

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**DIAGNOSTIC ET CONCEPTION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE DE BELKITANE
(W.KHENCHELA)**

Présenté par :

BOUROUBA Imane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M ^r	M. MEDDI	PROFESSEUR	Président
M ^{me}	F.DERNOUNI	M A.A	Examinatrice
M ^{me}	N.CHENITI	M A.B	Examinatrice
M ^{me}	C.MAZARI	M A.A	Examinatrice
M ^{me}	S.BELLABES	M A.B	Examinatrice
M ^r	B.SALAH	M C.A	Promoteur

Juillet -2012

Remerciements

Avant tout, nous remercions le bon **Dieu** qui a illuminé notre chemin et qui nous avons armé de force et de sagesse, ainsi la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

➤ Je remercie énormément mes parents pour leurs sacrifices et leurs encouragements, et qui m'ont fourni pendant toute ma vie et durant mes études tout ce que j'avais besoin. Je prie ALLAH de les protéger.

➤ Je tiens à exprimer l'expression de ma profonde reconnaissance à M^{er} SALAH. Boualem qui a régulièrement encadré ce travail et qui a été toujours disponible pour m'orienter et répondre à mes interrogations et mes incertitudes.

➤ Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

➤ Je remercie M^{er} KHAMER .Moncef Ingénieur d'état en hydraulique à CTH (contrôle technique et hydraulique), pour la qualité de leurs collaboration, leurs aides constantes . et tout le personnel de la DHW de la wilaya de KHENCHELA

➤ Je remercie les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs aides précieuses ;

➤ Je remercie enfin toutes les personnes, qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Dédicace

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

D'abord à ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien, sans les quels j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

A mon père SALEH, pour ces conseils, son soutien et sa patience.

A ma grande sœur WAFIA à qui je souhaite une bonne guérison.

Mes très chers frères Chafik ,Khirou ,Nasser et sa fiancée Oumaima .

A ma belle nièce Céline.

A toutes mes tantes sans exception.

A mon oncle Hamid

À tous (tes) mes cousins en particulier Toufik , Cherif et cousines et en particulière Sabrina ,Aya ,Zeyneb ,Sofia ,Fouzia , Hassina ,Karima ,Razika ,Chahra , Lynda, Soumia ,Souad .

A toutes les deux familles : BOUROUBA et BAAZIZ .

A tous mes amis de la promotion 2011/2012 .

Mes Meilleurs Amis Nour El Houda ,Kahina , Sarah (japonia), Rahma Rawa ,Djamila ,Fetta,Fatiha ,Sousou,Ayoub, Oussama ,Mustapha , Ishakool ,Tarek, Nasro ,Yacin , Ishak ,Adlen , Krimou ,Samir ,Lotfi ,Ahmed ,Amine ,Azzeddine

Bourouba imane 2012

Mes amis de BLIDA ; Amine ,Redha, Abdllah ,Razika ,Meriem,Samira.

Et à toutes les personnes qui m'ont soutenue dans ce projet.

A ceux qui étaient toujours là pour moi.

A toutes ces personnes, je dédie ce modeste ouvrage.

Bourouba imane 2012

ملخص :

عرفت بلدية بلقيطان من ناحية التطهير حاليا مشاكل صعبة في مجال صرف المياه القذرة و مياه

الأمطار نظرا لغياب الشبكة في الجهة الشرقية هذا المشكل ملاحظ باستعمال سكانها الحفر التقليدية بطريقة عشوائية .

هدفنا هو إسقاط شبكة جديدة للصرف من اجل التخلي عن استعمال الحفر التقليدية , هذه الشبكة

متكونة من قنوات بطبيعة جد مقاومة .

Résume :

Au point de vue assainissement , la commune de BELKITANE reconnait actuellement un problème crucial dans le domaine de l'évacuation des eaux usées et pluviales , vue l'absence du réseau dans la zone EST. Ce problème est accentué par l'utilisation aléatoire par les habitants ,des fosses septiques .

Notre objectif consiste à projeter un nouveau réseau d'évacuation faisant face à l'existence des fosses septiques .Ce nouveau réseau est constitué de collecteurs de nature hautement résistante et performante .

Abstract :

The region BELKITANE witnesses in the cleansing point of view difficult situation concerning the direction of dirty water and the drainage ,because of the absence of the network in the Eastern region. And the use of septic by inhabitants in a random way .

Our aim in this dissertation is to build a new network for directing water without the use of septic .This network –in turn- constitutes of channels with a resisting nature .

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre -1- Présentation de la zone d'étude	
1.1- Introduction	02
1.2 - Situation géographique	02
1.3 - Les données naturelles du site	03
1.3.1- Situation Géologique.....	03
1.3.2- Situation Topographique.....	04
1.3.3- Situation hydrogéologique et hydrographique	04
1.3.4- Situation climatique.....	04
1.3.4.1- Climat.....	04
1.3.4.2- Température de l'air	05
1.3.4.3- Pluviométrie.....	05
1.3.4.4- Vents	06
1.3.4.5- Humidité	06
1.4- Situation démographique.....	06
1.5- Situation hydraulique	07
1.5.1- Alimentation en eau potable	07
1.5.2- Assainissement	07
1.6 - Extension de la ville de Belkitane	08
1.7 - Conclusion.....	08
Chapitre -2- Diagnostic du système d'évacuation	
2.1- Introduction	09
2.2- Aperçu général du réseau d'assainissement.....	09
2.2.1- Etat des rejets	09
2.2.2- Etat des tampons	10
2.2.3- Les collecteurs d'évacuation.....	11
2.2.4- Ouvrages spéciaux.....	12
2.2.4.1 – Etat des bouches d'égout	13
2.2.4.2 – Etat des regards	13
2.2.4.3- Les fosses septiques	24

2.3- Les types de diagnostic envisagés pour notre réseau	24
2.3.1- Diagnostic physique	24
2.3.2- Le pré-diagnostic.....	25
2.3.3- Techniques d'enquêtes adoptées	26
2.4- Constatations	27
2.5- Conclusion	27
Chapitre -3- Calcul de base du réseau d'assainissement	
3.1- Introduction	28
3.2- L' évolution démographique.....	28
3.3- Découpage de la superficie d'étude urbanisée en surfaces élémentaires.....	28
3.4- Estimation du Coefficient de ruissellement « Cr ».....	29
3.4.1- Détermination de coefficient de ruissellement pondéré total.....	30
3.5- Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	31
3.5.1- Calcul de la densité partielle.....	31
3.6- Principe du tracé du réseau d'évacuation.....	32
3.7- Systèmes d'Evacuation.....	32
3.7.1- Système unitaire.....	32
3.7.2- Système séparatif.....	33
3.7.3- Critères de choix du système d'évacuation.....	33
3.8- Critères du choix du schéma à adopter	34
3.9 - Schémas d'évacuation rencontrés.....	34
3.9.1- Schéma Perpendiculaire.....	34
3.9.2- Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	34
3.10- Données hydrologiques	35
3.11- Conclusion	36
Chapitre -4- Dimensionnement du réseau d'évacuation	
4.1- Introduction.....	37
4.2- Origine et nature des eaux usées à évacuer.....	37
4.2.1- Les eaux pluviales.....	37
4.2.2- Les eaux usées domestiques.....	37
4.2.3- Les eaux du service public ou d'équipement.....	38

4.2.4 - Les eaux parasites.....	38
4.3- Quantité d'eaux usées domestiques à évacuer.....	38
4.3.1 - Estimation des débits d'eaux usées domestiques.....	38
4.3.1.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté.....	38
4.3.1.2- Evaluation du débit de pointe d'eaux usées domestiques.....	39
4.3.1.3- Estimation des débits d'eaux usées des équipements.....	41
4.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	42
4.4.1- Choix de la méthode.....	42
4.4.2- La méthode rationnelle.....	42
4.4.2.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle.....	43
4.4.2.2- Critique de la méthode rationnelle.....	43
4.4.2.3- Validité de la méthode rationnelle.....	43
4.4.3- Application de la méthode rationnelle.....	43
4.4.3.1- Temps de concentration.....	43
4.4.3.2- Coefficient correcteur (minorateur).....	44
4.5- Détermination des paramètres équivalents.....	45
4.5.1- Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de surfaces élémentaires.....	45
4.6- Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.....	50
4.6.1- Conception du réseau.....	50
4.6.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	50
4.6.3- Mode de calcul.....	51
4.7- Conclusion.....	58
Chapitre -5- Les ouvrages annexes	
5.1- Introduction.....	59
5.2- Ouvrages normaux.....	59
5.2.1- Les branchements.....	59
5.2.2- Les bouches d'égout.....	60
5.2.3- Ouvrages d'accès au réseau (les regards).....	61
5.2.3.1-Type de regards.....	61
A - Les regards de jonction.....	61
B - Les regards de visites.....	62
C - Les regards de chute.....	62

C.1- Dimensionnement des regards de chute.....	63
5.3-Les ouvrages spéciaux.....	64
5.3.1- Les déversoirs d'orage.....	64
5.3.1.1- Emplacement des déversoirs d'orage.....	64
5.3.1.2 - Les types des déversoirs.....	65
5.3.1.3- Principe de dimensionnement du déversoirs d'orage frontal.....	65
A- Détermination du débit total	65
Qt	
B- Détermination du débit critique Q_{cr}	65
C- Détermination du débit de la Step	66
D-Détermination des hauteurs correspondants aux débits à l'amont du déversoir.....	66
E-Détermination de seuil déversant.....	66
5.3.2- Les bassins de retenue d'eau pluviale	67
5.3.2.1-Type de bassin utilisé.....	67
a-Avantages.....	68
b-Inconvénients.....	68
5.3.2.2- Principe de calcul du volume des bassins de retenue.....	68
A- Méthode des volumes.....	68
B- Calcul de la surface active.....	69
C- Choix du débit de fuite Q'	69
5.4- Conclusion.....	70
Chapitre -6- Pose de canalisation	
6.1- Introduction.....	71
6.2- Généralités.....	71
6.3- Choix du type du matériau des collecteurs.....	71
6.3.1- Caractéristiques des tubes en PRV.....	72
6.4- Les sollicitations reçues par les collecteurs.....	72
6.4.1- Les hypothèses simplificatrices.....	73
6.4.2- Exemple d'application.....	73
6.4.2.1- Les différentes méthodes de calcul du coefficient correcteur k.....	75
A - Par la méthode de Marston.....	75

B - Par la méthode de Wetzorke.....	76
C - Par la méthode des Silos.....	77
6.5- Répartition Des Pressions externes Autour Du collecteur.....	78
6.6- Les principaux procédés d'exécution.....	79
6.6.1- En fouille souterraine (le fonçage par le tunnelier).....	79
6.6.1.1- Confinement par pression de terre.....	79
6.6.1.2- Le principe de fonctionnement	79
6.6.1.3- Les principaux organes du tunnelier.....	80
a- Train de marinage.....	80
b- Train suiveur.....	80
c- La jupe d'assemblage.....	80
d- L'articulation.....	80
e- La roue d'abattage.....	81
f- Le tunnelier.....	81
g- Dispositif de poussée progression du tunnelier.....	81
h- L'érecteur à voussoirs.....	81
k- Le bouclier.....	81
6.6.1.4- Le fonçage par le tunnelier confinement par pression de boue.....	81
6.6.1.5- Tunnelier pour roche dure.....	82
6.6.2- A ciel ouvert.....	82
6.6- Exécution des travaux.....	82
6.6.1- Décapage de la couche de terre végétale.....	82
6.6.2- Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	82
6.6.3 - Exécution des tranchées et les regards.....	83
6.6.4 - Aménagement du lit de pose.....	83
6.6.5- Profondeur de la tranchée.....	83
6.6.6- Largeur de la tranchée.....	83
6.6.7- Volume des déblais des tranchées.....	84
6.6.7.1- Forme rectangulaire.....	84
6.6.7.2- Forme trapézoïdale.....	84
6.6.8- Différents type de pose.....	84
6.6.8.1- Pose dans un terrain ordinaire.....	84
6.6.8.2- Traversées de la route nationale.....	85
6.6.9 - Installation de la tuyauterie.....	85

6.6.10- Assemblage par manchon PRV.....	85
6.7- Essai d'étanchéité sur la canalisation du PRV.....	87
6.7.1- Les étapes du test.....	87
6.7.2- Critères d'acceptation.....	87
6.9- Essai de pression à l'air.....	88
6.10- Remblai des fouilles.....	88
6.11- Conclusion.....	89
Conclusion générale.....	90
Références Bibliographiques	

Annexes

Liste des figures

Figure 1.1 : Localisation de l'agglomération Belkitane sur la carte de la Willaya de Khenchela.....	03
Figure 2.1: Etat de rejet.....	10
Figure 2.2 : Etat vétuste des tampons.....	11
Figure 2.3 : Les anomalies générales au niveau des conduites	12
Figure 2.4 : Etat des bouches d'égout.....	13
Figure 2.5 : Etat des regards.....	14
Figure 2.6 : Fosse septique.....	24
Figure 3.1 : Schéma Perpendiculaire.....	34
Figure 3.2 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	35
Figure 5.1 : Point de raccordement avec inclinaison.....	60
Figure 5.2 : Absorption par le haut.....	60
Figure 5.3 : Absorption par le coté latéral.....	61
Figure 5.4 : Regard simple (conduite circulaire).....	62
Figure 6.1 : Différentes sollicitations agissantes sur le collecteur.....	75
Figure 6.2 : Epure des sous pressions.....	78
Figure 6.3 : Installation des collecteurs.....	85
Figure 6.4 : Assemblage par manchon.....	86

Liste Des Tableaux

Tableau 1.1 : Variation mensuelle de la température.....	05
Tableau 1.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	05
Tableau 1.3 : Vitesse du vent.....	06
Tableau 1.4 : Variation mensuelle de l'humidité.....	06
Tableau 1.5 : Population pour différents horizons.....	07
Tableau 2.1 : Taux d'envasement des collecteurs.....	12
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards.....	15
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	16
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	17
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	18
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	19
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	20
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	21
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite).....	22
Tableau 2.2 : Etat actuel des regards (suite et fin).....	23
Tableau 3.1 : Estimation de la population future.....	28
Tableau 3.2 : Différentes valeurs du coefficient de ruissellement.....	29
Tableau 3.2 : Différentes valeurs du coefficient de ruissellement (suite et fin).....	30
Tableau 3.3 : Détermination du coefficient de ruissellement pondéré.....	30
Tableau 3.4 : Détermination du nombre d'habitants.....	32

Tableau 3.5 : Identification de la station d'Ain Dalaa.....	36
Tableau 4.1 : Débits d'eaux usées domestiques , parasites et d'équipements.....	40
Tableau 4.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire	41
Tableau 4.3 : Evaluation des débits d'eau pluviale.....	45
Tableau 4.4 : Calcul du débit total de chaque surface élémentaire	45
Tableau 4.5 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de surface élémentaire.....	46
Tableau 4.6 : Evaluation des paramètres équivalents (surface élémentaire en parallèle).....	48
Tableau 4.7: Evaluation des paramètres équivalents (surface élémentaire en série).....	49
Tableau 4 .8 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal 1 de la surface élémentaire I.....	53
Tableau 4 .9 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (2.A) de la surface élémentaire II.....	53
Tableau 4 .10 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (2.B) de la surface élémentaire II	54
Tableau 4 .11 : Calcul des paramètres hydrauliques de collecteur principal 3 de la surface élémentaire III.....	54
Tableau 4 .12 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal 4 de la surface élémentaire IV.....	55
Tableau 4 .13 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (5.C) de la surface élémentaire V.....	55
Tableau 4 .14 : Calcul des paramètres hydrauliques du collecteur principal (5.D) de la surface élémentaire V	

	56
Tableau 4 .15 : Calcul des paramètres hydrauliques de l'intercepteur R79-R90.....	57
Tableau 4 .16 : Calcul des paramètres hydrauliques de l'émissaire R90- bassin de Collecte.....	57

Liste des planches

Planche N° 01 : Plan de masse avec réseau d'assainissement existant de la Commune de Belkitane .

Planche N°02 : Plan de masse et Tracé du réseau d'assainissement de la commune de Belkitane .

Planche N°03 : Profil en long de l'intercepteur R78-R89 et pose de canalisation .

Planche N°04 : Profil en long de l'émissaire R89-Bassin ,du collecteur principal 2.A et pose de canalisation.

Planche N°05 : Ouvrages annexes du Réseau.

Planche N°06 : Pose du tronçon R23-R51 de diamètre 300 mm traversé de route .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau d'assainissement constitue un élément important dans les sociétés et joue un rôle crucial pour la préservation de l'environnement , sa fonction de base est d'assurer la collecte et le transit de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées hors des agglomérations.

La commune de Belkitane (wilaya de Khenchela) a connu une extension considérable ces dernières années, qui se conjugue par une croissance de la population par conséquent une croissance du rejet d'eaux usées . Cette commune comprend un réseau d'assainissement de type unitaire vétuste où la zone Est de la commune n'est pas encore concernée par le réseau d'assainissement. Les habitants de cette zone sont contraints à utiliser un système d'assainissement autonome (fosses septiques) qui constitue une menace considérable pour l'environnement.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le travail de notre mémoire de fin d'étude qui a pour thématique le diagnostic et la conception du réseau d'assainissement de la commune de Belkitane . le but est de localiser les défaillances du réseau existant pour y remédier et de projeter un nouveau réseau pour la zone EST.

Afin de bien mener cette étude, nous devons disposer de certaines informations relatives à la commune de Belkitane, tel que le plan de masse, les données démographiques , hydrologiques, hydrogéologiques, climatiques et les détails du réseau existant tel que les pentes des collecteurs, regards existants, déversoirs d'orage s'ils existent.

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1 - Introduction :

L'élaboration de tout projet d'assainissement se fait sur la base des données du site et notamment hydrauliques. Ces données nous permettent de dégager une variante qui permet de donner un fonctionnement adéquat du système d'assainissement qui sera choisi en fonction de ces dernières. Nous sommes donc appelés à étudier d'une façon plus poussée :

- Les caractéristiques naturelles du site.
- Les données relatives de l'agglomération
- L'extension et le développement de la zone d'étude
- La situation hydraulique.

1.2 - Situation géographique :

La commune de Belkitane est située à 10 Km du chef lieu de la daïra d'Ain Taouila, et à 22 Km de la wilaya de Khenchela. Elle est Limitée administrativement comme suite (figure 1.1):

- Au Nord : par la commune de M'Toussa
- Au Sud : par la commune de Tazogarte
- A l'Est : par la commune de Ain Touila
- A l'Ouest : par la commune de Khenchela

Figure 1.1 : Localisation de l'agglomération Belkitane sur la carte de la Wilaya de Khenchela. (Source : Google earth) •

1.3 - Les données naturelles du site :

1.3.1- Situation Géologique:

La géologie du site est un paramètre très important pour le choix des engins de

terrassément et le mode de réalisation des tranchées et aussi le type de matériaux pour la canalisation

Conformément à la disposition physico-géographique de l'Algérie le territoire étudié est situé dans la zone des chaînes montagneuses de l'Atlas Saharien, dont sa région la plus haute est compliquée – le massif montagneux-plissé de l'Aurès

La région de Belkitane se caractérise par des reliefs élevés qui s'étendent au Nord vers les montagnes d'el kharoub et sont représentées par deux vastes glacis polygéniques.

La chaîne de montagne des Aurès est formée principalement de calcaires cétacés. Les différentes coupes géologiques au niveau de notre zone d'étude réalisées de haut en bas se résument comme suit : Argiles, argiles+graviers et une alternance de marne et marno -calcaire.

1.3.2-Situation Topographique :

Notre commune se caractérise par des terrains à moyennes et fortes pentes, on note que

Les pentes fortes (+17%) occupent une faible part et se situent au Nord principalement (zone montagneuse), Les terrains à moyennes pentes sont localisés au centre, sud-est et sud ouest de la commune.

1.3.3- Situation hydrogéologique et hydrographique :

La nappe se trouvant dans la région se situe à une profondeur environ de 60 m au minimum, ce qui est loin de la zone de pose de canalisation.

L'agglomération de Belkitane est limitée par l'Oued qui représente un milieu naturel pour les rejets après décantation.

1.3.4- Situation climatique:

1.3.4.1-climat :

La région se caractérise par un climat méditerranéen, des étés chauds et des hivers pluvieux avec des manifestations des neiges et gelées.

Les températures sont très basses en hivers et élevées en été. Les mois les plus froids sont décembre et janvier alors que la période chaude correspond aux mois de juin et août. Une pluviométrie souvent insuffisante, même pour des cultures résistant à la sécheresse.

La caractéristique des facteurs principaux formant le climat est représenté d'après les données des observations du réseau des stations météorologiques et des postes pluviométriques situés dans la zone étudiée dont les données sont les plus représentatives.

1.3.4.2-Température de l'air :

L'été est très chaud avec les températures moyennes mensuelles de 32°C à 36°C. Le mois d'été le plus chaud est juillet où la température moyenne fait 39 °C. Certaines années, les températures extrêmement hautes peuvent dépasser 45°C.

L'hiver est relativement doux avec les températures moyennes mensuelles de 6°C à 7°C. Certaines années lors de l'abaissement le plus fort la température de l'air tombe jusqu'à -4°C à -5°C. Le mois de janvier est le plus froid dont la température moyenne est de 6°C. Les températures de l'air moyennes et extrêmes sont représentées dans le tableau 1.1 :

Tableau 1.1 : Variations mensuelles de la température.

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
T(°C) moy	5,7	6,8	9,4	11,0	17,9	22,3	25,6	25,8	21,2	16,0	10,7	7,1	15,0
T(°C)max.moy.	11,0	12,6	15,2	18,0	24,7	30,1	33,4	33,4	28,6	22,7	16,3	11,8	21,5
T(°C) min.moy	1,4	1,6	3,6	5,6	10,8	14,9	17,0	17,8	14,9	10,4	5,4	2,4	8,8

Source : station météorologique d'Oum El Bouaghi.

1.3.4.3- pluviométrie:

La répartition annuelle des précipitations accuse l'existence de deux périodes bien distinctes: période humide (du septembre à avril), durant laquelle il tombe 80-90% de la somme annuelle des précipitations, et la période sèche (du juin à août). La répartition des précipitations par mois est donnée dans le tableau 1.2 :

Tableau 1.2: Répartition mensuelle de la pluviométrie.

Mois	sep	oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
P(mm)	128,8	38,4	20,6	18,1	97,8	0,10	24,0	42,2	3,0	9,5	16,2	58

Source : station météorologique d'Oum El Bouaghi.

1.3.4.4- vents :

La vitesse maximale moyenne du vent est de 29 m/s, pendant les rafales elle peut atteindre 58m/s, Les vitesses maximales du vent de probabilités différentes sont déterminées par suite du traitement statistique des relevés et sont indiquées dans le tableau 1.3 :

Tableau1.3 : vitesse du vent.

Probabilité, %	50	20	10	4	2
Vitesse du vent, m/s	27	30	44	52	58

Source : station météorologique d'Oum El Bouaghi.

1.3.4.5-Humidité :

L'humidité relative moyenne mensuelle de l'air varie de 70% à 80% en saison froide et de 50 % à 70% en saison chaude. Ses valeurs sont indiquées dans le tableau 1.4 :

Tableau1.4 : variation mensuelle de l'humidité.

Mois	sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû
------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----

Humidité Relative (%)	45	58	58	47	59	47	41	46	42	38	41	32
-----------------------------	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Source : station météorologique d'Oum El Bouaghi.

1.4 - Situation démographique:

La population communale accuse une évolution continue par un accroissement très rapide au niveau des naissances qui sont généralisées.

Cette croissance est en majeure partie due à l'évolution du nouveau régime de vie des populations engendrées par une mutation des traditions rurales aux traditions citadine et urbaine ainsi que le développement du secteur sanitaire et du niveau de vie.

D'après le recensement qui a été effectué par le service de l'A.P.C de Belkitane en 2011, la population communale est évaluée à 1975 habitants, avec un taux d'accroissement de 3% (APC). Le nombre d'habitants pour différents horizons, est estimé d'après les accroissements géométriques comme suit :

Tableau 1.5 : Population pour différents horizons.

Année	2011	T	2016	2026	2036
Population	1975	3	2290	3077	4135

1.5 - Situation hydraulique :

1.5.1- Alimentation en eau potable :

L'agglomération de Belkitane est alimentée à partir de deux points d'eau :

1. Une source donnant un débit de 2 l/s gravitaire
2. Un réservoir 100m³ d'ouled tamrabe gravitaire.

Les trois réservoirs de stockage (2 réservoir 50m³ et une bâche 50m³) sont alimentés par les deux points d'eau. Cette localité est alimentée à partir des trois réservoirs de capacité 150 m³. Le réseau de distribution d'eau potable de la ville de Belkitane est de type ramifié avec différents diamètres en PVC et amiante ciment sur une longueur de 36500 mètre.

1.5.2- Assainissement :

Le système d'assainissement du centre de Belkitane est constitué d'un ancien réseau vétuste de type unitaire formé de collecteurs, de section circulaire avec des diamètres variant entre Ø300 et Ø600, enterrés à des profondeurs de 1,0 à 1,5 m qui doit permettre l'évacuation des débits journaliers maxima des eaux usées.

Actuellement les eaux usées sont acheminées gravitairement vers le bassin de collecte avant d'être rejetées vers l'exutoire (oued) vu l'absence de la station d'épuration et les déversoirs d'orages.

Suite à notre visite effectuée sur le site, nous avons remarqué que les bouches d'égout et les regards simples d'ailleurs reconnaissent un débouage important obturant les arrivées des collecteurs presque à demi-section ou en totalité, gênant ainsi l'écoulement d'un collecteur à l'autre . La présence des eaux parasites claires à l'exutoire montre certainement que les collecteurs sont dans un état très vétuste caractérisé par la dislocation des joints suite au tassement différentiel. Le mauvais entretien du réseau note l'absence totale de la gestion périodique du réseau.

1.6 - Extension de la ville de Belkitane :

L'agglomération de Belkitane connaît plusieurs extensions et développement dans différents secteurs. Le secteur urbanistique prend de plus en plus d'ampleur sur toute la

périphérie de cette agglomération ce qui nous oblige à bien réfléchir sur la détermination des surfaces imperméabilisées. Par ailleurs on note l'absence du développement du secteur industriel. La vocation de cette agglomération est à dominance agricole.

1.7- Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons recensé en plus des informations concernant les données nécessaires pour l'élaboration du projet d'évacuation des eaux usées de notre ville, qui nous permettent ainsi de calculer les débits serviront de base pour le dimensionnement de tous les ouvrages nécessaires au bon fonctionnement de notre système projeté.

CHAPITRE 2 :

**DIAGNOSTIC DU RESEAU
D'EVACUATION**

2.1-Introduction :

Les études de diagnostic des réseaux d'assainissement, de zonage pluvial et de schémas directeurs d'assainissement sont des moyens privilégiés pour recenser les différentes anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation. Il convient d'expliquer leur origine et chercher des solutions technico-économiques pour les réduire.

Ces solutions sont orientées vers l'identification de l'état physique des réseaux et l'élimination des eaux parasites à la fois dans les réseaux des eaux usées et aussi des eaux pluviales. Ces études de diagnostic peuvent également comporter d'autres aspects comme par exemple : le fonctionnement du réseau et de la station d'épuration, les établissements industriels, le milieu récepteur.

Donc l'objectif d'une étude de diagnostic d'un système d'évacuation au niveau d'une agglomération est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement de notre réseau, des installations et des ouvrages spéciaux qui le constituent en vue de les réhabiliter, de les restructurer.

2.2-Aperçu général du réseau d'assainissement existant :

Actuellement, le réseau d'assainissement s'étend sur une superficie de 6.13 km² et draine une superficie de 15.87 ha qui concerne la partie ouest de la commune. IL est de type unitaire formé de collecteur de diamètre circulaire , variant entre 300 à 600 mm, en béton armé

La partie Est de la commune n'a pas encore connue de réseau . les 150 habitations de cette commune utilisent comme solution les fosses septiques devant leurs maisons.

Ce réseau est constitué par :

- Deux collecteurs principaux de diamètres 500 mm et 600 mm.

- Quatre collecteurs secondaires qui constituent les débouchés des réseaux tertiaires. Leurs diamètres variant de 200 à 400 mm.

2.2.1- Etat des rejets :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans un bassin de collecte situé hors agglomération et à son aval qui n'est pas fonctionnel et, que sa gestion se laisse à désirer. Les rejets trouvent comme embouchure le milieu naturel. Cette situation pose un problème de santé (apparition des maladies à transmission hydrique). Voir figure 2.1

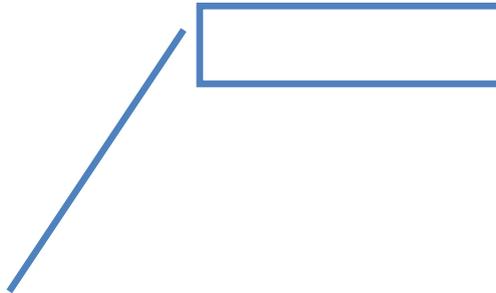


Figure 2.1: Etat de rejet

2.2.2- Etat des tampons :

Suite à une visite effectuée nous avons constaté que , la plupart des tampons sont dans un état vétuste à savoir:

- Des tampons détériorés .
- Des tampons corrodés et attaqué par les gaz,
- L'inexistence des tampons ce qui engendre des dégagements des odeurs .

Quelques photos ont été prises justifiant ces anomalies rencontrées (*voir figure 2.2*)

Figure 2.2 : Etat vétuste des tampons

2.2.3- Les collecteurs d'évacuation :

Les collecteurs formant le réseau actuel , la plupart dans un état vétuste avancé, reconnaissent des anomalies liées beaucoup plus :

- Au problème de dépôts ce qui a provoquer des problèmes de débordement dans quelques quartiers visible notamment en période de pluie. Ces dépôts sont favorisés non

seulement par des faibles vitesses mais également aux obstructions causées par les prolongements des collecteurs aux points de perçage . Pour plus de clarté , le taux de colmatage est présenté par le tableau 2.1

- A la détérioration chimique due aux fermentations suite à des vitesses d'écoulement affaiblies . Pour ce cas un tesson de collecteur (échantillon) corrodé a été examiné .
- Des fissures et des ovalisations ont été constatées , liées au comportement mécanique non conforme .(épaisseur de remblai non respectée , mode de raccordement non conforme à la réglementation en assainissement).
- Dislocation des joints dus au tassement différentiel du sol : Ces joints représentent les endroits privilégiés d'intrusion des eaux parasites d'infiltration constatées à l'exutoire .

Tableau 2.1 : taux d'envasement des collecteurs :

Désignation	Longueur		Taux
	Totale	Envasement	
Ø200	40	40	100%
Ø300	3779	945	25%
Ø400	1164	24	2%
Ø500	716	536	75%
Ø600	433	262	60.5%
Total	6132	1807	29.47%

Figure 2.3 : Les anomalies générales au niveau des conduites

2.2.4- Ouvrages spéciaux:

Les diverses visites effectuées sur le site montrent que le système d'évacuation de notre agglomération se limite principalement à quelques bouches d'égout de même nature , des

regards et un bassin de collecte des eaux usées et pluviales implanté hors agglomération en guise d'exutoire .

Les eaux de déversement (surplus) de ce bassin sont rejetées dans la nature. Ce bassin ne comporte aucune pièce accessoire notamment les déversoirs .Son volume ne dépasse pas les 100 m³.

2.2.4.1 – Etat des bouches d'égout :

Nous avons remarqué que le réseau d'évacuation n'est pas équipé totalement de bouches d'égout. Ces dernières , de même type, à absorption par le haut ,sont rencontrées dans quelques quartiers seulement distantes de 50 m l'une de l'autre . L'absence de ces bouches d'égout dans les autres quartiers est due essentiellement à l'absence de l'aménagement des trottoirs et par conséquent le manque de caniveaux de ruissellement. La gestion et l'entretien inexistant de ces bouches où la majorité est sans grille se font sentir du fait de la présence d'un colmatage par les boues , des déchets solides, de feuilles mortes d'arbres . (*voir figure 2.4*) .

Figure 2.4 : Etat des bouches d'égout

2.2.4.2 – Etat des regards :

Le recensement effectué au niveau du réseau d'évacuation de notre agglomération montre qu'il existe environ 140 regards en béton, dont la plupart sont de type simple de jonction ou de raccordement. Leur forme constatée est circulaire ou carrée dont la

dimension ne correspond pas aux diamètres des collecteurs sortants ou aboutissants . La profondeur moyenne maximale est de 2.5 m et la distance entre les regards varie de 20 à 80 m . Le type de regard n'est pas respecté en fonction de la pente dans certains quartiers . Certains déboitements sont constatés entre les parois des regards et les extrémités des collecteurs .

Les tableaux suivants montrent l'état actuel des regards (*voir figure 2.5 et tableau 2.2*)



Regard sous goudron

REGARD REALISE AVEC UNE BUSE VERTICALE

Figure 2.5 : Etat des regards

Tableau 2.2 : état actuel des regards.

N° DE REGERD	Etat	Dimensions (m)			Dalle		Parois (cm)	DN départ 1 (mm)	h ₁ (m)	Nature	DN départ 2 (mm)	h ₂ (m)	Nature	DN départ 3 (mm)	h ₃ (m)	Nature	DN départ 4 (mm)	h ₄ (m)	Nature	remarques
		largeur	longueur	profondeur	Nature	Dimensions (m)														
01	B	1.07	1.08	1.44	fonte	0.57	10	300	1.53	B.C	100	75	PVC							un branchement, sans tampon
02	B	1.2	1.2	1.56	fonte	0.57	10	300	1.53	B.C	300	1.54	B.C	200	1.54	B.C	/	/	/	un branchement, Dégradation des parois.
03	M	/	/	1.53	/	/	10	300	1.4	B.C	300	1.56	B.C							Sans dalle avec un branchement Dégradation des parois et envasé
04	M	0.97	1.07	1.94	fonte	0.57	10	300	1.98	B.C	300	1.96	B.C							Envasé
05	M	1	1	1.2	fonte	0.57	10	300	1.15	B.C	300	1.31	B.C	300	1	B.C	300	1.25	B.C	Un branchement abandonné
06	I	0.74	0.79		béton															Impossibilité d'ouverture
07	M	0.85	0.80	1.07	béton		15	300	1.06	B.C	300	1.08	B.C							Un branchement, envasé
08	I																			Tampon bloqué par sa corrosion

Tableau 2.2 : état actuel des regards(suite).

N° DE REGERD	Etat	Dimensions (m)			Dalle		Parois (cm)	DN départ 1 (mm)	h ₁ (m)	Nature	DN départ 2 (mm)	h ₂ (m)	Nature	DN départ 3 (mm)	h ₃ (m)	Nature	DN départ 4 (mm)	h ₄ (m)	Nature	remarques
		largeur	longueur	profondeur	Nature	Dimensions (m)														
09	M	0.78	0.78	0.92	dalle	0.62	15	300	0.54	B.C	300	0.81	B.C	100	0.62	B.C				Envasement total
10	B	1.2	1.2	1.17	fonte	0.59	15	300	1.17	B.C	300	1.14	B.C							Regard propre avec tampon en bonne état
11	B	1.05	1.05	1.43	fonte	0.62	15	300	1.35	B.C	300	1.30	B.C							Regard propre avec tampon en bonne état
12	M			1.18	fonte	0.60	15	300	1.13	B.C	300	1.09	B.C	300	1.07	B.C				un branchement abandonné contre pente envasé
13	I																			Dalle 120/120 + goudron
14	B	1.1	1.1	1.2	béton	1.1/1.5	10	300	1.15	B.C	300	1.2	B.C	200	0.2	B.C				un branchement et propre
15	B	0.72	0.74	0.92			10	300	0.94	B.C	200	0.83	B.C	100	0.87					Sans dalle Deux branchements

RD	Etat	Dimensions (m)	Dalle	Parois	DN	h₁ (m)	Natur	DN	h₂ (m)	Natur	DN	h₃ (m)	Natur	DN	h₄ (m)	Natur	

Tableau 2.2: état actuel des regards (suite).

N° DE	Etat	Dimensions			Nature	Dalle	Dimensions (m)	Parois	DN	h ₁ (m)	Natur	DN	h ₂ (m)	Natur	DN	h ₃ (m)	Natur	DN	h ₄ (m)	Natur	
		largeur	longueur	profondeur																	
16	M	1.14	1.2	1.11	fonte	0.65	10	300	1.1	B.C	200	1.04	B.C	300	0.85						Envasement total
17	M		1.05	1.05				300	1	B.C	300	1.06	B.C	0.74	B.C						Envasement total
18	M	1.05	1.05	1.12	fonte	0.56	10	300	1.11	B.C	200	1.07	B.C								envasé
19	M	1.2	1.2	1.09	fonte	0.60	10	300	0.88	B.C	200	1.04	B.C								Envasement total
20	M	1.2	1.2	1.3	fonte	0.60	10	300	1.02	B.C	300	1.3	B.C	100	0.5	PVC					Envasement total
21	M	0.9	0.9	1.08	fonte	0.55	10	300	1.05	B.C	300	1.07	B.C								Envasé, dégradations des parois
22	B	0.8	0.73	0.96	béton	0.8/0.73	20	300	0.94	B.C	300	0.94	B.C	100	0.73	PVC					un branchement, envasé

Tableau 2.2: état actuel des regards(suite).

RD	Etat	Dimensions			Nature	Dimensions			Nature	DN	h ₁ (m)	Nature	DN	h ₂ (m)	Nature	DN	h ₃ (m)	Nature	DN	h ₄ (m)	Nature	remarques
		Largeur	Longueur	Profondeur		Largeur	Longueur	Profondeur														
23	M	0.9	0.9	1.29	fonte	0.56	15	300	1.3	B.C	200	1.2	B.C									Envasement total
24	B	0.9	0.9	1.5			15	300	1.48	B.C	300	1.48	B.C									un branchement Sans tampon
25	B	1	1	1.42	fonte	0.57	15	300	1.40	B.C	300	1.4	B.C									un branchement, envasé
26	B	1	1	1.02	fonte	0.57	15	300	1.02	B.C	300	1.06	B.C									Les parois sont complètement dégradées,
27	I																					Fermée par une roue en surface.
28	M			1.33	fonte	0.56	15	300	1.34	B.C	300	1.32	B.C									Un branchement mal fait, envasé
29	M	1.2	1.2	1.45	fonte	0.62	15	300	1.4	B.C	300	1.4	B.C									Moyennement envasé

Tableau 2.2 : état actuel des regards(suite).

RD	Etat	largeur (m)	longueur (m)	profondeur (m)	Nature	Dalle	Dimensions (m)	Parois	DN	h ₁ (m)	Natur	DN	h ₂ (m)	Natur	DN	h ₃ (m)	Natur	DN	h ₄ (m)	Natur	remarques
48	M	1	1	1.17	fonte	0.60		15	300	1.08	B.C				300	1.05	B.C				envasé par la boue
49	I																				dalle fixe 1.20/1.20
50	M	0.95	0.95	1.36					300	1.25		100	0.78	PVC							un branchement, dégradation des parois, sans tampon
51	B	1.15	1.15	1.56	/				300	1.37		100	0.75	PVC							Tampon sous forme de roue
52	M																				abandonné réalisé avec une buse verticale
53	I																				fermé.
54	B			1.46					300	1.18		300	1.08		300	1.77					sans tampon

Tableau 2.2 : état actuel des regards (suite).

Tableau 2.2 : état actuel des regards (suite).

RD	Etat	largeur (m)	longueur (m)	profondeur (m)	Nature	Dalle Dimensions (m)	Parois	DN	h ₁ (m)	Natur	DN	h ₂ (m)	Natur	DN	h ₃ (m)	Natur	DN	h ₄ (m)	Natur	
55	M			1.65				300	1.44		100	0.54	pvc							dégradation des parois
56	I																			dalle en béton
57	I																			dalle en béton
58	B	1.1	1.1	2.2	fonte	0.70	15	300	2.1		300	1.62		300	2.1					dégradation des parois, regard propre
59	M			1.14				300	1.13		300	1.14								envasement total par le sable et sans tampon
60	M			1.2				400	1.4		300	0.99								envasé par les pierres, les déchets et sans tampon
61	M	0.9	0.9	.55				400	1.4		300	1.36								envasé par la boue et sans tampon la buse traverse le canal de protection
62	M	1	1	1.95	fonte	0.70	15	400	1.8		400	1.73								envasé par la boue

Tableau2.2 :état actuel des regards(suite).

RD	Etat	Largeur (m)	Longueur (m)	Profondeur	Nature	Dallage	Dimensions (m)	Parois	DN	h ₁ (m)	Natur	DN	h ₂ (m)	Natur	DN	h ₃ (m)	Natur	DN	h ₄ (m)	Natur	remarques
66	M	1	1	2.1					400	2.1	B.C	300	2.1	B.C							ensasé par la boue et sans tampon
67	M	1	1	2	fonte	0.70		20	300	1.67	B.C	300	1.63	B.C							ensasé par la boue et dégradation des parois
68	I																				abandonné
70	M	1	1	2	fonte	0.70		20	300	1.67	B.C	300	1.63	B.C							ensasé par la boue, les pierres.
75	M	1.2	1.2	1.48					500	1.59	B.A	500	1.5	B.A	500	1.57					sans tampon, ensasé, 2 rejets l'un vers le bassin de décantation de décantation et l'autre vers le rejet
76	B	1.2	1.2	1.86					500	1.6	B.A	500	1.7	B.A							Sans tampon
77	M			1.6					500	1.6	B.A	500	1.5	B.A							Sans tampon et ensasé par les feuilles d'arbre
81	M			1.8					500	1.	B.A	500	1.8	B.A							ensasé et sans tampon
82	M			1.5					500	1.56	B.A	500	1.52	B.A							Sans tampon et ensasé

Tableau 2.2 : état actuel des regards(suite et fin).

NOMENCLATURE :

B : BON.

M : MAUVAIS.

I : INCONNU

B.A : BETON ARME .

B.C : BETON COMPRIME.

2.2.4.3- Les fosses septiques :

Ces ouvrages , formant un système autonome , sont détectées au niveau des habitations isolées et quelques habitations au niveau des quartiers . l'interaction du sol a souvent causé des fissurations à ces ouvrages. Le problème rencontré réside dans la difficulté de leur vidange et nettoyage et que l'on note également des difficultés de branchement vers les collecteurs .

Figure 2.6 : fosse septique

2.3- Les types de diagnostic envisagés pour notre réseau :

2.3.1- Diagnostic physique :

Il concerne les caractéristiques les structures et configurations des ouvrages et du réseau .Il a pour but de détecter les dégradations, les déformations apparentes, et l'étanchéité pour savoir la durée de vie de l'ouvrage et les conditions de réhabilitation.

Comme dégradations structurelles ou fonctionnelles, notre réseau reconnaît les anomalies suivantes :

- Les dépôts qui occasionnent la mise en charge fréquente de certains collecteurs qui ont pour conséquence des débordements.
- La présence de trous, fissures, la corrosion interne ou externe constatés au niveau de certains ouvrages qui peuvent, selon leur importance mettre en danger la stabilité des ouvrages, entraînant des déformations de sa géométrie, ou même son effondrement.
- A l'exutoire , L'infiltration d'eaux claires parasites, qui perturbent le fonctionnement de la station d'épuration (dans le cas où elle existe) et d'autre part l'exfiltration des effluents, qui pollue la nappe phréatique.

2.3.2- Le pré-diagnostic :

Suite à des visites effectuées sur site , une reconnaissance approfondie a été effectuée sur notre réseau et qui a consisté d'abord :

- A la détection des apports des eaux parasites où leur présence a fait signe au niveau des exutoires . Leur origine n'est autre que les fissurations et la non étanchéité au niveau des ouvrages spéciaux et les collecteurs. L'étude hydrogéologique a montré que la nappe est plus profonde et que son risque est loin d'être considéré.
- A la recherche des pollutions toxiques d'origines industrielles, des graisses et des métaux lourds, qui sont inexistantes vu L'absence des usines au niveau de notre zone d'étude .
- A L'analyse des rejets d'origine domestique qui sont dominants, où il a été signalé la présence des gaz de H₂S, des mauvaises odeurs dues aux fermentations anaérobies détectées au niveau des regards ,aux débouchés des conduites ,aux bouches d'égout, et des fosses septiques. La libération de ce gaz engendre une oxydation de l'H₂SO₄ qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement : ce qui a été constaté au niveau des regards visités.
- Au repérage de certains endroits sujets aux inondations locales dont les symptômes sont caractérisés par des dépôts énormes au niveau des regards .
- Des traces de mise en charge ont été constatées au niveau des regards suite au colmatage à l'entrée des collecteurs de départ .

- Des anomalies constatées suite au comportement mécanique anormal caractérisé par des ovalisations des collecteurs au niveau des entrées des regards . Ceci montre que les collecteurs sont vétustes et subissant des effondrements .

On conclut que l'arrêt d'un réseau d'assainissement est une dislocation nette du service, entraînant des désordres, et peut-être même des arrêts de fonction dans certains environnements, alors elle peut être définie comme étant l'accomplissement final d'un dysfonctionnement.

Cette phase de constatation nous permet d'avoir des renseignements nécessaires de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages annexes pour pouvoir prendre une décision et choisir des méthodes appropriées pour mener à bien notre réseau.

2.3.3- Techniques d'enquêtes adoptées :

D'une façon générale ,les études d'expertise de l'état des réseaux d'assainissement préconisent :

- Les épreuves d'étanchéité par essai de mise en pression d'eau ou d'air. Ces épreuves concernent surtout l'étanchéité des joints et l'existence des fissures . l'essai à l'eau est la plus efficace méthode quand il s'agit des diamètres faibles . Pratiquement nous avons recours à l'eau et l'air durant une trentaine de minutes. Cette pratique sera demandée soit avant la mise en service d'un réseau ou lors d'un diagnostic . c'est une phase très utile pour éviter la pollution de la nappe et éviter l'intrusion des eaux parasites. La mise en épreuve concerne pratiquement une longueur du collecteur de l'ordre de 100 m . Le collecteur est fermé hermétiquement à ses deux extrémités , procéder à l'opération et surveiller le suintement au niveau du corps du collecteur et les joints.
- Les inspections télévisuelles (caméra TV autotractée) ou visuelles : La méthode télévisuelle est très efficace pour la détection des endroits obstrués dans le but de

pratiquer le tringlage. Une caméra sera placée dans le regard amont pour filmer l'intérieur du collecteur sur une distance d'environ 30 m sans qu'il y ait de déviation du tracé . Les anomalies détectées peuvent être : les dépôts , la pénétration des racines par les joints, le décollement de l'enduit intérieur suite à une attaque chimique par les eaux usées ,le prolongement de l'extrémité d'un collecteur à l'intérieur de l'autre.

- la vérification de la conformité des branchements sur les réseaux séparatifs (absence de raccordements d'eaux pluviales sur les collecteurs d'eaux usées, absence de rejets d'effluents pollués dans les collecteurs pluviaux). Cette opération ne concerne pas notre réseau puisqu'il est unitaire.
- tests à la fumée et injection de traceurs colorés : Cette méthode est très utile pour les réseaux séparatifs en vue de détecter les faux branchements .Néanmoins le test à la fumée n'est préconisé qu'en absence du vent et que les conduites à tester ne sont pas mouillées . c'est un test présomptif . Pour plus d'efficacité on utilise la méthode d'injection de traceurs colorés dans un regard amont et de surveiller le passage de ces traceurs au niveau des regards d'aval.

2.4- Constatations :

D'après les visites sur site et l'analyse des données disponibles on a constaté :

- Le rejet des habitations dans des fosses septique, très proche des maisons, ce qui est contraire aux normes d'hygiène, santé et préservation de l'environnement.
- Le problème des rejets vers un bassin de collecte qui n'est pas fonctionnel.
- L'existence des constructions au dessus des collecteurs.
- Les branchements aléatoires des habitations.
- On signera aussi l'absence des avaloires pour l'évacuation des eaux pluviales. dans 65% de l'agglomération,
- Le problème des regards ne comportant ni tampons, ni couvercles.
- Le problème des regards qui sont couverts par le bitume .
- Absence totale d'un programme d'entretien périodique des constituants du réseau.
- L'absence des grilles des bouches d'égout.

- L'envasement des bouches d'égout existantes.
- Absence du réseau d'assainissement pour les zones récemment urbanisées.

2.5- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'avoir des informations sur l'état actuel de notre réseau d'assainissement suite à un diagnostic approfondi. Il en ressort que certains tronçons constituant le réseau existant sont en bon état, tandis que la majorité des tronçons exigent la rénovation totale à cela s'ajoute la zone d'extension qui est dépourvue de réseau. Vu les problèmes causés par les fosses septiques, la projection d'un réseau est obligatoire pour les habitations concernées par ces ouvrages. La présence des eaux parasites claires à l'exutoire montre certainement que les collecteurs sont dans un état très vétuste caractérisé par la dislocation des joints suite au tassement différentiel. Le mauvais entretien du réseau et des ouvrages spéciaux vétustes note l'absence totale de la gestion périodique du réseau. Après maintes réflexions, il nous est nécessaire de procéder à une rénovation totale du réseau d'évacuation de notre agglomération.

CHAPITRE 3 :

CALCUL DE BASE DU RESEAU D'EVACUATION

3.1- Introduction :

Le but de ce chapitre est de présenter une méthode de calcul hydraulique de base pour le réseau d'assainissement à projeter . L'évaluation des débits d'eaux usées domestiques ou pluviales demande en première vue l'estimation du nombre d'habitants à l'horizon du projet . L'étude hydrologique approfondie et le découpage de la superficie de notre agglomération en surfaces élémentaires tenant compte de l'extension pour l'estimation des coefficients de ruissellement ou d'apport, représentent la base d'évaluation du débit pluvial. Le choix du tracé et du schéma d'évacuation que nous allons l'adopter est tributaire du relief et de la structure de l'agglomération ; c'est ce qui a été présenté dans le premier chapitre.

3.2- L' évolution démographique :

Selon le recensement de 2011, la commune de Belkitane présente la population de l'agglomération est estimée à 1975 habitants avec un taux d'accroissement égal à 3%.

Notre projet est prévu à l'horizon 2036 où la population sera estimée à long terme par application de la formule de croissance géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (3-1)$$

Avec :

P_n : La population future à l'horizon de calcul (hab).

P_0 : La population pour l'année de référence (hab).

T : Taux d'accroissement annuel estimé a T=3 % (source APC).

n : l'écart d'années entre les deux horizons (2011-2036) ; n = 25 années

Tableau 3.1 : Estimation de la population future.

Année	2011	T	2036
Population	1975	3	4135

3.3- Découpage de la superficie d'étude urbanisée en surfaces élémentaires :

Pour notre plan d'urbanisme nous remarquons que la route nationale divise la superficie en deux. Ces dernières sont divisées en d'autres surfaces élémentaires selon les routes existantes et la densité des habitants : le nombre de surfaces obtenu par le découpage est de 5 surfaces élémentaires .

3.4- Estimation du Coefficient de ruissellement « Cr » :

Il représente la lame d'eau qui ruisselle sur la lame tombée sur la surface à drainer . Ce coefficient a une grande influence sur la détermination du débit d'eau pluviale du simple au double. Il varie entre 0.05 à 1,et une estimation erronée de ce coefficient peut causer un sous ou surdimensionnement du réseau [2] .

Le coefficient de ruissellement est estimé par différentes méthodes . Plusieurs facteurs doivent être pris en considération pour la détermination de ce coefficient (*Voir tableau 3.2*).

Tableau 3.2: Différentes valeurs du coefficient de ruissellement :

1)- Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.	
Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.25-0.30

150-200	0.30-0.45
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
400 et plus	0.80-0.90
2)- Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation.	
Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitation très dense	0.90
Habitation dense	0.60-0.70
Habitation moins dense	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-Garde-Prairie	0.05-0.20

Source : R.BOURRIER « Les réseaux d'assainissement »

Tableau 3.2: Différentes valeurs du coefficient de ruissellement (suite et fin) :

3)- Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.	
Zone d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à large joints	0.60
Voirie non goudronnée	0.35
Allée en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

3.4.1- Détermination de coefficient de ruissellement pondéré total :

Notre agglomération est à caractère rural .le pourcentage des surfaces imperméabilisées dans ce cas sera très difficile a déterminer .ces surfaces sont répartie au niveau de l'agglomération d'une façon éparse. nous nous basons sur un coefficient de ruissellement moyen pondéré tenant compte des facteurs suivants :

- des habitations moyennement denses.
- Un faible pourcentage des routes goudronnées .

Pour bien estimer ce coefficient il est préférable de rapporter les surfaces imperméables à la surface totale de chaque surface élémentaire.

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.3 suivant :

Tableau 3.3: détermination du coefficient de ruissellement pondéré :

N° de surface élémentaire drainée	Surface A_i (ha)	C _{rp}
01	3.71	0.45
02	12.03	0.30
03	7.35	0.45
04	6.92	0.50
05	13.90	0.40

Ces valeurs sont calculées en appliquant la formule suivante :

$$Crp = \frac{\sum AiCri}{A} \quad (3-2)$$

Avec :

A_i : surface élémentaire (ha)

A : surface totale en (ha) qui est de 43.91 ha.

Cri : coefficient de ruissellement élémentaire

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de surface élémentaire (i=1...5).

3.5- Calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire:

La détermination du coefficient de ruissellement pondéré nous permet de calculer la densité partielle en suite le nombre d'habitants total de notre agglomération .

3.5.1- Calcul de la densité partielle :

Le calcul de la population nécessite la détermination de la densité partielle propre à chaque surface élémentaire qui est obtenue d'après la formule suivante :

$$Di = \frac{Cri . Pt}{Crp . A} \quad (3-3)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque surface élémentaire (hab / ha).

Cri : coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.

Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

A : surface totale à drainer (ha). A=43.91 ha

Pt : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2036. $P_t = 4135$ hab

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque surface élémentaire par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i \quad (3-4)$$

Remarque :

les résultats de calcul du nombre d'habitants pour chaque surface élémentaire, sont reportés dans le tableau (3.4) ci après.

Tableau 3.4: Détermination du nombre d'habitants :

.N° de Sous bassin	Surface élémentaire (A_i), (ha)	Cri	population		
			Densité (hab / ha)	A*D (hab.)	cumulé
01	3.71	0.45	106	393	393
02	12.03	0.30	70	842	1235
03	7.35	0.45	106	779	2014
04	6.92	0.50	117	810	2824
05	13.90	0.40	94	1307	4131

3.6- Principe du tracé du réseau d'évacuation :

Après analyse du plan d'urbanisme, nous avons constaté que :

la structure de l'agglomération , la disposition des quartiers ne sont pas homogènes .

Les routes ne sont pas goudronnées et n'apparaissent pas bien dans le plan d'urbanisme , .ces deux points compliquent le tracé , par contre la pente du terrain nous permet de faire facilement le tracé et de choisir le schéma adéquat . nous avons tracé les

collecteurs principaux au milieu des chaussées qui sont en parallèle dans certaines surfaces et en série dans d'autres. Ces collecteurs aboutissent gravitairement au collecteur intercepteur qui achemine les eaux usées et pluviales vers l'ouvrage de collecte qui servira de bassin en connexion directe .

3.7- Systèmes d'Evacuation :

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales, peut se faire principalement au moyen de deux systèmes principaux :

- Système unitaire
- Système séparatif

3.7.1- Système unitaire :

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Ce système est intéressant par sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé.

3.7.2- Système séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux d'égout ménagères et industrielle dans une conduite, les eaux pluviales dans une autre ,on distingue :

- Le réseau pluvial : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est à dire les pointes pluviales, il suit la ligne de plus grande pente. Il transite l'eau vers les cours d'eau les plus proches.

- Le réseau d'eau usée: il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

3.7.3- Critères de choix du système d'évacuation :

Le choix de tel ou tel système doit prendre en considération les objectifs suivants :

- ◆ Tenir compte du développement de l'agglomération.
- ◆ Respecter la qualité des rejets dans le milieu naturel
- ◆ Une étude comparative entre le système séparatif et unitaire nous permet de choisir la variante la plus économique.
- ◆ Les ouvrages existants, encore utiles pour le projet .
- ◆ Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demander donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe.
- ◆ il faut tenir compte du système existant .

Remarque :

Pour notre agglomération , le système d'évacuation existant sera reconduit tenant compte de l'aspect économique et de sa simplicité. Aussi nous avons constaté que les pentes du terrain sont moyennes permettant un écoulement gravitaire, et l'exutoire est éloigné des points de collecte .

3.8- Critères du choix du schéma à adopter :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

- La structure du tissu urbanisé et sa position par rapport au milieu récepteur.

3.9 - Schémas d'évacuation rencontrés :

Les réseaux d'assainissements fonctionnent généralement en écoulement gravitaire donc tributaires du relief et de la topographie du terrain naturel. Suite à l'analyse faite au niveau du plan d'urbanisme et tenant compte du relief , notre agglomération demande deux schémas combinés à savoir :

3.9.1- Schéma Perpendiculaire :

Ce schéma occupe la partie sud de l'agglomération et reçoit les eaux déversées par le schéma oblique adopté à la partie nord. L'écoulement se fait en gravitaire.

(Figure 3-1)

Figure 3.1 : Schéma Perpendiculaire

3.9.2- Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma draine la partie nord de l'agglomération et transite les eaux vers le premier schéma . Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

(Figure 3-2)

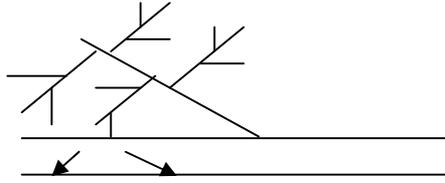


Figure 3.2 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

D'après le tracé de notre réseau et les caractéristiques de notre agglomération nous avons déduit que le schéma adéquat est un schéma combiné entre le perpendiculaire et l'oblique (voir planche N° 2).

3.10 - Données hydrologiques :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. L'estimation de ces derniers nécessite la connaissance des pluies maximales journalières et de l'intensité moyenne maximale .

l'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, elle est donnée par la formule (3-5), c'est la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h).

$$\bar{i}_t = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (3 - 5)$$

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.

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Vu le manque de données du poste pluviométrique au niveau du chef lieu de la wilaya de Khenchela, nous avons pris plusieurs stations qui se trouve a la périphérie, nous avons pris la station

la plus proche (Ain Dalaa) comme station de référence. Son identification est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Identification de la station d'Ain Dalaa

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z (m)	Période d'observation	Nombre d'observation
Ain Dalaa	120202	940.85	250.4	980	1967/68 à 2006/07	40

Source : ANRH (Agence nationale des ressources hydraulique) d'Alger

La série de précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau 1

(voir annexe1)

D'après la vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique nous avons calculé les différents paramètres présentées dans la tableau ci-après :

Tableau 3.6 : Caractéristiques de la série avec n=40 ans

caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=40} Xi$	1787.9 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	34.9mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (X_i - 42.6)^2}{40}} \right]$	20.2mm
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.578

L'exposant climatique	b=0.33
-----------------------	--------

A l'aide du logiciel hyfran nous avons fait l'ajustement avec les deux lois Gumbel et Galton , et nous avons constaté que celle de Galton est la plus adéquate .

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

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} \Rightarrow \overline{\ln X} = 3.68 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.387 \text{ mm}$$

3.10.2- Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Nombre d'observation : 40 , T=1/ (1-f(x))

Tableau 3.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normal)

T (an)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10000.0	0.9999	291	80.7	133 - 449
2000.0	0.9995	224	55.7	114 - 333
1000.0	0.9990	198	46.7	106 - 289
200.0	0.9950	144	29.4	86.3 - 202
100.0	0.9900	123	23.4	77.6 - 169
50.0	0.9800	104	18.1	68.9 - 140
20.0	0.9500	81.1	12.2	57.2 - 105
10.0	0.9000	64.8	8.57	48.0 - 81.6

Avec :

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

Figure 3.3 : Ajustement à la droite de Galton

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau 3.8 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	64.8	8.57	48.0 - 81.6

3.10.3 - Choix de l'ajustement à adopter :

3.10.3.1- Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement.

L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule 3-6:

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \quad (3-6)$$

$\bar{i}_{15mn,10\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn.

$$P_{\max,15mn,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (3-7)$$

b : Exposant climatique de la région de KHENCHELA (b=0,33), il est donné par l'A.N.R.H d'Alger.

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

En utilisons les formules 3-6 et 3-7 ; on a : $\bar{i}_{t,10\%} = \frac{P_{\max,j,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$ on trouve :

$$\bar{i}_{t,10\%} = \left(\frac{t}{24} \right)^{-0.67} \quad (\text{mm/h})$$

D'après la loi de GALTON :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{64.8}{24} \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.33-1} = \text{mm} / \text{h}$$

$$\bar{i}_{15min,10\%} = 57.48 \text{mm} / \text{h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{57.48 \times 10000}{3600} = 159.67 \text{ L/s/ha}$$

3.11- Conclusion :

Avant tout dimensionnement , il nous est nécessaire de définir le schéma et le système d'évacuation en fonction de la structure de notre agglomération . le choix de ces derniers permet de drainer d'une façon adéquate les eaux d'évacuation de toute nature confondue. L'examen du plan d'urbanisme montre que notre agglomération exige deux schémas d'évacuation formant ainsi un schéma combiné où le système unitaire a été reconduit et qui convient efficacement à notre agglomération vu son VRD. La combinaison de ces deux schémas permet l'évacuation des eaux vers un bassin de collecte qui sera également reconduit .

CHAPITRE 4 :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU
D'EVACUATION**

4.1- Introduction :

Dans ce chapitre nous nous intéressons en premier lieu à l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui sont les principaux effluents de notre agglomération. Ces derniers, variables d'une agglomération à une autre selon la vocation, servent de base de dimensionnement du système d'évacuation appelé à transiter ces flots d'eau hors agglomération. Le système unitaire choisi pour notre agglomération en fonction de sa structure doit être dans toute la mesure du possible auto cureur c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux. Dans ce cadre, il est nécessairement utile de connaître l'origine et la nature des eaux à évacuer.

4.2- Origine et nature des eaux usées à évacuer :

Au niveau de notre agglomération, nous constatons l'absence des usines ; donc les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques, des précipitations ainsi que des infiltrations.

4.2.1- Les eaux pluviales :

Elles peuvent aussi, constituer la cause de pollution importante des cours d'eau notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air, puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huile de vidange, carburants, sable, argile etc...). Généralement l'eau des premières pluies est la plus chargée du fait d'un balayage.

4.2.2- Les eaux usées domestiques :

Ces eaux usées provenant des différents usages domestiques, sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en :

- eaux ménagères qui ont pour origine les salles de bains, les cours des habitations, les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris organiques.

- eaux vannes qui constituent des rejets des WC, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

4.2.3- Les eaux du service public ou d'équipement :

Dans notre projet, ces eaux constituent une fraction non négligeable vu les types d'usagers publics recensés au niveau de notre zone d'étude. Ces types d'usagers sont énumérés dans le tableau 4.1. Ces eaux seront recueillies dans les collecteurs à travers les ouvrages de collecte des eaux pluviales.

4.2.4 - Les eaux parasites :

Les eaux parasites sont inévitables dans un réseau d'assainissement et peuvent constituer un pourcentage non négligeable par rapport aux eaux usées. Néanmoins leur évaluation est assez difficile et ne peut être faite que sur terrain. En absence de moyens et de données, nous pouvons nous baser sur un débit d'intrusion estimé entre 0,05 à 0,15 l / s/ ha, selon les statistiques .

Toutes ces eaux sont collectées et acheminées par un réseau d'égout aussi appelé réseau d'assainissement hors agglomération , c'est-à-dire vers soit un bassin de collecte d'eaux usées ou un bassin de retenue d'eaux pluviales .

4.3- Quantité d'eaux usées domestiques à évacuer :

La détermination de la quantité d'eaux usées à évacuer a comme base le volume d'eau nécessaire aux besoins d'une agglomération qui dépend notamment :

- ◆ De l'importance et du caractère de la localité à desservir
- ◆ Des besoins municipaux, agricoles et industriels
- ◆ Des habitants de l'agglomération et de leurs habitudes .

4.3.1 - Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

En absence de données réelles de consommation en eau , l'estimation du débit des eaux usées à évacuer peut se faire à la base d'une dotation d'eau potable prise forfaitairement égale à 150 l/j /habitant . Pour une agglomération donnée , au même titre que les habitudes de consommation en eau , celles des rejets des eaux usées sont également mal connues ; nous pouvons donc estimer que 90% de l'eau consommée est rejeté comme eaux usées dans le réseau d'évacuation

4.3.1.1- Evaluation du débit moyen journalier rejeté :

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

$$Q_{moyj} = \frac{K_r \times D \times N}{86400} \quad (4 - 1)$$

Avec:

Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l / s) .

N : Nombre d'usagers formant le type de consommateur d'eau potable.

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab. pour les besoins domestiques.

K_r : Coefficient de rejet fonction des habitudes de la population autrement dit, il caractérise le régime de rejet.

4.3.1.2-Evaluation du débit de pointe d'eaux usées domestiques:

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'ou on est appelé à déterminer le débit de pointe rejeté par la formule suivante. (voir tableau 4.1) :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moyj} \quad (4-2)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe

Q_{moyj} : débit moyen journalier d'eaux usées ;

K_p : coefficient de pointe ;

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée, il peut être estimé de la manière suivante :

➤ à partir du débit moyen Q_{moy} .

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} ; \text{ Si } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s} ;$$

(4-3)

$$K_p = 3 ; \text{ Si } Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s} ;$$

Tableau 4.1 : Débits d'eaux usées domestiques , parasites et d'équipements.

N° de surface élémentaire	Superficie (ha)	Nombre d'habitants	Dotation d'eau potable (l/j.hab)	Kr	Q _{moyj} (l/s)	Coeff. de pte KP	Débit d'eau usée Domestique rejeté Q _{p_{te},usé} (l/s)		Débit d'infiltration (l/s)	Q équip (Equipement) (l/s)	Q _{total, usé} (l/s)	
							min	max			min	max
01	3.71	393	150	0.9	0.614	3	0.491	1.842	0.557	/	1.048	2.399
02	12.03	842	150	0.9	1.316	3	1.184	3.948	1.805	0.349	3.338	6.102
03	7.35	779	150	0.9	1.217	3	1.095	3.651	1.103	0.188	2.386	4.942
04	6.92	810	150	0.9	1.266	3	1.139	3.798	1.038	0.125	2.302	4.961
05	13.90	1307	150	0.9	2.042	3	1.838	6.126	2.085	0.181	4.104	8.392

Remarque :

- Le débit minimum rejeté résulte du débit moyen rejeté affecté d'un coefficient de pointe ($K_{pmin} = 0,80$) : ce qui donne :

$$Q_{minj} = Q_{moyj} \times K_{pmin} \quad (4-4)$$

- La détermination des débits d'eaux d'infiltration claires qui sont estimées à 0.15 l /s/ha ,vu la difficulté de leur estimation en pratique. Ces débits sont évalués pour chaque surface élémentaire drainée.

4.3.1.3-Estimation des débits d'eaux usées des équipements :

Le recensement effectué montre que notre agglomération comprend également la catégorie de consommateurs publics dont nous ne négligeons ni leur consommation en eau potable et par conséquent leurs rejets des eaux usées . ces derniers sont estimés à la base d'une dotation d'eau potable attribuée à chaque type de consommateurs rencontré. Vu la variation du régime de rejet non connu , nous avons affecté le débit moyen rejeté d'un coefficient de pointe pris forfaitairement égal à 3. Les calculs sont représentés dans le tableau 4.2 .

Tableau 4.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire :

N° du S.E	les équipements	Unité de mesure	Nombre de Consommateurs	Dotation l/j.usager ou l/j.m ²	Q _{équi moy} (rejeté) (m ³ /j)	Coeff K _P	Q _{équi usée} Pointe (l/s)	Q _{équi total} (l/s)
01	/	/	/	/	/	/	/	/
02	Mosquée	Fidèle	1000	5	4.5	3	0.156	0.349
	CEM	élève	600	10	5.4	3	0.188	
	Salle de soins	patient	30	15	0.41	3	0.0047	
03	Douche	client	120	50	5.4	3	0.188	0.188
04	Lycée (externat)	élève	400	10	3.6	3	0.125	0.125
	Ecole (externat)	élève	500	10	4.5	3	0.156	
	APC	Fonctionnaire	20	5	0.09	3	0.0031	

05	PTT	Fonctionnaire	30	5	0.14	3	0.0016	0.181
	Terrain de sport	vestiaire	2	20	0.036	3	0.0013	
	Gendarmerie	Fonctionnaire	120	15	1.62	3	0.019	

Remarque :

Dans notre étude ; l'évaluation du coefficient de pointe et estimée à partir du débit moyen, vu le manque de données concernant le régime de rejet.

Nous avons estimé les débits moyens d'eaux usées des équipements à 90% du débit moyen consommé étant donné que les habitudes des consommateurs sont mal connues.

4.4- Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Sont assimilées à des eaux pluviales celles provenant des eaux d'arrosage et de lavage des voies publiques et privées, des jardins, des cours d'immeubles, des eaux de vidange de bassins de natation. Ce sont donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

4.4.1- Choix de la méthode :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement, et selon les limites de chacune de ces méthodes. La méthode rationnelle est mieux adoptée aux critères de notre zone d'étude pour l'évaluation des débits pluviaux.

4.4.2- La méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage d'une surface urbanisée en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est

importante. Cette méthode fut découverte en 1889, mais elle a été généralisée qu'en 1906. Elle est connue aussi par la méthode de Liloyd Davis*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha). Cette méthode consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ». Cette méthode dite rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha . C_r . i . A \quad (4-5)$$

Avec:

Q : Débit maximum de ruissellement (l / s)

A : Superficie de l'aire à drainer (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 bassin.

4.4.2.1- Les hypothèses de la méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est fondée par trois (03) hypothèses :

- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant ;
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissèlement « C_r » est constant ;
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant

4.4.2.2- Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en surfaces élémentaires est approchée le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse
- La méthode ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les surfaces élémentaires .
- Elle ne tient pas compte de distributions spatiale de la pluie (variation de l'intensité)
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.

4.4.2.3- Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées remarquables (généralement inférieures à 10 ha). ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes Le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement,. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

4.4.3- Application de la méthode rationnelle :

4.4.3.1- Temps de concentration :

C'est une caractéristique d'une surface élémentaire, définie comme étant le

temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée de l'écoulement, pour arriver à l'exutoire.

Le temps de concentration T_c en (mn) est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3 \quad (4-6)$$

Avec :

- t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \quad (4-7)$$

Avec :

L: Parcours amont en égout (m).

v : vitesse d'écoulement en pleine section (m/s).

- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

- t_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}} \quad (4-8)$$

Avec :

I : La pente du terrain en (%)

L : Longueur du plus long parcours hydraulique de l'eau en (Km).

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'un bassin versant urbanisé qui doit comporter des canalisations d'évacuation. Alors le temps de concentration sera donné par :

$$T_c = t_1 + t_2 \quad (4-9)$$

Afin de simplifier l'application de la méthode, on prend $t_2 = 10 \text{mn}$.

4.4.3.2- Coefficient correcteur (minorateur) :

En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'une est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages, vents. Vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

Les résultats de calcul des débits pluviaux et les débits totaux pour chaque surface élémentaires sont reportés respectivement dans les tableaux suivants :

Tableau 4.3 : Evaluation des débits d'eau pluviale.

N° de Surface élémentaire	Superficie (ha)	Coefficient de ruissellement Cri	Superficie réduite (ha)		Coef (α)	Intensité de pluie (l/s/ha)	Débit max Q_{plu} (l/s)	Débit max Q_{plu} (m^3/s)
			Elément	cumulée				
01	3.71	0.45	1.67	1.67	1	159.67	266.65	0.27
02	12.03	0.30	3.61	5.28	1	159.67	576.41	0.58
30	7.35	0.45	3.31	8.59	1	159.67	528.51	0.53
04	6.92	0.50	3.46	12.05	1	159.67	552.46	0.55
05	13.90	0.40	5.56	17.61	1	159.67	887.77	0.89

Tableau 4.4: Calcul du débit total de chaque surface élémentaire .

N° de Surface élémentaire	Q_{plu} (m^3/s)	$Q_{usé}$ (m^3/s)	Q_{total} (m^3/s)
01	0.27	0.0024	0.272
02	0.58	0.0061	0.586
03	0.53	0.0050	0.535
04	0.55	0.0050	0.555
05	0.89	0.0084	0.898
Total	2.82	0.0269	2.846

Signification des colonnes :

Q_{plu} : Débit d'eau pluviale.

$Q_{usé}$: Débit d'eau usée.

Q_{total} : Débit total ($Q_{usé} + Q_{plu}$).

4.5- Détermination des paramètres équivalents :

4.5.1-Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de surfaces élémentaires :

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour une surface

élémentaire de caractéristique physiques homogènes. Leur application à un groupement de surfaces élémentaires hétérogènes de paramètres individuels A_i , C_i , I_i , L_i (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe d'une surface élémentaire considérée seule), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement. Ces formules diffèrent selon que les surfaces élémentaires constituant le groupement sont en série ou en parallèle (voir Tableau 4.5) :

Avec :

A_i : surface élémentaire (ha)

C_i : coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

I_i : pente moyenne de chaque surface élémentaire

L_i : le cheminement hydraulique le plus long de chaque surface élémentaire

Tableau 4.5: Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de surface élémentaire :

Paramètres Equivalents	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
---------------------------	----------	----------	----------	----------

surfaces élémentaires en série	$\sum_{i=1}^N Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N Ci \cdot Ai}{\sum_{i=1}^N Ai} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Li}} \right)} \right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sqrt{\sum_{i=1}^N Ai}} \right]$
surfaces élémentaires en parallèle	$\sum_{i=1}^N Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N Ci \cdot Ai}{\sum_{i=1}^N Ai} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N Ii Qi}{\sum_{i=1}^N Qi} \right]^2$	$\left[\frac{L (Qpj \text{ max})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N Ai}} \right]$

M_{eq} : coefficient d'allongement équivalent

Qi : Débit du tronçon i.

N : Nombre des tronçons.

Remarque :

Dans notre projet d'étude, après découpage de toute la superficie en surfaces élémentaires ; il en ressort que :

- Les surfaces élémentaires : I - V, III - IV, II - V sont en série.
- Les surfaces élémentaires: I - II, IV- V, (I , II) - III, sont en parallèle.

Pour l'évaluation de ces paramètres nous prenons le cheminement hydraulique le plus long au niveau de chaque surface élémentaire et en fonction des débits et pentes nous évaluons la pente équivalente qui est le paramètre équivalent le plus important dans le dimensionnement .

L'intérêt de cette disposition des surfaces élémentaires c'est de prendre en compte leur influence l'une sur l'autre, de façon à évaluer des différents paramètres équivalents du

réseau à savoir la pente et le coefficient de ruissellement en fonction des débits respectifs et des surfaces élémentaires y correspondant.

L'évaluation des paramètres équivalents suivant l'assemblage des surfaces élémentaires

(en série ou en parallèle) sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.6: Evaluation des paramètres équivalents (surface élémentaire en parallèle)

surfaces élémentaires	Surface A (ha)	Tronçon du collecteur	Longueur du collecteur (m)	Débit de chaque surface élémentaire Q_i (m^3/s)	Côtes terrain naturel TN (m)		Côtes Radier de chaque tronçon (m)		Pente moyenne I_{moy} (m/m)	Pente équivalente $I_{équi}$ (m/m)
					Amont	Aval	Amont	Aval		
I	3.71	1-2	188.26	0.27	1132.23	1118.67	1129.23	1117.47	0.062	
II	12.03	3-4	452.4	0.32	1141.62	1113.53	1138.62	1112.03	0.059	
I P II	$\Sigma=15.74$			$\Sigma=0.59$						0.0037
(I, II)	15.74	3-4	452.4	0.59	1141.62	1113.53	1138.62	1112.03	0.059	
III	7.35	5-6	228.49	0.54	1122.62	1107.00	1119.62	1105.8	0.061	
(I, II) P III	$\Sigma=23.09$			$\Sigma=1.13$						0.0036
IV	6.92	7-8	225.1	0.56	1107	1097.18	1104	1095.98	0.036	
V	13.90	8-9	290.09	0.90	1111.65	1102.12	1108.65	1100.92	0.027	

IV P V	$\Sigma=20.82$			$\Sigma=1.46$						0.0009
--------	----------------	--	--	---------------	--	--	--	--	--	--------

surfaces élémentaires	Superficie A (ha)	Tronçon du collecteur	Longueur du collecteur L(m)	Côtes terrain naturel TN (m)		Côtes Radier de chaque tronçon (m)		Pente moyenne I_{moy} (m/m)	Pente équivalente $I_{équi}$ (m/m)
				Amont	Aval	Amont	Aval		
1	3.71	1-2	188.26	1132.23	1118.67	1129.23	1117.47	0.0625	
5	13.90	2-2'	496.48	1118.68	1103.23	1115.68	1102.03	0.0275	
1 S 5	$\Sigma=17.61$		$\Sigma=648.74$						0.03
2	12.03	3-4	452.4	1141.62	1113.53	1138.62	1112.03	0.0588	
5	7.35	4-4'	228.49	1113.53	1103.23	1110.53	1102.03	0.0372	
2 S 5	$\Sigma=19.38$		$\Sigma=680.89$						0.0498
3	7.35	5-6	228.49	1122.62	1107.00	1119.62	1105.8	0.0605	
4	6.92	7-8	225.1	1107	1097.18	1104	1095.98	0.0356	
3 S 4	$\Sigma=14.27$		$\Sigma=453.59$						0.0457

4.6- Calcul hydraulique du réseau d'assainissement :

Pour concevoir et exploiter un réseau d'égouts, et savoir les équipements qui s'y rapportent nous allons faire des calculs hydrauliques et présenter les principales notions hydrauliques utiles pour le calcul des débits, des vitesses, des hauteurs d'eau et des pentes pour les collecteurs .

4.6.1- Conception du réseau :

La conception d'un réseau d'assainissement est la réalisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
- Les regards de chute, de jonction sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

4.6.2- Dimensionnement du réseau d'assainissement :

4.6.2.1- Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

L'écoulement en assainissement est gravitaire ,donc tributaire de la topographie du terrain naturel ,c'est le cas de notre zone d'étude. En plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage ,et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées , et qui contiennent du sable , facilement décantable .pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

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

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

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous

conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

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

Section.

4.6.3-Mode de calcul :

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

$$Q = V \cdot S \quad (4-10)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée du collecteur (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_S \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (4-11)$$

Où :

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

R: Rayon hydraulique(m) .

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, Dans notre cas, on prend

$K_s = 120 \text{ (m}^{1/3}/\text{s)}$ pour les collecteur en PRV.

A partir de l'équation (4-10) et (4-11) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_S * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (4-12)$$

Où : $Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}}$,

avec :

Q_{eu} (m^3/s): Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m^3/s): Débit d'eau pluviale.

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

$$Q_{PS} = V_{PS} \frac{\pi \cdot D_{\text{nor}}^2}{4} \quad (4-13)$$

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

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

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (4.11), avec le rayon

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

$$V_{PS} = K_S \cdot \left(\frac{D_{\text{nor}}}{4} \right)^{2/3} \cdot \sqrt{I_m} \quad (4-13)$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{v}{v_{ps}} \quad (4-14)$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec :

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

Les valeurs de R_v et R_h sont données en fonction R_q (abaque sous forme de tableau) en (*annexe 2*).

Pour plus de simplification notre calcul hydraulique pour le dimensionnement du réseau a été fait au moyen d'un programme Excel , utilisant les formules ci-dessus, et donné par l'organigramme (*voir annexe 3*) :

A la base de tout ce raisonnement hydraulique sus cité, et tenant compte des données géométriques (pentes, longueurs), nous procédons au calcul des diamètres des collecteurs, supposés en béton, considérés comme principaux (*voir tableaux*).

4.7-Conclusion :

Ce chapitre , consacré au dimensionnement du réseau d'évacuation de notre agglomération, montre que le schéma adopté combine le schéma perpendiculaire dans une zone et le schéma oblique pour une autre zone. Cette technique nous permet d'obtenir une réduction sur les diamètres des collecteurs d'où une économie . la considération des regards de chute dans certains endroits nous a limité les surprofondeurs de pose de canalisation. Nous concluons également que les vitesses d'écoulement , paramètres essentiels du fonctionnement du réseau répondent à la fourchette acceptable pour un système unitaire

CHAPITRE 5 :

OUVRAGES ANNEXES

5.1- Introduction :

Les ouvrages annexes sont des ouvrages additifs à un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales hors agglomération ,pour ne pas avoir les problèmes de débordement ,de disfonctionnement et pour faciliter la gestion du réseau .ils différent selon les types de réseaux. .Ils ont un rôle économique en réduisant le surdimensionnement et en permettant l'optimisation des coûts.

pour le bon fonctionnement du notre réseau nous sommes obligés d'installer et de dimensionner certains ouvrages, parmi eux nous distinguons :

- Les ouvrages normaux
- Les ouvrages spéciaux

5.2- Ouvrages normaux :

Ce sont des ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux , ils consiste a évacuer l'effluent vers le bassin de collecte.

5.2.1- Les branchements :

Après la projection de notre variante nous distinguons que les habitants utilisent des branchements pour évacuer leur rejet ,ces branchements doivent assurer les meilleurs conditions d'hygiène pour eux tout en sauvegardent le bon fonctionnement du réseau de collecte .ils doivent comporter :

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

Le diamètre des branchements, suffisant pour le passage des débits et matières et a évacuer, doit rester inférieur a celui de la canalisation publique afin d'en limiter les risques d'obstruction ,et sera compris entre 150 et 200 mm la conduite est formée de buses .

La pente souhaitable est au minimum de 3% .les c2Q1analyses de branchement sont de préférences raccordées suivant une inclinaison de 45° ou 60° par rapport a l'axe général du réseau publique.

Le raccordement du branchement a l'égout public se fera :

- Soit directement (sue un égout visitable ou sue un regard).
- Soit par l'intermédiaire d'une tulipe de raccordement adaptée a la nature de la canalisation lorsque les diamètres respectifs de la canalisation et du branchement le permettent .
- Soit par l'intermédiaire d'une boite de branchement.

Figure 5.1 : Point de raccordement avec inclinaison

5.2.2- Les bouches d'égout :

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage des chaussées). Placées tous les 50 m, elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans la chaussée (absorption par le haut figure 5.1). Soit dans le trottoir (absorption du coté latéral, figure 5.2)

Figure 5.2:absorption par le haut

Figure5.3:absorption par le coté latéral.

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux :absorption par le coté latéral ou par le haut .
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

Pour notre projet, et vu que l'absence totale des bouches d'égouts nous devront placer des bouches d'égout à absorption par le haut tous les 50 m pour les faibles pentes (partie sud) et tous les 30 m pour les fortes pentes (partie nord).

5.2.3- Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards, quelque soit leur type, permettent l'accès aux collecteurs visitables et assurent la ventilation interne pour l'évacuation des gaz. Dans le domaine de la gestion, ils sont très utiles pour le déboufrage, le nettoyage des collecteurs et éventuellement la réhabilitation.

La fonction doit respecter la forme du collecteur. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages .

5.2.3.1-Type de regards :

Dans notre étude nous avons utilisé des différents types qui sont :

A - Les regards de jonction :

D'après le dimensionnement nous constatons que les regards de jonction sont placés a chaque changement de direction , par exemple au niveau des collecteurs suivants :

- Collecteur principal (5.C) : R51 -R55-R57-R59-R62
- Collecteur principal (5.D) : R56-R57-R58 .

- Intercepteur : R83-R84-R85 ,enfin entre l'intercepteur et l'émissaire .

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de telle manière à avoir :

- une bonne aération des collecteurs en jonction (regards).
- les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Des niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur.

B - Les regards de visites :

Ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long des collecteurs principaux, à l'intercepteur, aussi au niveau de l'émissaire. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser. Ils nous facilitent l'entretien et les opérations de nettoyage.

Figure 5.4 : regard simple (conduite circulaire)

C - Les regards 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, afin d'éviter les grandes excavations des tranchées pour la pose des conduites et assurer les vitesses admissibles d'écoulement.

Leurs constructions dépendent essentiellement de la hauteur de chute et du diamètre de la canalisation. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- La chute verticale profonde, si le débit est important il faut prévoir un dispositif brise charge ;
- La chute verticale entre deux biefs, destinés à réduire la vitesse d'écoulement, le déversement se fait dans une chambre dont la largeur est au moins égale au plus grand des diamètres des canalisations amont et aval ;

Pour notre agglomération, le terrain est accidenté surtout dans la partie nord implique la pente est trop importante donc nous devons installer des regards de chute .

C.1- Dimensionnement des regards de chute :

Le dimensionnement des regards de chute consiste à déterminer leur longueur « L » de la façon suivante :

le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile (jet) , donc régie par les deux lois suivantes :

$$X = V_{max} t \quad (5-1)$$

$$Y = \frac{1}{2} g t^2 \quad (5-2)$$

Ou :

t : temps de chute ;

X : distance horizontale ;

Y : distance verticale ;

V_{max} : vitesse maximale de la particule en amont juste avant la chute.

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

$$L = V_{max} \sqrt{\frac{2H}{g}} \quad (5-3)$$

Avec :

H : hauteur de la chute ;

L : longueur de la chambre du regard de chute.

Remarque :

Les équations citées ci-dessus nous indiquent uniquement l'impact du jet c'est-à-dire on peut pas savoir les dimensions des regards de chute a travers ces équations .

Nous avons projeté 8 regards de chute dans les collecteurs principaux : 1,(2.A),(2.B) au niveau des tronçons suivants : R₂-R₃ , R₃-R₄ , R₆-R₇ , R₁₂-R₁₃ , R₁₅-R₁₆ , R₂₈-R₂₉

Exemple de dimensionnement :

- Regard de chute « R₄ » situé sur le collecteur principal « 1 »

$V = 3.91 \text{ m/s. et } Y = 1 \text{ m.}$

Donc : $L=1.76 \text{ m}$

- Regard de chute « R₁₅ » situé sur le collecteur principal « 2.A »

$V = 4.086 \text{ m/s. et } Y = 1 \text{ m.}$

Donc : $L=1.84 \text{ m}$

Remarque :

Vu que la longueur du jet est relativement proportionnelle à la vitesse Donc l'emplacement d'un déflecteur est obligatoire pour la diminution de la longueur « L » du jet d'impact .

5.3- Les ouvrages spéciaux :

5.3.1- Les déversoirs d'orage :

Généralement, nous désignons par le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la station d'épuration .

Sur un réseau unitaire qui est notre cas , nous désignons par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval [1] .

5.3.1.1- 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 lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.

- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

Dans notre cas et vu que l'absence de la station d'épuration, le déversoir est placé à l'extrémité aval de l'émissaire et à l'amont du bassin de collecte

5.3.1.2 - Les types des déversoirs :

Il existe plusieurs type de déversoirs. Dans notre étude et suivant le sens principal de l'écoulement (l'itinéraire vers le bassin de collecte), l'endroit de rejet, le débit d'entrée, le diamètre amont, la pente radier amont, nous avons opté pour *un déversoir de type frontal*.

Dans ce type de déversoir le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, nous pouvons 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.

5.3.1.3- Principe de dimensionnement du déversoirs d'orage frontal :

A- Détermination du débit total Q_t :

$$Q_T = Q_{Plu} + Q_{eu} + Q_{(indus)} + Q_{(eu\ pub)} + Q_{(eau\ paras)} \quad (5-4)$$

Avec :

Q_{Plu} : débit pluvial en (m^3/s) .

Q_{eu} : débit d'eau usée domestique en (m^3/s).

$Q_{(indus)}$: débit d'industrie en (m^3/s). dans notre cas $Q_{(indus)} = 0 m^3/s$.

$Q_{(eu pub)}$: débit d'eau usée publique en (m^3/s).

$Q_{(eau paras)}$: débit d'eau parasite en (m^3/s).

D'après le tableau 4.4 le débit total est 2.85 (m^3/s)

B- Détermination du débit critique Q_{cr} :

$$Q_{cr} = Q_t * (1 - T_c / 100) \quad (5-5)$$

T_c : Temps de concentration évalué en fonction du cheminement hydraulique le plus long, de la surface à drainer ,

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations d'évacuation. Alors le temps de concentration sera donné par :

$$T_c = t_1 + t_2 = 6 + 10 = 16 \text{ mn} \quad (\text{ voir formule 4.8})$$

Donc :

$$Q_{cr} = 2.85 * (1 - 16 / 100) = 2.394 m^3 / s$$

Le débit critique se compose par :

- du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la station d'épuration : Q_{step}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \quad (5-6)$$

Nous calculons le débit déversé : $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$

Remarque :

Dans notre cas nous n'avons pas de station d'épuration. L'eau usée rejetée sera d'abord stockée dans le bassin de collecte existant dans le but de l'envoyer vers une station d'épuration qui sera projeté ultérieurement .

C- Détermination du débit de la Step ; Q_{step}

Le débit de pointe d'eaux usées (domestique +eau usée publique) est tiré a partir du tableau 4.4 : $Q_{pte}=26.9$ l/s

-Tenant compte de la dilution fixée à 3

$$Q_{step}=3. Q_{pt e}=3*26.9 = 80.7 \text{ l/s}$$

Donc :

$$Q_{dev}= 2394- 80.7=2313.3 \text{ l/s}=2.31 \text{ m}^3 /\text{s}$$

D- Détermination des hauteurs correspondants aux débits à l'amont du déversoir :

-Hauteur d'eau demandée par la station d'épuration (step) : h_{step}

$$R_Q = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = 0.0807/2.244=0.036 \text{ d'après l'abaque } R_h=0.128 \text{ et } R_v=0.476$$

donc : $h_{step} = R_h \times D = 0.128 \times 1000 = 128 \text{ mm}$

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = 2.394 / 2.244 = 1.07 \text{ d'après l'abaque } R_{hcr} = 0.905$$

donc : $h_{tcr} = R_{hcr} \times D = 0.905 * 1000 = 905 \text{ mm}$

-La hauteur d'eau déversée : h_{dev}

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{step} = 905 - 128 = 777 \text{ mm}$$

E- Détermination de seuil déversant :

Nous appliquons la formule de Bazin :

$$Q_{\text{dev}} = m L \sqrt{2g} h_{\text{dev}}^{3/2} \quad (5-7)$$

Avec :

m: Coefficient de débit pris égal à : 0,42

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

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

h_{dev} : La lame d'eau déversée en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = \frac{Q_{\text{dev}}}{m \sqrt{2g} h_{\text{dev}}^{3/2}}$$

$$L = \frac{2.31}{0,42 (2.9,81)^{0,5} (0,777)^{1,5}} \quad L = 1.81 \text{ m}$$

5.3.2- Les bassins de retenue d'eau pluviale :

LES BASSINS DE RETENUE SONT DES RESERVOIRS D'ACCUMULATION D'EAU PLUVIALE, ONT POUR ROLE LA RETENTION DES EAUX DE PLUIE POUR NE PAS LES PERDRE PAR RUISSELEMENT, AINSI POUR LA DIMINUTION DES DIAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DU RESEAU AVAL. À CET EGARD, L'ECONOMIE DES PROJETS, QUI REPOSAIT JUSQU'ICI ESSENTIELLEMENT SUR LES NECESSITES D'EVACUER LE PLUS RAPIDEMENT POSSIBLE LES EAUX DE RUISSELEMENT VERS LE MILIEU NATUREL LE PLUS PROCHE PEUT-IL ETRE REMIS EN CAUSE ET MODIFIE EN CONSEQUENCE.

EN EFFET, ON PEUT NATURELLEMENT TRANSPOSER, EN INVITANT LES CONCEPTEURS A RECHERCHER DES SOLUTIONS A PRIORI PLUS ECONOMIQUES, MOYENNANT L'INTERPOSITION D'OUVRAGES DE RETENUE .

Pour qu'un ouvrage de rétention soit efficace, il doit être dimensionné correctement. C'est-à-dire qu'il ne doit être ni trop grand ni trop petit. S'il est trop grand, il fonctionnera quand même, mais on n'exploitera pas sa capacité totale, et dans ce cas on aurait pu réduire son volume et donc son coût de mise en place. Si au contraire il est trop petit, il n'assurera pas la protection prévue, il protégera des événements mineurs et courants, mais les précipitations importantes le satureront.

5.3.2.1- Type de bassin utilisé :

Selon l'utilité et le fonctionnement, on utilise un bassin secs qui est construit dans des cuvettes naturelles ou des talus en terre compactée. Il est vide dans certains temps.

C'est un ouvrage généralement plus économique qui a moins de dépenses. L'emplacement du bassin d'infiltration doit être bien choisi selon le type du sol, sa granulométrie, et leurs paramètres géotechniques. D'autre part, l'étude hydrogéologique doit être bien examinée.

A-AVANTAGES :

- Faciliter la digestion des matières décantées fermentescibles ;
- Accessibilité complète des ouvrages annexes d'entrée et de sortie ;
- Accessibilité du canal traversier pour les opérations de curage périodique ;

B-INCONVENIENTS :

- Intégration paysagère difficile dans une agglomération fortement urbanisée ;
- Obligation de traitement physique et chimique de la végétation de fond ;
- Risque de pollution de la nappe aquifère.

5.3.2.2- Principe de calcul du volume des bassins de retenue :

A- Méthode des volumes :

CETTE METHODE SUPPOSE LE DEBIT « Q » DEMANDE SENSIBLEMENT CONSTANT :

$$Q' = \frac{Q}{S_A} \quad (5-8)$$

Q : DEBIT DE FUITE EN (M³/S) ;

CA : COEFFICIENT D'APPORT ;

S : SURFACE TOTALE EN (HA) ;

SA : SURFACE ACTIVE EN (HA) ;

Q' : DEBIT DE FONCTIONNEMENT DE BASSIN EN (MM/H) ;

B- Calcul de la surface active :

En pratique la détermination du coefficient « C_a » mesurant le rendement global des précipitations n'est pas facile.

Ce coefficient est différent du coefficient de ruissellement et est compris entre 0,05 et 0,6 au maximum

Pour notre cas on prendra l'état le plus critique où : C_a=0,6.

On a S = 43.91 ha. D'où : S_a = S * C_a = 43.91 * 0.6 = 26.35 ha.

C- Choix du débit de fuite Q' :

Le débit de fuite englobe le débit à la sortie du bassin de retenue est donné par :

$$Q = 2.85 \text{ m}^3/\text{s} \approx 23.37 \text{ mm/h}$$

$$\text{Alors : } Q = \frac{Q}{S_a} = \frac{23.37}{26.35} \quad \text{d'ou : } Q' = 0.89 \text{ mm/h.}$$

SUR L'ABAQUE DE L'ANNEXE 4 EN FONCTION DE LA PERIODE DE RETOUR CHOISIE (10 ANS) ET EN FONCTION DU DEBIT DE FUITE Q '(MM/H), ON DETERMINE LA HAUTEUR D'EAU H_A (MM) QUI EST LA CAPACITE SPECIFIQUE DE STOCKAGE MOYENNANT LES PRINCIPES HYDROLOGIQUES.

D'APRES L'ABAQUE 04 (ANNEXE) : H_A = 39.4 MM.

NOUS DETERMINONS AINSI LE VOLUME DU BASSIN « V_B » MOYENNANT LA RELATION SUIVANTE

$$V_B = 10 \cdot H_A \cdot S_A \quad (5-9)$$

$$V_B = 9196.15 \text{ M}^3$$

NOUS MAJORONS LA VALEUR DE V_B D'UNE VALEUR DE « $\frac{1}{6} V_B$ » POUR TENIR COMPTE DU TEMPS MIS POUR ATTEINDRE LE DEBIT DE FUITE ,

$$\text{D'OU : } V_T = V_B + \frac{1}{6} V_B = \frac{7}{6} V_B \quad (5-10)$$

$$V_t = 10278.84 \text{ m}^3$$

Remarque :

Notre bassin de retenue à projeter sera placé parallèlement au bassin de collecte ,pour assurer l'évacuation des eaux de pluie en cas d'orage , et loin de l'agglomération pour éviter les problèmes d'environnement.

5.4- Conclusion :

Ce chapitre nous a indiqué les différents ouvrages que demande notre réseau projeté. A travers leur emplacement indiqué sur le réseau et leur dimensionnement, ces ouvrages retenus pour notre projet contribuent non seulement au bon fonctionnement du système mais également à la réduction de certains diamètres pour quelques tronçons par des décharges des débits excédentaires vers le bassin de retenue en utilisant un déversoir d'orage frontal . Vu le relief et le schéma du réseau adopté, les regards projetés ont surtout pour rôle la jonction, le raccordement ,la diminution de la pente et notamment l'aération de l'intérieur des collecteurs, ce qui contribue à une bonne gestion durant le fonctionnement du réseau.

CHAPITRE 6 :

POSE DE CANALISATION

6.1- Introduction :

Dans le domaine d'assainissement , les collecteurs peuvent être posés a des profondeurs allant jusqu'à 4m en fonction des conditions.

La reconnaissance du sol de notre agglomération ,entreprise par le choix du tracé, montre que ce dernier est d'une constitution géologique plus ou moins homogène . le relief est légèrement pentu. Le mode de pose de canalisation est en fonction de ces deux facteurs. Dans ce cadre , nous sommes tenus dans ce chapitre à considérer les différentes forces dues au remblai agissant sur la conduite dans le but de connaître le comportement mécanique de la structure conduite –sol. Nous devons également considérer les différentes opérations à exécuter avant remblaiement en fonction des endroits traversés Par le tracé .

6.2- Généralités :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, de différente nature, le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

En principe pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, s'il existe, la pose de canalisation s'effectue à partir des points hauts. Si la canalisation est posée en tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (minimum 70 cm), de façon à permettre l'entrée des ouvriers pour le travail.

La Tranchée devra présenter un élargissement plus poussé au niveau des joints (niches). Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures.

Il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

6.3- Choix du type du matériau des collecteurs:

Après le dimensionnement nous constatons que la pente de notre terrain est moyenne, avec des diamètres qui varient entre 300 à 800 mm, ainsi que la nature de notre terrain est ordinaire.

Notre choix, sur le type de matériau, converge sur les collecteurs en PRV

(polyester renforcé de fibre de Verre) de profil circulaire qui peuvent être meilleurs que les conduites actuellement utilisées

Les tubes en PRV sont destinés au transport des eaux usées, pluviales, brutes et potables et ils sont généralement choisis grâce à leurs facilités d'installation et leur très longue durée de vie, même en présence de fluides agressifs.

6.3.1- Caractéristiques des tubes en PRV :

Les collecteurs en PRV présentent les caractéristiques suivantes qui conviennent parfaitement pour l'évacuation des eaux usées et pluviales

- Une résistance mécanique élevée adaptée à chaque application et à chaque projet.
- Des tolérances de fabrication très faibles (circularité ,longueurs ,rectitude).
- Chaque tuyau est équipé d'un manchon pré-monté en usine qui permet un raccordement aisé sur chantier sans soudure et sans équipement spécial.
- Une étanchéité garantie (compatibilité avec l'essai à l'air) grâce à l'étreinte exercée par le manchon sur le tube (légère dilatation de la garniture d'étanchéité à l'emboîtement),l'absence de rugosité de la surface extérieurs des tubes ainsi que la très faible tolérance de fabrication sur le diamètre extérieur .
- Une rigidité longitudinale leur conférant des caractéristique autoportantes.
- Une excellence résistance à l'abrasion .
- Transformation facile sur site par simple coupe .
- Une rigidité longitudinale (pas de déformation à la manutention , ni a l'assemblage).
- Une légèreté qui les rend aisés à transporter et faciles à mettre en œuvre.
- Une quasi-absence d'entretien de la conduite installée.
- Une stabilité dimensionnelle dans le temps (aux effets thermiques et dynamiques)

Une excellente résistance à la corrosion. [3] et [4]

6.4- Les sollicitations reçues par les collecteurs :

Les sollicitations extérieures agissant sur notre collecteur circulaire enterré peuvent se grouper en deux catégorie , la première relative à celles ne varient pas avec la profondeur de pose de canalisation ,la seconde rassemblant celles liées à cette profondeur,

Les premières sont notamment :

- Le poids propre de la canalisation .
- Le poids du liquide véhiculé formé d'eaux usées et pluviales,

- Les efforts provoqués par la différence de température régnant sur les faces externe et interne de la paroi du collecteur causés par les eaux chaudes ,
- Les efforts résultant d'une inégale répartition des sollicitations extérieures suivant l'axe du tuyau.(tassement différentiel)
- L'action due à l'assemblage des tuyaux caractérisé par les efforts longitudinaux .

Celles dépendant de la profondeur de pose sont principalement :

- La sollicitation verticale due aux terres surmontant le collecteur.
- La résultante verticale due aux surcharges de surface , roulantes et /ou uniformément réparties.
- La sollicitation latérale des terres ,poussée active ou butée et des surcharges de surface.
- L'action du sol d'appui sur le tuyau .

6.4.1- Les hypothèses simplificatrices :

Les intensités des sollicitations extérieures liées à la profondeur de pose sont très délicates à estimer. Elles dépendent de nombreux facteurs tels que :

- La nature du sol dans lequel l'ouvrage est enterré,
- Le mode d'exécution de la fouille et sa forme ,
- La nature et l'importance de la fondation,
- Les dimensions ,la nature du tuyau et son aptitude à se déformer
- Le mode et la nature de l'enrobage du tuyau ,
- Le mode de compactage et la nature des remblais de la fouille ,
- Les caractéristiques des charges de surface ,leurs effets statiques et dynamiques sur le tuyau .
- Répartition des pressions autour du tuyau [7]

6.4.2- Exemple d'application :

Nous prenons un tronçon R₂₃-R₅₁ du collecteur principal 5.C de diamètre 300 mm de longueur 48 m, et nous représentons les différentes forces agissantes sur ce collecteur Nous notons par :

$$P = (mg)_{\text{eau usée + pluviale}} + (mg)_c \quad (6-1)$$

$$P = \rho_c \times g \times V_c + \rho_e \times g \times V_e$$

$$V_c = \pi \times (R^2 - r^2) \times L_c \quad (6-2)$$

$$V_e = \frac{\pi D^2}{4} \times L_c \quad (6-3)$$

Avec :

P : le poids total eau + conduite (N).

ρ_c : masse volumique du corps du collecteur (kg/m^3).

ρ_e : masse volumique du liquide transporté (eau usée + pluviale) en (kg/m^3).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

V_c : volume du corps du collecteur (m^3).

V_e : volume du liquide transporté par le collecteur supposé plein (m^3).

R : Rayon extérieur du collecteur (m).

r : rayon intérieur du collecteur (m).

L_c : longueur du collecteur (m).

$$V_c = \pi \times (0,5083^2 - 0,5^2) \times 48 = 1,26 \text{m}^3.$$

$$V_e = \frac{\pi \times 0,5^2}{4} \times 48 = 9,42 \text{m}^3 .$$

donc :

$$P = (1800 \times 1,26 + 1100 \times 9,42) \times 9,81 = 123900,3 \text{N}$$

$$P = 123,90 \text{KN}$$

P_1 : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement (conduite lit).

P_2 : force de glissement (voir figure 6.1)

P_3 : La sollicitation verticale due aux terres surmontant le collecteur, qui dépend de la forme de la tranchée, dans notre cas trapézoïdale, dépendant aussi du coefficient correcteur K .

Figure 6.1 : Différentes sollicitations agissantes sur le collecteur

La résistance de frottement naissant sera : $K P_1$ ou K désigne le coefficient de frottement ($0.2 < K < 0.3$).

F_g : la force d'empouffement (de glissement) ayant pour valeur :

$$F_g = P_2 - K P_1 \quad (6-4)$$

Tenant compte de la pente la force de glissement sera :

$$F_g = P(\sin \beta - K \cos \beta) \quad (6-5)$$

β : angle d'inclinaison, $\beta = 2.28^\circ$

Puisque :

$$P_1 \approx P \cdot \sin \beta$$

$$P_2 = P \cdot \cos \beta$$

Le glissement aura lieu si :

$$F_g > 0 \quad \text{ou} \quad P_2 - K P_1 > 0$$

C'est à dire : $P \sin \beta - K P \cos \beta > 0$ donc si : $\sin \beta - k \cos \beta > 0$.

Donc dans notre cas, nous n'aurons pas risque de glissement, il est possible pour des $\beta > 12^\circ$.

6.4.2.1-les différentes méthodes de calcul du coefficient correcteur k :

Nous calculons K_2 par les méthodes suivantes :

A - Par la méthode de Marston :

d'après la théorie de Marston ; nous avons

$$P_s = k_1 \times \gamma \times h \times B \quad (6-6)$$

$$P_s = k_2 \times \gamma \times h \times B \quad (6-7)$$

avec :

γ : poids volumique de sable argileux saturé , comme exemple nous prenons

$\gamma = 2110 \text{ daN} / \text{m}^3$.

h : hauteur du remblai au dessus de la génératrice supérieure du collecteur (m) . Dans notre cas : $h = 1.7 \text{ m}$.

D : le diamètre du collecteur (mm) . $D = 500 \text{ mm}$.

K_1, K_2 : des coefficients correcteurs .

$K_1 < 1$ pour les canalisation en tranchée étroite

$K_2 > 1$ pour les canalisation en tranchée large

Tel que :

$$K_1 = \frac{B}{2k\mu'} \left[1 - \exp \frac{-2k\mu' h}{B} \right] \quad (6-8)$$

$$K_2 = \frac{1}{\pm 2k\mu' \frac{h}{D}} \left[\left(\exp \pm 2k\mu' \frac{h}{D} \right) - 1 \right] \quad (6-9)$$

Avec :

k : coefficient classique de Rankine .

μ' : coefficient de frottement contre les parois de la fouille .

Remarque :

Les deux coefficient k, μ' ont été déterminés expérimentalement par Marston.

Pour le sable argileux saturé :

$k = 0,35$. $\mu' = 0,40$. $\mu'k = 0,14$

•

Application numérique :

$$K_2 = \frac{1}{+ 2 \times 0,14 \times \frac{1,7}{0,5}} \left[\left(\exp \left(2 \times 0,14 \times \frac{1,7}{0,5} \right) \right) - 1 \right] = 1,67$$

B - Par la méthode de Wetzorke :

d'après la théorie de Wetzorke :

$$Q = A \cdot \gamma B h \quad (6-10)$$

Avec :

$$A = \frac{1 - \exp\left(-\frac{H}{B} 2 k_0 \tan \varphi\right)}{2 k_0 \tan \varphi'} \frac{h}{B} \quad (6-11)$$

K_0 : coefficient relatif à la pression latérale des terres il est égal à 1 pour les fouilles compactées qui est notre cas .

A : coefficient correcteur .

B : largeur de la tranchée (m) . $B = 1.1$ m .

φ : angle de frottement interne des matériaux sur la paroi .

φ' : angle de frottement des matériaux sur la paroi .

Et comme la nature de notre remblai est argileux (cohérent) donc le $\varphi = 10^\circ$ et $\varphi' = 7^\circ$ [5].

•

Application numérique :

$$A = \frac{1 - \exp\left(-\frac{1.7}{1.1} \times 2 \times 1 \times \tan 10\right)}{2 \times 1 \times \tan 7} \frac{1.7}{1.1} = 2.64$$

C - Par la méthode des Silos :

d'après la théorie des Silos

$$Q = K \cdot \gamma B H \quad (6-12)$$

Avec :

$$K = \frac{1}{B+H \times \frac{2 \tan \varphi}{f(\varphi, \varphi')}} \quad (6-13)$$

$f(\varphi, \varphi')$: fonction de frottement dépend de la nature du remblai , dans notre cas

$f(\varphi, \varphi') = 1.30$. [5]

•

Application numérique :

$$K = \frac{1}{1.1+1.7 \times \frac{2 \tan 7}{1.3}} = 0.70$$

•

Interprétation des résultats :

La différence entre les trois méthodes réside dans les paramètres prises en considération c'est à dire que Marston a mis en évidence l'influence de largeur , la profondeur de la tranchée ainsi que la nature du matériau de remblaiement . Wetzorke a mis en évidence l'influence du compactage sur la tenue des tuyaux ,par contre celle des Silos , intéressante par l'analogie frappante qui existe entre une tranchée et un silos rectangulaire dont l'une des dimensions tend vers l'infini.

Méthodes	Marston	Wetzorke	Silos
$\frac{K}{K}$	1.67	2.64	0.70
$\frac{K}{K} (KN)$	6.59	10.42	2.76

Nous travaillons par le K le plus grand qui nous donne la sollicitation verticale due aux terres la plus importante car c'est le cas le plus défavorable.

6.5- Répartition des Pressions externes autour du collecteur :

En chaque point du collecteur enterré , la pression se décompose en une composante radiale et une composante tangentielle .le diagramme représenté dans la figure 6.2 est une courbe fermée dont le tracé est très délicat ,sa détermination dans le domaine pratique est très difficile [5]

Figure 6.2 : Epure des sous pressions externes

6.6- Les principaux procédés d'exécution :

La mise en place des tuyaux enterrés préfabriqués s'exécute soit à ciel ouvert soit dans une fouille qui est remblayée ultérieurement ou préalablement à l'exécution d'un remblai général, soit par creusement souterrain d'une galerie de pose ou par fonçage du tuyau dans le sol, qui ne sera pas rocheux.

Le premier mode d'exécution implique l'ouverture d'une fouille dans le terrain naturel, la pose du tuyau après l'exécution ou non d'une fondation, le remblayage latéral autour de celui-ci et le remblayage général de la fouille ou l'exécution du corps du remblai surmontant le tuyau.

Le second mode d'établissement implique l'ouverture d'un ou de plusieurs Puits de travail, le creusement d'une galerie de pose et le blocage du tuyau placé dans cette galerie ou, dans le cas du fonçage, le creusement du sol à partir de l'extrémité du tuyau qui est progressivement poussée dans le sol.

6.6.1- En fouille souterraine (le fonçage par le tunnelier) :

6.6.1.1- confinement par pression de terre :

CSM BESSAC développe et exploite une gamme de tunneliers conçus pour creuser des ouvrages dans tous types de géologie, des terrains meubles très perméables jusqu'aux rochers les plus durs, sous forte charge d'eau.

Les cadences d'avancement élevées, grâce à l'abattage de pleine section des terrains, permettent de réaliser des ouvrages de plusieurs kilomètres, dans les meilleurs délais. Les spécificités des tunneliers CSM BESSAC particulièrement adaptés aux ouvrages d'assainissement, d'adduction d'eau ou de galeries techniques sont conservées : machines compactes, capables de cheminer dans des tracés sinueux, adaptées à des puits de faibles dimensions et à des emprises de chantier réduites.

6.6.1.2-Le principe de fonctionnement :

Le principe de fonctionnement des tunneliers à pression de terre (EPB) consiste à assurer la stabilité du front d'attaque par mise en pression des déblais excavés contenus dans la chambre d'abattage pour équilibrer les pressions des terrains et de la nappe.

Les déblais foisonnés sont rendus, si nécessaire, pâteux à l'aide d'additifs injectés à partir d'orifices situés sur la tête d'abattage et la cloison étanche. L'extraction est assurée par un convoyeur à vis. C'est la régulation de l'extraction des déblais, en

corrélation avec la poussée du tunnelier qui assurent la mise en pression du produit excavé dans la chambre d'abattage.

L'ajout systématique d'air comprimé dans la chambre permet une meilleure régulation de la pression en partie supérieure de la chambre assurant un parfait contrôle des convergences .

6.6.1.3-Les principaux organes du tunnelier :

a- Train de marinage :

- Une locomotive électrique à transmission hydraulique équipée d'une benne.
- Une ou plusieurs bennes supplémentaires à déversement latéral.
- Un wagon à mortier avec malaxeur et pompe d'injection.
- Un wagon de transport des voussoirs muni d'un dispositif de transfert automatique des voussoirs.

b- Train suiveur :

Le tunnelier étant équipé de tous les organes nécessaires à son fonctionnement, le train suiveur est simplifié. Il est réduit à une fonction d'interface entre le tunnelier et le train de marinage. Attelé au tunnelier, il comprend : Un convoyeur à bande qui assure la reprise des déblais sous la vis et le chargement des bennes ; un convoyeur à voussoirs qui assure le déchargement, le stockage et le transfert des voussoirs ; un alimentateur à voussoirs qui assure

le passage des éléments entre le convoyeur et l'érecteur ; un dispositif de graissage en continu des éléments mécaniques du tunnelier et un dispositif d'injection du mastic d'étanchéité dans le joint de jupe.

c- La jupe d'assemblage :

Attelée au bouclier, elle sert à l'assemblage du dernier anneau de voussoirs. Un système de joints élaborés assure l'étanchéité à l'interface jupe / revêtement. Dans le cas de fonçage horizontal, elle sert d'interface entre le premier tuyau foncé et le tunnelier.

d- L'articulation :

L'assemblage jupe/bouclier autorise une liberté de mouvements entre les deux parties, ceci constitue une articulation qui permet d'adapter la géométrie du tunnelier pour la prise de courbe. Cette articulation est équipée d'un joint d'étanchéité réglable permettant le travail en terrain immergé.

e- La roue d'abattage :

La conception de la roue d'abattage dépend du terrain à creuser. De même, les outils qui l'équipent seront adaptés au creusement des roches (molettes) ou des terrains meubles (rabots). L'accès dans la chambre d'abattage est possible, sous air comprimé via un sas, ainsi les outils peuvent être remplacés en cours de chantier lorsqu'ils sont usés.

f- Le tunnelier :

Le tunnelier assure le creusement des terrains grâce à la roue d'abattage, il assure le soutènement provisoire et permet le montage du revêtement définitif du tunnel. Les déblais sont transférés de la chambre confinée vers le terrain de marinage via la vis d'extraction et le tapis du train suiveur.

g- Dispositif de poussée progression du tunnelier :

Le dispositif de poussée comprend un jeu de vérins placés à la périphérie de la jupe. Ces vérins sont fixés à l'avant sur la bride de raidissement du bouclier. Chaque vérin exerce sa poussée sur l'anneau de voussoirs par l'intermédiaire de patins de répartition. La progression du tunnelier se fait au fur et à mesure du terrassement

h- L'érecteur à voussoirs :

Les voussoirs sont assemblés dans la jupe du tunnelier grâce à l'érecteur qui les reprend un à un à la sortie du train suiveur. L'érecteur est constitué d'un bras hydraulique monté sur une couronne placée sur la vis du tunnelier. La combinaison des 6° de liberté de l'assiette de préhension des voussoirs et d'une commande proportionnelle de l'ensemble des mouvements, permet la manutention et le positionnement des voussoirs avec souplesse et précision.

k- Le bouclier :

Placé à l'avant, il supporte l'essentiel des composants du tunnelier. Cette partie intègre une cloison médiane étanche qui sert de support pour la machine d'abattage et qui sépare la chambre avant (chambre d'abattage) de la partie arrière du tunnelier. La partie supérieure avant du bouclier présente une avancée (casquette). La poussée du

tunnelier permet de poinçonner le bouclier et sa casquette dans les terrains meubles, assurant une meilleure stabilité du front de taille et une absence de hors-profil de terrassement.

6.6.1.4-Le fonçage par le tunnelier confinement par pression de boue :

Le confinement de la chambre d'abattage est assuré par de la boue bentonitique sous pression. La boue est transportée par des conduites depuis la surface,

elle est mélangée aux déblais creusés par la roue, dans la chambre d'abattage. Puis le mélange déblais/boue est pompé vers la surface. La boue est filtrée pour la séparer des déblais, et elle est réinjectée dans le circuit (circuit de marinage).

6.6.1.5- Tunnelier pour roche dure :

Des tunneliers conçus pour l'abattage des terrains rocheux ,l'abattage est assuré par une roue équipée de molettes. La pression transmise par le tunnelier sur les molettes, associée à la rotation de la tête de forage entraînent la destruction de la roche. Le tunnelier est équipé pour permettre le confortement de la roche à l'avancement par mise en place de clous, de cintres et de béton projeté. La progression est faite par l'intermédiaire de grippers qui prennent appuis sur la paroi du tunnel.

6.6.2- A ciel ouvert :

Le mode d'exécution en fouille ouverte , en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains .

Remarque :

Nous avons citées les deux procédés d'exécution mais dans notre cas et comme notre agglomération est de type rural le mode d'exécution en tranchée est le plus économique et adéquat .

6.7- Exécution des travaux :

6.7.1- Décapage de la couche de terre végétale:

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

$$V = b_c \times h_c \times L_t \quad (6-14)$$

Avec :

b_c : longueur de la couche végétale (m)

h_c : hauteur de la couche végétale (h = 0.1m).

L_t :longueur totale des tranchées (m) .

V : volume de la couche décapée (m³) .

6.7.2- Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant le tracé du plan de masse ,et les profils en longs ,nous plaçons les jalons des piquets dans chaque point d'emplacement des regards ., pour cela nous avons

besoin des instruments suivants : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires.

6.7.3 - Exécution des tranchées et les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, nous devons suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 3.5 m au maximum), il nous faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle de l'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau

6.7.4- Aménagement du lit de pose :

Le lit de pose de 0.10 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne.

Pour cela il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé avec du sable ou de gravier pour les terrains ordinaires qui est le cas de notre projet

6.7.5- Profondeur de la tranchée :

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \quad (6-15)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur des lits de pose (m)

D : diamètre de la conduite varient entre 300 à 800 mm .

h : hauteur du remblai au dessus de la génératrice supérieure du collecteur , dans notre projet
h=1,7 m

6.7.6- Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdale ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

- Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2m.
- trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure ou égale à 2m.

Dans notre projet et d'après les profils en long nous remarquons qu'il ya une alternances entre les deux sections car la profondeurs varie entre 1,6 et 2,9 m .

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2 \times b \quad (6-16)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (mm).

b : largeur entre le flanc du collecteur et la paroi de la tranchée (b=30 cm)

6.7.7- Volume des déblais des tranchées :

6.7.7.1- *Forme rectangulaire :*

$$V_d = B. H. L \quad (m^3) \quad (6 -17)$$

Avec :

V_d : Volume de déblais de la tranchée (m^3) ;

L: longueur total de la tranchée (m) ;

H : hauteur de la tranchée (m) ;

B : la largeur de tranchée (m) ;

6.6.7.2- *Forme trapézoïdale :*

$$V_d = S. L \quad (6 -18)$$

Avec:

S : aire de la section transversale de la fouille (m^2).

6.7.8- *Différents types de pose :*

6.7.8.1- *Pose dans un terrain ordinaire :*

Dans notre projet, la pose de canalisation est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie (absence de rivière, de galerie et de marécage). Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (gravier), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

6.7.8.2- Traversées de la Route Nationale :

Nous avons dans le cas de notre agglomération la traversée de la Route Nationale qui relie la wilaya de Khenchela avec la wilaya de Tébessa., En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations

nuisibles à la conduite, nous devons faire la pose des collecteurs R23-R51 , R8-R9 ,R31-R55 ,R43-R44 dans des galeries calées par des butées en béton ,dont le but de protéger les collecteurs des chocs et vibration, et d'évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum de un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

6.7.9- Installation de la tuyauterie :

Dans notre chantier , nous gardons à proximité de l'excavation, la tuyauterie à installer et les matériaux de remblayage pour réduire au minimum les problèmes de logistique et réduire les coûts des tâches de surveillance.

La dépose sera manuelle doit être exécutée par deux hommes seulement. Le poids raisonnable est autour de 40 kilogrammes pour chaque homme.

L'opération de dépose recommandée se fait avec une excavatrice, parce que de cette

manière, l'installation devient très efficace .

Figure 6.3 :Installation des collecteurs

6.7.10- Assemblage par manchon PRV :

La pose ne peut se faire qu'après avoir préparée, selon les instructions, la tranchée et la surface supportant les tuyaux.

Avant de placer un tuyau dans la tranchée il nous est nécessaire d'enlever tous les restes de terre, de sable ou de boue de l'extérieur de l'extrémité libre du bout uni et de l'extrémité opposée portant le manchon avec sa garniture en élastomère. Le nettoyage terminé, nous passons nos mains sur la surface externe du bout uni pour s'assurer qu'il n'y a aucun résidu de résine durcie pouvant être enlevé aisément avec un burin. Nous Plaçons le tuyau dans la tranchée, prendre soin de creuser une petite cavité à chaque extrémité de sorte que le bout uni et le manchon soient bien séparés du sable ou du gravier au fond de la tranchée

Nous Ancrons la première section de tuyau posée et laissons ses extrémités libres avec un espace suffisant pour l'insertion de la prochaine section et pour la vérification. Ainsi nous Plaçons dans la tranchée, la section de tuyau suivante et laissons assez d'espace pour que l'opérateur soit libre pour se déplacer et travailler entre les deux sections de tuyaux afin d'effectuer les opérations de nettoyage et de vérification.

Nous nettoyons une fois de plus, le secteur d'accouplement avec un tissu et lubrifions la garniture élastomère et la surface externe du bout uni, en appliquant avec une brosse, une graisse neutre, un savon ou, à défaut, une graisse exempt d'acides ou de dissolvants (par exemple, de la Vaseline liquide, du savon du réparateur de pneus, de la graisse de silicone).

Enfin nous Alignons les deux sections de tuyau à joindre à l'aide de leurs axes orthogonaux. Nous Adaptons très lentement le bout uni dans le manchon et procédons avec le joint jusqu'à ce que la marque d'emboîtement soit atteinte. La prochaine section de tuyau ne sera pas adaptée tant que la précédente n'a pas été ancrée avec un recouvrement de sable.

Figure 6.4 :Assemblage par manchon

6.8- Essai d'étanchéité sur la canalisation du PRV :

Normalement, et dans les habitudes nous laissons les assemblages exposés pour le test hydraulique des tuyaux PRV jusqu'à ce que l'essai de pression hydrostatique initial de la section de canalisation soit accompli avec succès, afin de permettre la détermination visuelle de toutes les fuites pendant le test hydraulique de la section. Le test de pression initial de la section accompli, le secteur de l'assemblage exposé doit être comblé avec un matériau de remblayage compacté.

6.8.1- Les étapes du test :

1. Nous Relions la pompe et vérifions que toutes les mises à l'air libre sont ouvertes.
2. Remplissons la canalisation lentement, si possible à partir du bas afin de faciliter l'échappement à l'air libre. Quand l'eau commence à couler , nous arrêtons le remplissage, attendons 10 minutes, puis nous pompons encore lentement jusqu'à ce qu'un débit d'eau claire s'écoule de l'évent. Inspectons le système pour déceler la fuite potentielle ; en cas de toute fuite visible, nous vidons la canalisation, réparons l'origine de la fuite et répétons l'opération de remplissage.

3. Nous obturons toutes les ouvertures et augmentons la pression jusqu'à ce qu'elle atteigne la valeur de fonctionnement .L'augmentation de la pression ne sera pas plus de 0.1 bar/s.
4. Nous maintenons la pression de service pendant 2 heures au moins afin de permettre la stabilisation complète de la canalisation contre le remblayage de la tranchée.
5. En cas de fuite, nous vidons le système et procédons au travail de réparation nécessaire.
6. nous augmentons la pression jusqu'à la valeur de test requise tout en notant la date, le temps et la température au début. Nous faisons le nécessaire pour atteindre la pression de test en 5 minutes environ.
7. Enfin nous Maintenons la pression de test pendant 2 heures. et Enregistrons les résultats finaux

6.8.2- Critères d'acceptation :

Le test hydrostatique est considéré comme réussi si l'une des conditions suivantes est effective :

- La pression de test est demeurée stable.
- La variation de la pression de test (début/fin de test) est consécutive aux variations de la température.
- La variation de la pression de test (début/fin de test) est consécutive à la présence de poches d'air le long de la canalisation. Une combinaison des conditions mentionnées ci-dessus.

6.9- Essai de pression à l'air :

Il consiste à vérifier l'étanchéité d'un tronçon du collecteur , ou d'un joint pour les sections importantes ,en le soumettant à une pression d'air de 0.5 bar ,et à mesurer à l'aide d'un manomètre ,l'éventuelle baisse de pression durant le temps t de l'épreuve

6.10- Remblai des fouilles :

Les fouilles pourront être remblayées avec les matériaux d'excavation à condition que la nature des sols rencontrés le permette. Les fouilles devront être remblayées avec des matériaux propres, exempt de gypses, d'argile et de tufs.

Le remblayage pour la conduite devra être réalisé de manière à empêcher tout dommage au collecteur. Après l'inspection, les essais et l'approbation des travaux de la conduite exécutés en fouilles,

Le remblayage en matériau trié sera exécuté par couches de 10 à 15 cm (enrobage) en s'assurant d'un parfait remplissage et en usant des précautions nécessaires

pour éviter tout déplacement du collecteur. Le remblayage devra être ainsi effectué jusqu'à ce que le collecteur soit recouvert de 30 cm de remblai au-dessus de sa génératrice supérieure.

Le matériau de remblai latéral et de protection au-dessus de la conduite devra être très convenablement compacté à 95 %. Le matériau supérieur sera généralement compacté à 92 %, à l'exception des tronçons situés sous la route nationale , où il sera compacté à 100 %.

6.11- Conclusion :

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude de réseau d'assainissement. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite l'infiltrations des eaux parasites et par conséquent une dégradation de tout le réseau.

Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoire pour détecter des éventuelles fuites au niveau des joints où des conduites avant le remblaiement définitif. Il est à signaler que la profondeur de la tranchée ne suscite pas des efforts importants vu l'absence de la remontée de la nappe ; ce qui nous facilite les différents travaux après la pose de canalisation.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les différents chapitres présentés dans cette étude montrent que le projet d'assainissement de notre zone d'étude nécessite comme base de calcul des informations détaillées sur la constitution du réseau existant, son état, et notamment des résultats obtenus après son fonctionnement

Le plan de masse de notre zone d'étude, nous a permis d'adopter un système gravitaire type unitaire formé deux schémas combinés (perpendiculaire et oblique) où les collecteurs principaux viennent se greffer sur un collecteur intercepteur aboutissant vers le bassin de collecte par le biais d'un émissaire. Ce dernier trouve une grande utilité, car il allège les collecteurs principaux, l'intercepteur, au point de vue débits et par conséquent diamètres.

Pour les ouvrages annexes; nous avons projeté des regards de chute dans la partie Nord car la pente est importante, des bouches d'égouts à absorption par le haut, et un bassin de retenue d'eau pluviale qui assure la décharge des débits excédentaires et par conséquent la réduction de certains diamètres pour quelques tronçons, en utilisant un déversoir d'orage frontal.

Enfin et à travers le chapitre détaillé nous avons entamé la pose des collecteurs en PRV (polyester renforcé de fibre de verre) qui peuvent être les meilleurs collecteurs actuellement proposés du point de vue technique. Et par la suite nous avons représenté les différentes forces agissantes sur ce collecteur. ainsi nous avons exécuté des tranchées de forme alternée, trapézoïdale et rectangulaire tout dépend la profondeur et la nature du sol, et en ce qui concerne les tronçons qui traversent la route nationale, nous les avons placé dans des galeries. la dernière étape consiste à faire les essais d'étanchéités et le remblaiement des fouilles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] ABDELHAKEM , Mohamed. Classification et typologie des déversoirs d'orage,2007.p 85.un mémoire de fin d'études pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique , option hydraulique urbaine, Institut des sciences de la nature et de la vie Ain El Hadjar ,2007.85 p.
- [2] Bourrier, R.. Les réseaux d'assainissement : Calculs – Application - Perspectives .5^{ème} Edition . Paris: Lavoisier,2008.1013 p
- [3] Catalogue technique de l'entreprise de MAGHREB PIPE PRV « tuyaux et raccords »
- [4] Catalogue technique sur la canalisation en PRV « Manuel d'installation Des Tuyaux PRV».
- [5] GILLES ,Verger. étude de comportement mécanique des tuyaux enterrés : pour une meilleur maintenance des réseaux d'assainissement. Paris , Juin 1987 .169 p.
- [6] Gomella, C, Guerrée, H, 1986 Guide pratique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales. Tome 1 : La collecte. Edition : Eyrolles - Paris. 726 p.
- [7] NONCLERCQ , P. Le calcul statique des collecteurs urbains, 3^{ème} partie. Bruxelles :cebedoc/liège,1981.255 p.
- [8] SALAH ,Boualem. polycopie d'assainissement, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique 2011.
- [9] Touaibia, B. Manuel Pratique d'Hydrologie. Presses Madani Frères. Blida. Algérie. 2004 166 p.

ANNEXES

Annexe 1 : Précipitations journalières maximales : station d'Ain Dala

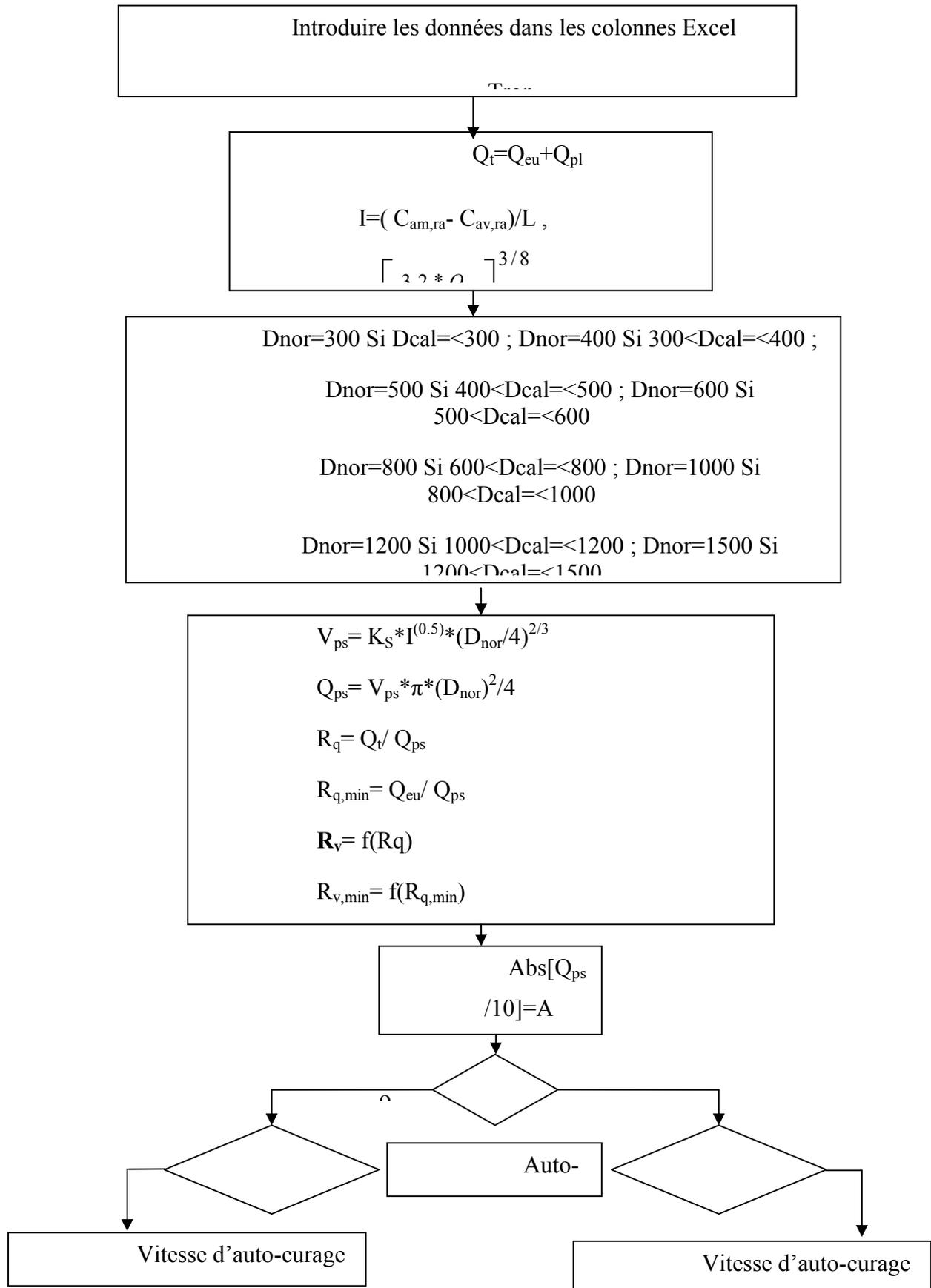
n	Année	Pmax (mm)	n	Année	Pmax (mm)
1	67-68	45	21	87-88	16.4
2	68-69	57	22	88-89	24.6
3	69-70	42	23	89-90	28
4	70-71	24	24	90-91	7.4
5	71-72	8.8	25	91-92	30.5
6	72-73	82.52	26	92-93	42
7	73-74	70.7	27	93-94	22
8	74-75	51.3	28	94-95	12.5
9	75-76	40.7	29	95-96	26.3
10	76-77	66.2	30	96-97	20.3
11	77-78	83.8	31	97-98	22.6
12	78-79	29.8	32	98-99	18.7
13	79-80	59.3	33	99-00	21.8
14	80-81	22.7	34	00-01	18.8
15	81-82	27.5	35	01-02	41
16	82-83	58.51	36	02-03	24.6
17	83-84	16.85	37	03-04	38.8
18	84-85	7.9	38	04-05	57.4
19	85-86	23.3	39	05-06	57.4
20	86-87	16.11	40	06-07	32.8

Source : ANRH (Agence nationale des ressources hydraulique) d'ALGER

Annexe 2: Les rapports R_h , R_v , R_Q

Source :Les réseaux d'assainissement de BOURRIER.R

Annexe 3 : Organigramme du programme



Avec :

C_{am} : Côte de terrain naturel amont (m) .

C_{tav} : Côte de terrain naturel aval (m) .

$C_{am,r}$: Côte projet amont (m) du terrain .

$C_{av,r}$: Côte projet aval (m) du terrain .

L : Longueur de conduite entre deux regards (m) .

I : Pente (m/m).

Q_{pl} : Débit d'eau pluviale (m^3/s) .

Q_{eu} : Débit d'eau usée (m^3/s) .

Q_{ps} : Débit à pleine section (m^3/s) .

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

D_{cal} : diamètre calculé (mm) .

D_{nor} : Diamètre normalisé (mm) .

R_q : Rapport des débits .

$R_{q,min}$: Rapport des débits minimum .

R_h : Rapport des hauteurs .

$R_{h,min}$: Rapport des hauteurs minimale .

R_v : Rapport des vitesses .

$R_{v,min}$: Rapport des vitesses minimale .

h : Hauteur de remplissage (mm) .

h_{min} : Hauteur de remplissage minimum (mm) .

Annexe 4 : Evaluation de la capacité spécifique de stockage des bassins de retenue à débit constant .

Source : Guide pratique de l'assainissement de Gomella, C, Guerrée, H.

