 693,00
	Ø 500 mm	Ml	614	4 620,00	2 836 680,00
	Ø 630 mm	Ml	617	7 272,00	4 486 824,00
	Canalisation en PEHD PN 10				
	Ø 630 mm	Ml	3819	36 200,00	138 247 800,00
	Canalisation en béton armé				
	Ø 800 mm	Ml	579	5 642,00	3 266 718,00
C	Ouvrages annexes				
1	Construction des regards en béton arme	U	84	35 000,00	2 940 000,00
	Construction du déversoir d'orage	U	2	300 000,00	600 000,00
	Les stations de refollement	U	2	15 000 000,00	30 000 000,0
	THT				197 047 355,18
	TVA (19%)				37 438 997,48
	TTC				234 486 352,66

Source des prix : groupe Chi-Ali et bureau d'étude en hydraulique

Le coût du projet est de : **Deux cent trente quatre million quatre cent quatre-vingt-six mille trois cent cinquante-deux dinars soixante six centimes.**

VII.3 Sécurité de travail :

L'objectif de la protection est de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans le chantier. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlement à suivre.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

Alors pour garantir la sécurité et la santé des travailleurs, il faut que les employeurs comme les salariés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie, à la psychologie, etc.

VII.3.1 Les cause des accidents :

Tout accident survenu du fait du travail ou à l'occasion du travail et ayant entraîné des lésions mortelles ou non mortelles, par exemple une chute de hauteur ou le contact avec une machine en marche selon le Code de la Sécurité sociale, « est considéré comme accident du travail , quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre ou en quelque lieu que ce soit, pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ».

Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

Facteur matériel et facteur humain

L'accident est d'origine matérielle proviennent soit :

- De la profession en général et du poste de travail en particulier.
- De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés, implantation, entretien.
- De l'exécution du travail, difficultés particulières.
- Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques.
- Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc....

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

VII.3.2 Les actions et conditions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement.

Ex : Graisser un engin en marche.

- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression.

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).

- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- Adopter une position peu sûre.

Ex : transport du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.

- Suivre un rythme de travail inadapté.

Ex : cadence de travail trop rapide.

- Outillage, engin, équipement en mauvais état.

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées.

- Défaut dans la conception, dans la construction.

Ex : installation électrique en fil souple.

- Eclairage défectueux.

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier).

- Conditions climatiques défavorables.

VII.3.3 Organisation de La prévention des accidents du travail :

L'INPRP fournit des prestations de service à tout Organisme privé ou public, l'Institut est administré par un conseil d'administration dirigé par un directeur général et il est doté d'un conseil scientifique.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes
- Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

- Protection des membres inférieurs.
- Protection des yeux.
- Protection du tronc.
- Protection de la tête.
- Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.

Conclusion :

Ce chapitre a permis de décrire les différentes étapes de pose de canalisations en donnant un exemple d'une tranchée type souvent utilisé dans les terrains ordinaires pour les faibles profondeurs de pose. A partir de cette description, nous sommes arrivés à présenter l'inventaire des matériaux et produits à mettre en œuvre ainsi que des quantités correspondantes et à déterminer enfin le coût total de ce projet .

Chapitre VIII

*Gestion, entretien et exploitation
des réseaux*

Introduction :

Le fonctionnement des réseaux d'assainissement pose un certain nombre problèmes : les réglages des déversoirs d'orage à seuils fixes ne suivent pas l'évolution de l'urbanisation, le contrôle des branchements des rejets d'eaux parasites et le fonctionnement des dessaleurs et ouvrages de décantation dont le dimensionnement ne peut pas être statique, etc. Pour remédier à ces problèmes, il convient de rechercher les meilleures solutions qui sont liés à la bonne gestion, d'entretien et d'exploitation des réseaux et d'installations d'assainissement.

La gestion d'un réseau d'assainissement vise à maintenir l'infrastructure dans un état satisfaisant vis-à-vis d'enjeux sanitaires, environnementaux, économiques, etc. Elle comprend l'acquisition d'informations, l'évaluation des performances de l'infrastructure, et la réhabilitation d'éléments ou de sous-systèmes considérés comme défectueux ou à risque.

IX.1 - Objectifs de la gestion des réseaux d'assainissement :

La gestion des réseaux d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation : les améliorations et les réparations périodiques sont indispensables, pour augmenter la durée de vie d'un réseau vu coûts d'investissement importants.
- L'entretien courant des réseaux : Le minimum d'interventions en dessous duquel on ne doit pas descendre est ;
 - Le curage périodique et extraction des boues.
 - Le nettoyage et l'entretien préventif des ouvrages.
 - Les contrôles et manœuvres des appareillages (vanne...).
 - La gestion proprement dite des personnels et matériels.

IX.2 - Outils de gestion d'un réseau :

Les dispositions et les outils permettant de mieux gérer les réseaux d'assainissement se résument :

- L'archivage des données géométriques, physiques et hydrauliques.
- L'inventaire de l'occupation des sols et les projets de développement à différents horizons.
- Les dépouillements des données hydrologiques.
- La durée de la période de temps sec qui a précédé un type d'évènement pluvieux et l'intensité de la précipitation précédant cette période qui a peut rincer les zones d'apport ainsi que l'intensité d'orage de l'évènement considéré.
- Le traitement des mesures hydrauliques et des capteurs de pollution.
- Caractérisation des ouvrages du système en donnant les informations de référence tels que :
 - ✓ La nomenclature des ouvrages : Elle donne par tronçon :
 - Les caractéristiques de l'ouvrage : position, dimensions, nature.
 - Les contraintes d'environnement et de la pollution, localisation des points sensibles.
 - Les indicateurs du vieillissement, si elles sont connues les interventions depuis l'origine.

- La périodicité de remplacement des pièces, des couches de protection et des réparations programmées.
- ✓ Le catalogue des défauts apparents.
- ✓ Le registre d'inspection.

IX.3 - L'entretien du réseau :

L'entretien des réseaux d'assainissement a pour objectifs :

- Eliminer les dépôts, boues et graisses et nettoyer les postes de relèvement et les bassins de rétention.
- Favoriser un bon écoulement de l'eau ;
- Prolonger la durée de vie des réseaux.

IX.3.1 - Enlèvement des dépôts :

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt du sable et l'argile. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamiques ou faire un curage manuel.

IX.3.2 - Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.
- Action des surcharges roulantes.
- Terrain agressif ou instable.

La recherche des fuites s'effectue avec :

- Des appareils mécaniques.
- Des appareils électroniques comportant un capteur, un amplificateur réglable ou parfois un dispositif de contrôle visuel.

IX.3.3 - Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage).

IX.3.4 - Entretien des joints :

Les canalisations peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

IX.3.5 - Entretien des ouvrages non visitables :

Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50

mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines ;
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis ;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- La détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant.

IX.3.6 - Travaux spécifiques :

- **Désodorisation** : il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.
- **Lutte contre la corrosion de l' H_2S** : il faut empêcher la formation de l'acide sulfurique par des moyens hydrauliques ou chimiques.

IX.4 - Exploitation du réseau :

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagers et des collectivités. Les conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- La connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur.
- La compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant de déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoquée par l'urbanisation.
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration.
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail.
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vue de la nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules...). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles.

IX.4.1 - Technique d'exploitation du réseau :

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits à temps sec et des petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes. La plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

IX.4.1.1 - Curage mécanique des égouts visitables :

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- a- Les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire) ;
- b- Les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

a- Curage mécanique en présence d'eau :**a.1 - Périodicité des travaux de curage :**

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres ;
- De la nature des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...) ;

a.2 - Principe de curage :

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

b- Curage mécanique sans présence d'eau :

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

IX.4.1.2 - Curage des égouts non visitables :

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés :

- a- Procédé manuel.
- b- Procédé hydrodynamique.

a- Procédés manuels de curage des collecteurs :

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

a.1 - La chasse d'eau :

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un batardeau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

L'inconvénient de ce procédé est la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers et le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

a.2 - Le curage par la boule :**• La boule flottante :**

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car ils sont constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial.

Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

• La boule roulante :

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînés par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

b- Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

b.1 - Cureuses hydromécaniques :

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

b.2 - Les aspiratrices :

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement et des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

IX.5 - Réhabilitation du réseau :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causés à l'environnement sont inacceptables. La réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectue par le remplacement de la canalisation.

IX.6 - Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de d'un réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc. Cette opération a été faite dans le diagnostic du réseau et toutes les données ont été enregistrées dans une base de données géographique. Le but cette opération est de desseller tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous regards et bouches d'égout avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion :

La gestion et l'entretien de notre réseau projeté a pour but de garder une long durée de vie de ce réseau et les station de pompage , il s'agit donc essentiellement des opérations de nettoyage qu'en nous devons programmer.

On conclut que l'entretien, la gestion et l'exploitation du réseau sont nécessaires à réaliser pour rentabiliser l'objectif primordial de ce projet.

Référence bibliographique

Ouvrages généraux :

[01] **TOUAIBIA. B. 2004** « Manuel pratique d'hydrologie ». Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

[03] **GOMELLA.C ET GUERREE.H. 1986** « Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales ». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.

[05] **BOURRIER. R. 2008** « Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective 5^{ème} EDITION ». Paris. France.

[08] **BOURRIER. R. 1997** « Les réseaux d'Assainissement. Calcul-Application Perspectives ». 11, rue Lavoisier 75384 Paris Cedex 08. France.

[07] **MARC. S ET BECHIR. S 1990** « Guide technique de l'assainissement 3^{ème} édition ». Le Moniteur Editions ; Paris. France..

Supports de cours :

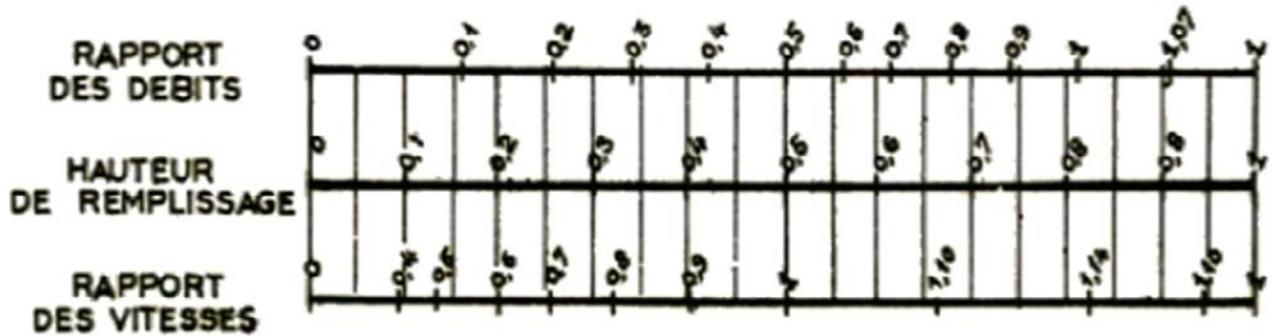
[02] **SALAH. B. 1993** « Cours d'assainissement ». Cours magistral. ENSH. BLIDA. Dz.

[06] **SALAH. B. 2012** « Les réseaux d'égout ». Cours magistral. ENSH. BLIDA. Dz.

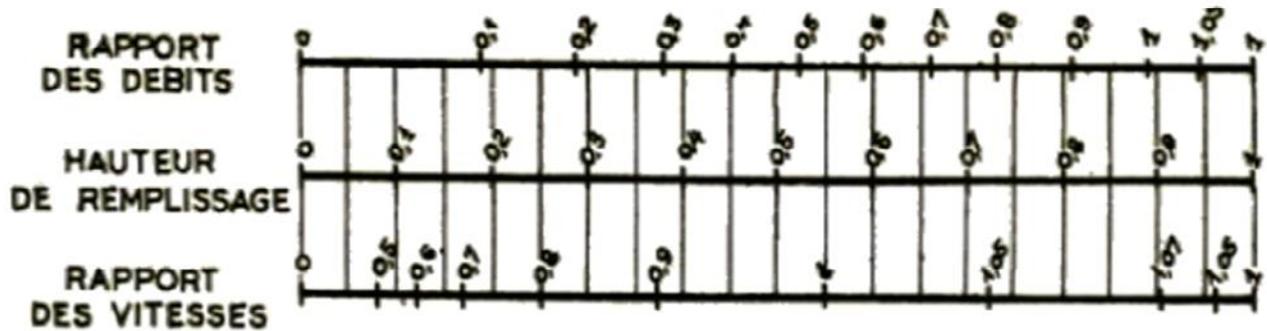
[09] **SALAH. B. 2011** « Guide d'élaboration d'un projet à l'usage des ingénieurs ». Cours magistral. ENSH. BLIDA. Dz.

Annexe 1 :

a) Ouvrages circulaires

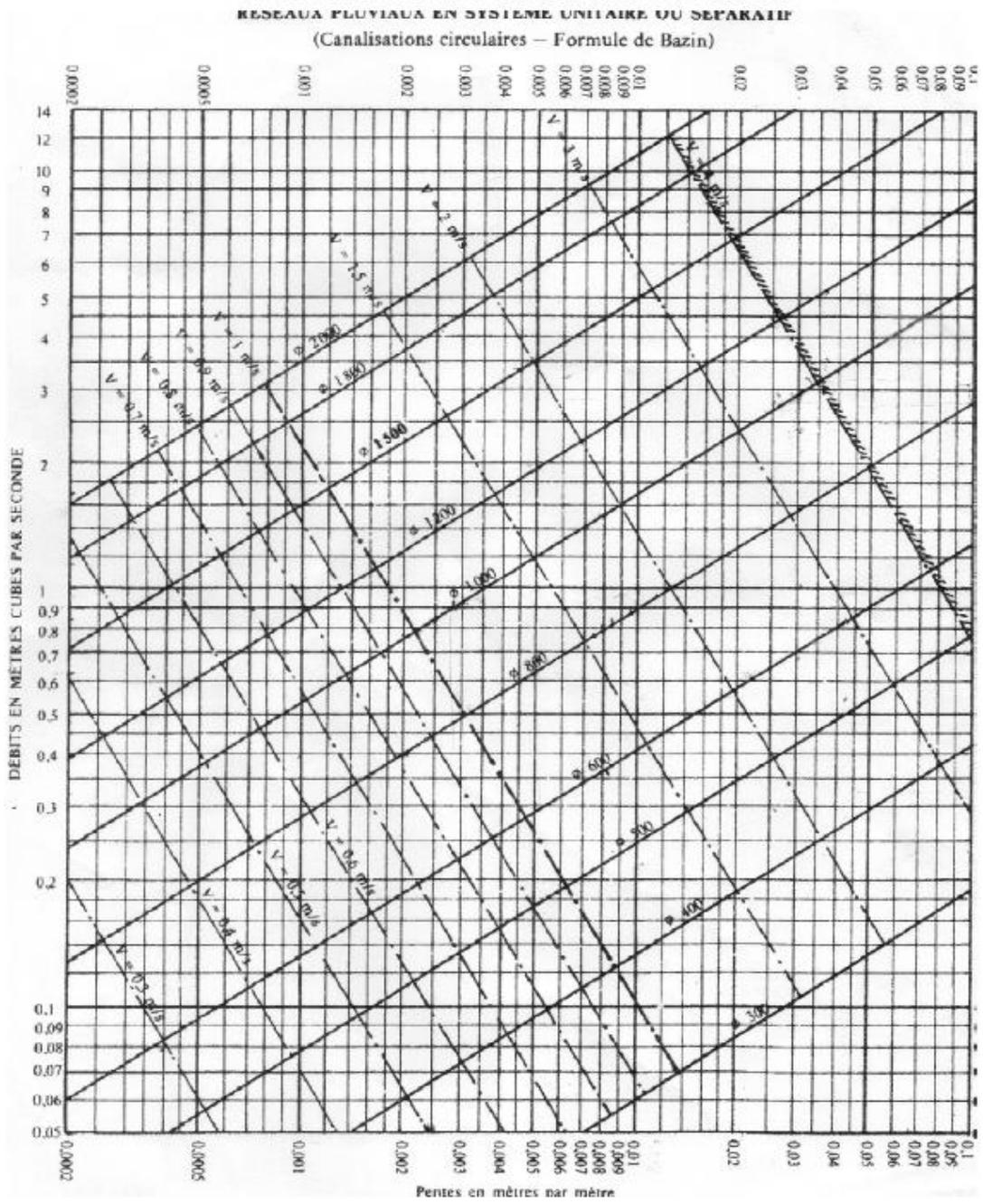


b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

ANNEXE 2 :



Annexe 3 : Coefficient de Mannin-Strikler

Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100