

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



N° Ref :.....

Centre Universitaire de Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de sciences et Technique

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
LICENCE ACADEMIQUE
en Hydraulique
Spécialité : Sciences Hydrauliques

ETUDE DE LA RENOVATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU QUARTIER D'OUED DHEBII - Wilaya D'Annaba .

Préparé par :

BOULMERKA Amina
FERDI Kanza
ABDELLALI Ahmed
BENCHAOUI Amine

Dirigé par :

M.TOURKI

Année universitaire :2013/2014



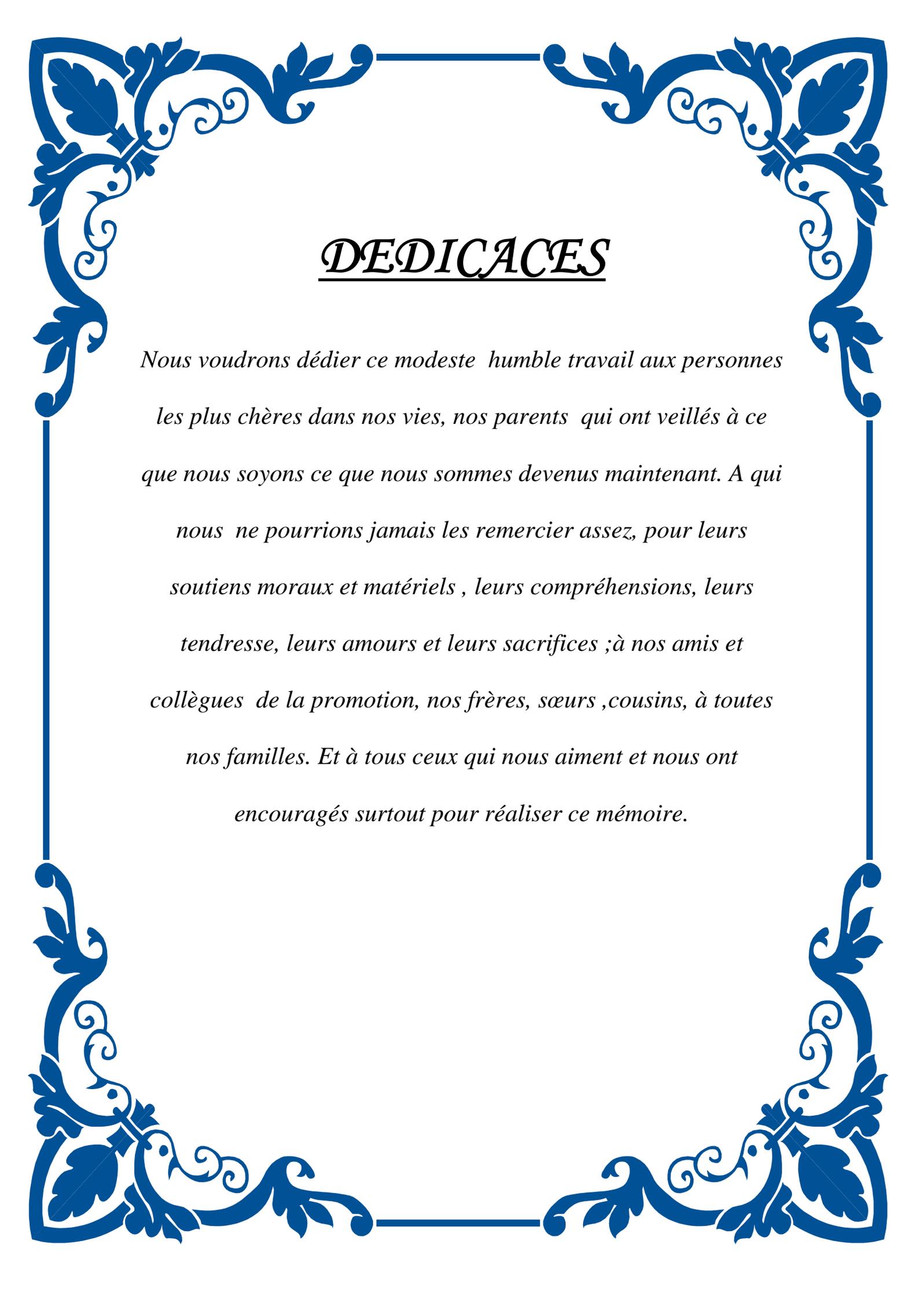
Remerciement

Au terme de la rédaction de ce mémoire ;

*Nous ne manquons pas d'adresser nos sincères remerciements
à notre Dieu, qui a éclairé notre itinéraire du savoir.*

*Nous remercions également aussi toutes les personnes qui
ont contribué à son élaboration :*

*Monsieur TOURKI du Centre universitaire de
Mila, de nous avoir encadré et suivi ce travail avec sa
rigueur scientifique, ses conseils ainsi que sa gentillesse qui
nous a permis de mener à bien ce travail ; nous exprimons
aussi nos profonds remerciements et vives gratitude
à nos enseignants du département d'Hydraulique du Centre
Universitaire de Mila .*



DEDICACES

Nous voudrions dédier ce modeste humble travail aux personnes les plus chères dans nos vies, nos parents qui ont veillés à ce que nous soyons ce que nous sommes devenus maintenant. A qui nous ne pourrions jamais les remercier assez, pour leurs soutiens moraux et matériels , leurs compréhensions, leurs tendresse, leurs amours et leurs sacrifices ;à nos amis et collègues de la promotion, nos frères, sœurs ,cousins, à toutes nos familles. Et à tous ceux qui nous aiment et nous ont encouragés surtout pour réaliser ce mémoire.

SOMMAIRE

✓ INTRODUCTION

✓ Chapitre I : GENERALITES.....01

✚ A . Situation géographique de la zone d'étude02

✚ B . Relief et topographie03

✚ C . Aspect démographique03

✚ D . Aspect climatiques.....04

✓ Chapitre II : ETAT DES LIEUX ET NOTIONS DE BASE SUR LES RESEAUX
D'ASSAINISSEMENT05

✚ A . Etat des lieux et composition du système existant06

✚ B . Principe général et objectifs des réseaux d'assainissements a projeté.....06

• 1 . le système unitaire.....06

• 2 . le système séparatif.....07

• 3 . le système pseudo séparatif.....07

✚ C . Comparaison et discussion07

✚ D . Solutions et propositions07

✓ **Chapitre III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAUX PROJETE.....09**

✚ **A . Estimation de besoins journaliers futurs en eau10**

- **1 . Détermination des besoins en eau de équipement existants.....10**
- **2 . Estimation de besoins future en eau de la population.....10**
 - **2 .1 . Estimation de la population actuelle.....10**
 - **2 . 2 . Estimation de la population future.....10**
 - **2 . 3 . Dotation journalière.....11**
 - **2 . 4 . Débit maximal ou débit de point d'eau potable.....11**
 - **2 . 5 .Débit totale maximum d'eau potable.....12**

✚ **B . Dimensionnement de réseaux d'assainissement projeté.....12**

- **1 . Principe.....12**
- **2 . Paramétrage hydraulique.....13**
 - a . Pentas
 - b . Diamètre minimum
 - c . Aération
 - d . Vitesse d'écoulement et condition d'auto curage
- **3 . Calcul du débit maximum d'eau usée.....13**
- **4 . Calcul du débit spécifique.....14**
- **5 . Calcul des paramètres hydraulique de conduits.....14**
 - **5 .1 . La vitesse pleine section14**
 - **5 . 2 . Le débit à pleine section.....14**
 - **5 . 3 . Rapport des débit ; hauteurs ; et vitesse.....15**
 - **5 . 4 . exemple de calcule de dimensionnent.....15**

✓ **Chapitre IV : CALCUL DES REMBLAIS, DEBLAIS, ET METRE DU PROJET ...22**

✚ **A . Détermination des déblais.....23**

✚ **B . Détermination du volume du sable.....23**

✚ **C . Détermination des remblais.....24**

✓ **CONCLUSION.....26**

LISTE DES TABLEAUX

✚	Tab.1 : Besoin ou demande en eau de l'équipement existant sur la zone d'étude (Centre de santé).....	10
✚	Tab .2 : Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitant... ..	11
✚	Tab .3 : Calcul du coefficient Cp par différentes méthodes.....	12
✚	Tab.4 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-1.....	18
✚	Tab.5 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-2.....	18
✚	Tab.6 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-3.....	18
✚	Tab.7 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-4.....	18
✚	Tab.8 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-5.....	19
✚	Tab.9 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-5-1.....	19
✚	Tab.10 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-6.....	20
✚	Tab.11 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-6-1.....	20
✚	Tab.12 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A.....	21
✚	Tab.13 : Coupe transversale d'une tranchée type.....	25

LISTE DES FIGURES

- ✚ **Fi g.1 : Situation géographique de la zone d'étude.....02**

- ✚ **Fi g.2 : Situation géographique de la zone d'étude02**

- ✚ **Fig.3 : Evolution de la population de la ville d'Annaba03**

- ✚ **Fig.4 : Variation des températures et des précipitations mensuelles..... 04**

- ✚ **Fig.5 : Tracé en plan du réseau d'assainissement projeté pour le quartier
d'Oued dhebII08**

- ✚ **Fig.6 : Profil en long du Collecteur : A-2 dessiné sur Auto CAD.....17**

- ✚ **Fig.7 : Coupe transversale d'une tranchée type.....24**

INTRODUCTION

L'homme avait toujours des problèmes de se débarrasser des quantités des eaux qu'ils utilisent qui représenta environ 80% de ces besoins en eau potable.

La conception des systèmes d'évacuations des eaux usées est très délicate, étant donné des contraintes écologiques et sanitaires qui imposent un choix précis du mode et du cheminement d'évacuation.

Ce travail représente un cas réel d'une étude de dimensionnement d'un réseau d'assainissement d'une zone urbanisée qui se trouve dans la ville d'Annaba-Nord Est Algérien.

La zone d'étude possède un système d'évacuation des eaux qui date de la période coloniale. Avec le taux d'accroissement de la population et l'extension de la ville, le système se trouve dans l'incapacité d'évacuer les volumes des eaux usées qui s'accroît avec l'augmentation de la population.

La population du quartier d'Oued edhebII souffre des problèmes des stagnations et de débordement des eaux usée dans les regards dues aux faibles pentes, des contres pentes et au colmatage du réseau.

C'est pourquoi dans ce travail, nous avons essayer d'élaborer un exemple d'étude de redimensionnement du réseau d'assainissement existant de ce quartier puisque cette problématique représente un cas réel de dimensionnement d'un réseau hydraulique et une occasion d'améliorer nos connaissances et d'avoir un bon paramétrage d'un système d'évacuation des eaux usée.

Nous verrons dans ce qui suit les différentes étapes de conception et de réalisation d'un réseau d'assainissement de type séparatif.

CHAPITRE I : GENERALITES

A.SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

Notre zone d'étude se situe dans la Wilaya d'Annaba cette dernière se situe sur la rive sud au Nord-Est de l'Algérie, et précisément à 600 km de la capitale Alger et à 80 km de la frontière tunisienne (voir **fig.1**).

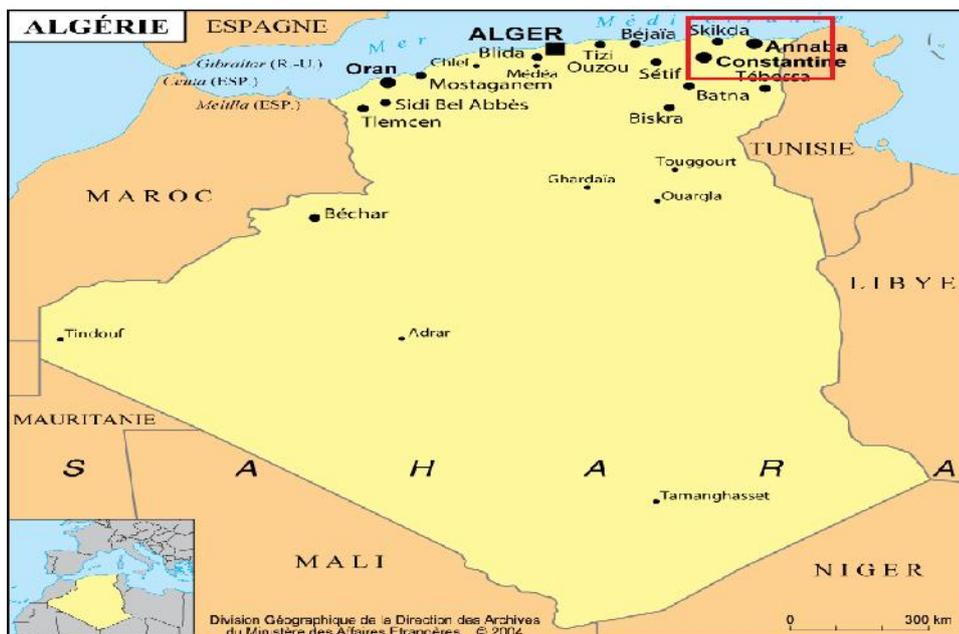


Fig.1 : Situation géographique de la zone d'étude

La zone d'étude concerne le quartier d'Oued dhebII situé dans la partie sud ouest du chef lieu de la ville, ce quartier est limité (Voir **fig.2**) :

- Au nord par le quartier du 8 Mai 1945,
- Au Sud par le quartier des Palmiers,
- A l'Est par le quartier du 11 décembre 1962,
- A l'Ouest par le cimetière des juifs et le quartier du 8 Mars 1956.

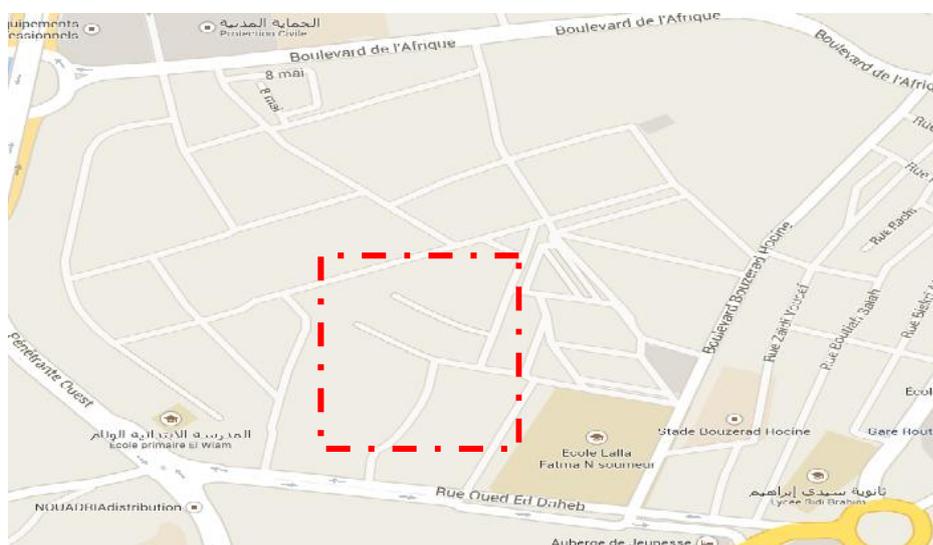


Fig.2 : Situation géographique de la zone d'étude

B. RELIEF ET TOPOGRAPHIE :

La ville d'Annaba est entourée par le bord Est du massif de l'Edough, ce massif montagneux possède un culminant qui atteint les environs de 1 008 m d'altitude.

Le relief de cette ville est constitué principalement de :

- Montagnes à vocation forestière : 52,16 %
- Collines et piémonts : 25,82 %
- Plaines : 18,08 %
- Montagnes à vocation forestière : 52,16 %
- Collines et piémonts : 25,82 %
- Plaines : 18,08 %

Le centre ville d'Annaba représente une plaine avec des altitudes qui décroît avec le sens du Nord ou elle atteint l'Altitude de la mer Méditerranéenne. Les pentes sont très faible et presque nulle en certain endroits ce qui rend les quartier de la ville des zones presque plates avec des pentes allant de **1** à **10** ‰. Surtout dans le quartier d'Oued dhebII.

C. ASPECT DEMOGRAPHIQUE :

En 2008, la population de la wilaya d'Annaba était de 609 499 habitants contre 453 951 en 1987. 4 communes dépassaient alors la barre des 30 000 habitants⁴. L'histogramme ci-après représente l'évolution démographique entre la période de 1987 jusqu'à 2008 (Voir **fig.3**) .

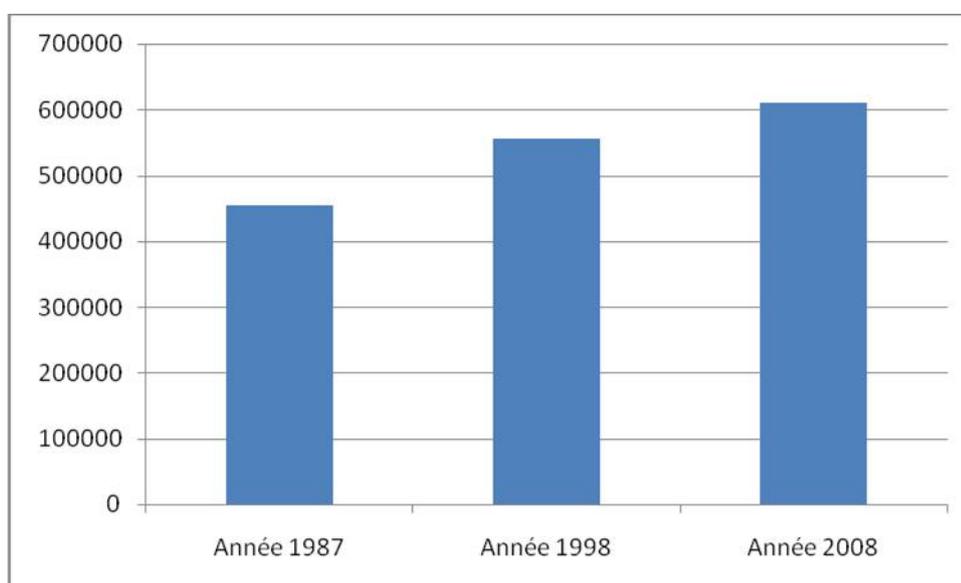


Fig.3 : Evolution de la population de la ville d'Annaba

D'après ces statistiques on peut dire que le taux de croissance moyenne pendant cette période est estimé à 12%.

Pour ce qui nous concerne le quartier d'Oued dhabII comptait 9331 habitants en 2013 D'après le Recensement général de la population et de l'habitat.

D. ASPECTS CLIMATIQUES :

La région d'Annaba bénéficie d'un climat méditerranéen richement arrosée (de 650 à 1 000 mm/an), sa température moyenne annuelle est de 18 °C.

Le climat dans cette ville est connu par ses longs étés chauds et secs. Les hivers sont doux et humides, la neige est rare mais pas impossible. Les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes. Il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août.

La figure ci-après illustre la variation des températures et des précipitations mensuelles :

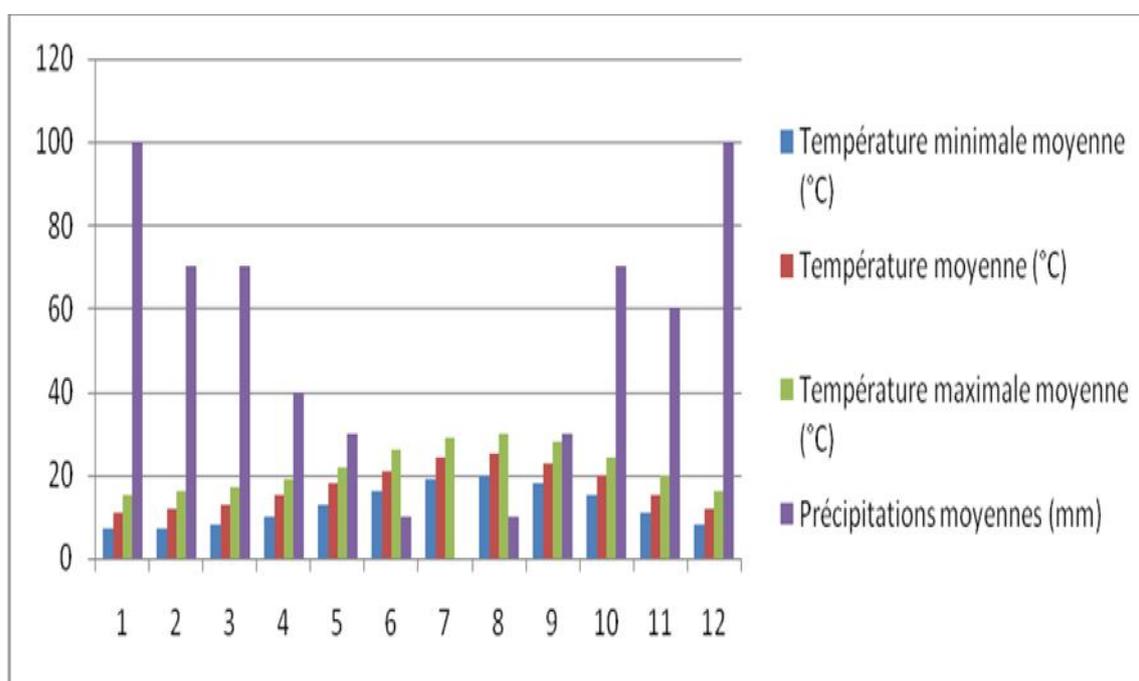


Fig.4 : Variation des températures et des précipitations mensuelles

CHAPITRE II :

ETAT DES LIEUX ET NOTIONS DE BASE SUR LES RESEAUX D'ASAINISSEMENT

A. ETAT DES LIEUX ET COMPOSITION DU SYSTEME EXISTANT :

Le système d'assainissement du quartier d'Oued dheb II est drainé par un réseau unitaire.

La totalité des effluents en temps sec et en temps de pluies sont récoltés par un collecteur principale en Ø1200 qui se déverse dans un regard de dissipation avant de passer dans la bêche de la station de relevage de Bouzered Houcine cette dernière relève la totalité du débit vers un point haut où l'écoulement après ce point se fait gravitairement.

L'ensemble du réseau de la cité Oued EdhebII présente de fiables pentes, et même des contres pentes et des vitesses faibles provoquant la stagnation des eaux. Le colmatage et le débordement des regards ont été constatés lors de notre visite sur les lieux.

B. PRINCIPE GENERAL ET OBJECTIFS DES RESEAUX

D'ASSAINISSEMENT A PROJETE :

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

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

Trois systèmes d'évacuations susceptibles d'être mis en service sont :

- ✓ Système unitaire,
- ✓ Système séparatif,
- ✓ Système pseudo- séparatif.

1. Le Système Unitaire :

Ce système permet l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans un même collecteur, il en résulte donc des ouvrages d'évacuation et d'épuration beaucoup plus importants.

Le réseau unitaire est pratique car il nécessite qu'un seul branchement par l'habitation. Ce système est généralement surdimensionné pour l'évacuation des pointes des eaux pluviales, le fonctionnement de la station d'épuration est compromis par l'arrivée des eaux de différentes origines avec une composition différente.

2. Le Système Séparatif :

Ce système prévoit l'évacuation des eaux pluviales dans une seule conduite et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles dans une autre conduite.

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.

Réseau d'Eaux Usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente qui peut être faible.

Ces deux réseaux suivent souvent des tracés différents à l'exception de quelques tronçons.

3. Le Système Pseudo- séparatif :

Il consiste à évacuer des eaux usées d'origine domestique et industrielle dans une conduite avec une fraction d'eau pluviale provenant généralement des toitures et des espaces privés, l'autre fraction est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux.

C. COMPARAISON ET DISCUSSION :

Dans le système unitaire, une seule conduite est utilisée pour évacuer les eaux pluviales et les eaux usées. Par temps de pluie, le débit supplémentaire, qui ne peut pas être traité dans la station d'épuration, est envoyé dans le milieu naturel par l'intermédiaire des déversoirs d'orage.

Par contre, dans le système séparatif, deux conduites sont utilisées, l'une pour évacuer les eaux pluviales, l'autre les eaux usées. Celles-ci aboutissent normalement à la station d'épuration alors que les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel : rivière, mer ...etc.

Le système séparatif fut créé quand on pensa à séparer radicalement les eaux usées et les eaux pluviales pour éviter des déversements intempestifs mais, le système séparatif imposa un surcoût en raison de la pose de deux canalisations au lieu d'une seule Il fut donc limité par des réglementations particulières concernant la construction des conduits d'assainissement. Au titre de ces réglementations, les eaux pluviales peuvent et doivent s'écouler librement dans le milieu naturel par le chemin le plus court possible.

Actuellement, dans les zones qui nécessitent la réalisation d'assainissement, le système séparatif est le plus souvent conseillé.

D. SOLUTIONS ET PROPOSITIONS :

Pour notre projet nous avons proposé un réseau type séparatif et nous nous sommes consacré uniquement à l'étude des eaux usées.

Le réseau que nous avons projeté se compose de :

- ✓ 30 regards de visite
- ✓ 01 collecteur Principale
- ✓ 4 collecteurs secondaires
- ✓ 2 Collecteurs tertiaires

L'architecture de ce réseau est bien sur de type ramifié avec un regard de rejet qui déverse son débit dans la bache de la station de relevage de Bouzered Houcine qui se trouve dans un point bas (voir **fig.5**).

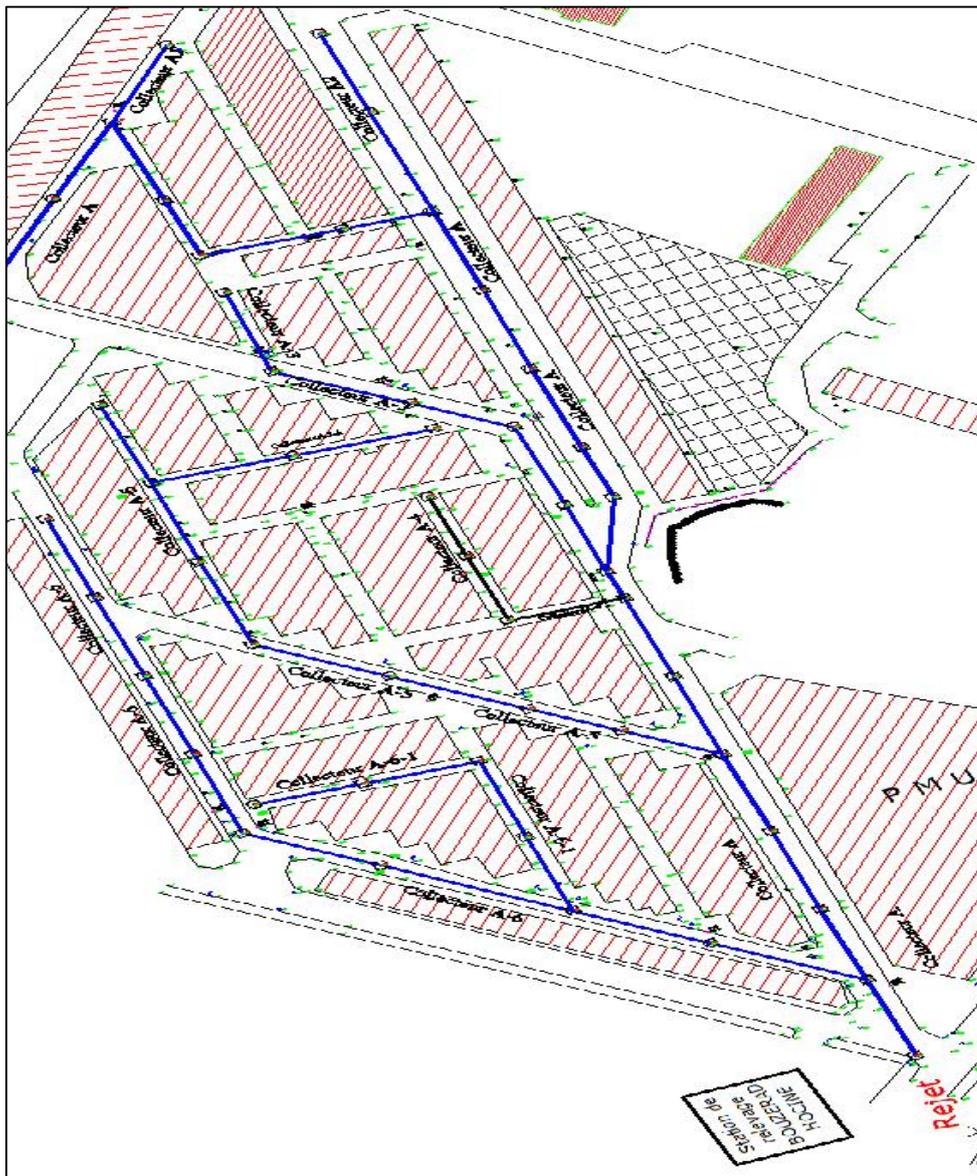


Fig.5 : Tracé en plan du réseau d'assainissement projeté pour le quartier d'Oued d'hebbII

CHAPITRE III :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE

A. ESTIMATION DES BESOINS JOURNALIERS FUTURS EN EAU :

1. Détermination des besoins en eau des équipements existants :

Au quartier d'Oued dhab2, il existe un centre de santé. Selon sa capacité et son importance nous avons calculé son besoin en eau (voir tableau 1).

Equipement	Besoins (m ³ /j)	Q _{eq} (l/s)	kp	Q _{eq max} (l/s)
Centre de santé	1	0,012	1,5	0,018

Tab.1 : Besoin ou demande en eau de l'équipement existant sur la zone d'étude (Centre de santé)

Avec :

***Besoins (l/j)** : Le débit de demande journalier de l'équipement exprimé en Litres par jours,

***Kp** : Coefficient de majoration égal à **1.5**,

***Q_{eq} (l/s)** : Le débit de demande équivalent de l'équipement exprimé en Litres par secondes,

***Q_{eq max} (l/s)** : Le débit équivalent maximal avec majoration de l'équipement exprimé en Litres par secondes,

Donc la le besoin journalier maximal de l'équipement est : $Q_{eq\ max} = 0.018\ l/s$.

2. Estimation des besoins futurs en eau de la population :

2.1-Estimation de la population actuelle :

Pour cette étude, nous avons supposé un nombre de sept personnes par famille donc par logement. Le nombre total de logement d'après le plan d'aménagement du site est de 1333 logements ce qui donne une population d'environ 9331 habitants.

Donc : Population actuelle = $P_a = 1333 \times 7_{hab} / logt = 9331$ habitants

2.2 - Estimation de la population future :

L'estimation de la population future (P_f) est déterminée à partir de la formule suivante :

$$P_f = P_a \times (1 + T/100)^n$$

Où : P_a : Nombre d'habitants actuels estimés à 9331 habitants,
 T : Taux d'accroissement annuel moyen en (%),

n : L'horizon du projet.

NB :

* Pour ce travail nous avons choisis $n = 50$ ans, cette valeur rend peut être l'estimation de la population future dérisoire mais dans le cadre de notre travail nous avons accepté cette valeur pour sur estimé le débit total au rejet.

* D'après les services de l'APC d'Oued dhab2 $T = 3\%$,

Donc : $P_f = 40906$ habitants

Donc, une population de 9331 habitants en 2013, ayant un taux d'accroissement de 3 %, atteindra théoriquement le nombre de 40906 habitants à l'horizon de 50 ans (2063).

2.3 - Dotation journalière :

Selon les normes françaises, la dotation journalière est déterminée d'après le confort de vie mais aussi par expérience, les auteurs ont pu déterminer un rapport entre la dotation journalière et le nombre d'habitants comme l'indique le tableau suivant :

Nombre d'habitants	Dotation journalière (l/j/hab)
1 000 – 10 000	130 à 160
10 000 – 30 000	150 à 180
30 000 – 100 000	150 à 200
> 100 000	200 à 215

Tab .2 : Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitants

Donc, en ce qui nous concerne, nous nous situons dans l'avant dernière tranche d'habitants correspondant à une dotation journalière de : **150 L/J/ hab.**

$$Q_{\text{eau potable}} = P_f \times d / 1000 = 6.14 \text{ (m}^3/\text{j)} = 70 \text{ l/s}$$

2.4 .Débit maximal ou débit de pointe d'eau potable :

Le débit total de la zone d'étude est la somme des besoins des équipements et de la population future majoré par un coefficient de pondération C_p :

$$Q_{\text{eau potable max}} = Q_{\text{eau potable}} \times C_p$$

Calculons le débit de pointe ou le débit maximum par les différentes formules montrées dans le tableau ci-après :

Nom de la formule	Coefficient Cp
*Formule Russe	1.81
*Formule Algérienne avec : $k_h= 1.51$ et $k_j=1.2$	1.5
*Formule Standard $C_p = 1,5 + [2,5 / \sqrt{Q_{\text{eau potable}} (l/s)}]$	1.8
*Formule française	2.4
Moyenne	1.88

Tab .3 : Calcul du coefficient Cp par différentes méthodes

Donc on prend une moyenne de $C_p = 1.88$ ce qui donne un débit maximal de :

$$Q_{\text{eau potable max}} = Q_{\text{eau potable}} \times 1.88 = 132 \text{ l/s}$$

2.5. Débit total maximum d'eau potable:

Le besoin total de la zone d'étude est la somme des débits maximaux de la population future et des équipements existants sur le site :

$$Q_{\text{max total(EP)}} = Q_{\text{ég max}} + Q_{\text{eau potable max}} = 0.018 + 132 = 132.02 \text{ l/s}$$

B. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT PROJETE :

L'assainissement d'une agglomération consiste à recueillir et à évacuer, par voie hydraulique, le plus rapidement possible et sans stagnation, les rejets produits par ses habitants, au moyen d'ouvrages couverts. L'évacuation des eaux pluviales est généralement comprise dans les projets d'assainissement. A ces effluents, il faut parfois ajouter les eaux rejetées par les industries. Pour notre cas nous nous limiterons au calcul d'un réseau de type séparatif pour les eaux usées.

1. Principe :

Après avoir dessiné soigneusement, sur un plan de masse, l'architecture du réseau en tenant en compte la topographie ce qui permettra un écoulement gravitaire les premiers éléments du projet à connaître sont, évidemment, les quantités d'eaux à évacuer.

Nous verrons, dans l'ordre, le mode de calcul des eaux usées, ce mode de calcul étant fixé par des formules anciennes, mais qui restent toujours efficaces de nos jours.

Ensuite, il faudra concevoir, puis calculer le réseau le mieux adapté au problème posé, en tenant compte du terrain superficiel du milieu naturel dans le quel doit s'effectuer le rejet.

2. Paramétrage hydraulique :

a) Pentés :

Les pentes doivent assurer des vitesses d'écoulement admissibles, tout en évitant les pentes cassantes et brusques. Lorsqu'on n'en a pas le choix, il faut recourir à des regards de chutes.

b) Diamètre minimum :

Comme pour les pentes, le diamètre des conduits joue un rôle important sur les conditions d'écoulement. Il faut donc choisir des diamètres adaptés pour chaque cas de tronçon, si cela est nécessaire, tout en minimisant les coûts car les conduits à diamètres importants sont ceux les plus chers en terme de coût.

Le diamètre minimum normalisé pour un réseau séparatif d'eaux usées est de 300 mm, le diamètre 300 mm est strictement interdit.

c) Aération :

Les regards doivent être aérés pour limiter la fermentation et les odeurs nauséabondes. donc pour garder une aération et un écoulement a surface libre, la hauteur de remplissage ne doit pas dépasser 80% de la section de la conduite.

d) Vitesse d'écoulement et condition d'auto curage :

On a pour un réseau séparatif : A pleine ou a demi section, la vitesse d'écoulement doit être supérieur a 0,60 m/s, cette limite pouvant a l'extrême rigueur être abaissée a 0,50 m/s

Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen, la vitesse d'écoulement étant alors au minimum de 0,3 m/s.

NB : La vitesse maximale ne doit pas dépasser les 4 m/s pour éviter les risques d'obstruction.

3. Calcul du débit maximum d'eau usée :

Les rejets des habitants dépendent, bien évidemment, de leur consommation en eau potable. On prendra un taux de rejet de 80% du débit maximum d'eau potable.

Le débit maximum d'eau usée représenterait 80 % du débit d'eau potable d'estimé a la consommation donc il faut impérativement connaitre le besoin journalier total de la population future et celui des équipements existant autrement dit :

$$Q_{\max \text{ EU}} = 0,8 \times Q_{\max \text{ E potabl}}; \text{ On aura alors : } Q_{\max \text{ EU}} = 105.62 \text{ l/s}$$

Ce dernier représente le débit qui rejoint le rejet qui se trouve à l'aval du collecteur principale, pour faciliter les calculs hydrauliques, ce dernier est arrondi à **106 l/s**.

4. Calcul du débit spécifique :

C'est le rapport du débit d'eau usée maximum sur la longueur linéaire totale du réseau :

$$Q_{\text{sp}} = Q_{\max \text{ EU}} / L \dots\dots\dots (\text{m}^3/\text{s}/\text{ml})$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique exprimé en mètres cubes par seconde par mètre linéaire,

$Q_{\max \text{ EU}}$: Débit maximum d'eau usée en mètres cubes par seconde,

L : Longueur linéaire totale du réseau en mètres.

D'après le tracé du réseau, la somme des longueurs de tous les collecteurs projetés correspond à $L = 1402.30 \text{ m}$ donc :

$$Q_{\text{sp}} = 7.56 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{ml}$$

5. Calcul des paramètres hydrauliques des conduites :

5.1. La vitesse pleine section V_{ps} :

Elle est déterminée par la formule de Manning – Strickler, cette dernière donne la vitesse d'écoulement en section pleine pour les réseaux séparatifs :

$$V_{\text{ps}} = 70 \times \text{RH}^{2/3} \times \check{I} \quad (\text{m/s})$$

Où :

RH : Le rayon hydraulique, c'est le rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé :

$$\text{RH} = S_m / P_m.$$

Ce rapport serait égal au quart du diamètre pour un écoulement à section pleine (**RH = D/4**).

I : La pente de la conduite d'après le profil en long en (m/ml).

5.2. Le débit à pleine section :

Le débit à pleine section est le produit de la section de la conduite et de la vitesse pleine section :

$$Q_{\text{PS}} = 90 \times \text{RH}^{2/3} \times S \times \check{I} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Avec **S** la section du canal utilisé en (m²), Pour une section circulaire : $S = \frac{\pi}{4} \times D^2$ / 4.

5.3 .Rapports des débits (Rq), Hauteurs (Rh), et vitesse(Rv):

On définit les paramètres par les formules suivantes:

*Le rapport des débits : $R_q = Q_{cal} / Q_{ps}$

*Le rapport des hauteurs : $R_h = H/D$

*Le rapport des vitesses : $R_v = V_r / V_{ps}$

Avec :

***Q_{cal}** : c'est le débit qui s'écoule dans la conduite,

***H** : La hauteur de remplissage de la section de la conduite en mètres ou millimètres,

***D** : Diamètre de la conduite en mètres ou millimètres,

***V_r** : Vitesse réelle d'écoulement en mètres par seconde,

***V_{ps}** : Vitesse pleine section de la conduite mètres par seconde.

Les valeurs de **R_v**, **R_h** sont généralement déduites des graphiques ou d'abaques disponible sur plusieurs ouvrages hydrauliques à partir de la valeur calculé de **R_q**.

5.4. Exemple de calcul de dimensionnement :

Pour le collecteur secondaire (A-2), ce collecteur comporte deux tronçons de 30.17 m et de 37.98 m.

Avant d'entamer les calculs, nous avons dessiné le profil en long de ce tronçon à fin de terminer les différentes profondeurs ainsi que la pente de la conduite qui est nécessaire pour le calcul des débits et des vitesses à pleine section.

Le profil de ce collecteur est représenté sur la **figure n°6** .

a) Pour le premier tronçon (R21-R22) : L = 30.17 m :

▪ $Q_{cal} = 30.17 \times 7.56 \times 10^{-7} = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s}$

▪ $Q_{arriv} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$

▪ $Q_{cumulé} = Q_{cal} = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s}$.

▪ Pour $D = 0,3 \text{ m} \Rightarrow R_h = D/4 = 0,075 \text{ m}$

▪ La pente sur le profil est de **5. ‰** $\Rightarrow V_{ps} = 1.13 \text{ m/s}$

$Q_{ps} = V_{ps} \times S = 0.08 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow R_q = 0,03 \Rightarrow$ La vitesse réelle de l'écoulement est faible et ne peut pas atteindre la vitesse d'auto curage quelque soit la valeur de la pente puisque le débit

en tête de réseau séparatif est toujours négligeable ceci nous ramène à proposer un Nettoyage périodique de ce tronçon.

b) Pour le deuxième tronçon (R22-R7) : L = 37.98 m :

- $Q_{cal} = 37.98 \times 7.56 \times 10^{-7} = 0.0029 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{arriv} = 0.0023 \text{ m}^3/\text{s}$ c'est le débit de calcul du premier tronçon,
- $Q_{cumulé} = 0.0029 + 0.0023 = 0.0052 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Pour $D = 0,3 \text{ m} \Rightarrow RH = D/4 = 0,075 \text{ m}$
- La pente sur le profil est toujours $5. /.. \Rightarrow Vps = 1.13 \text{ m/s}$.
- $Qps = 0.08 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Rq = 0,06 \Rightarrow$ Bien que c erapport est plus grand que celui du tronçon précédent mais la vitesse réelle sur l'abaque reste toujours faible et ne peut pas atteindre la vitesse d'auto curage quelque soit la valeur de la pente ceci donc un nettoyage périodique sur ce tronçon est à prévoir aussi ;

Cette méthode de calcul est la même pour le reste des collecteurs de l'ensemble du réseau projeté, les résultats des calculs sont illustré sur les tableaux : 4 ,5, 6 ,7 ,8 ,9 , 10 , 11 et 12 .

- **Qsp (m³/s) :** Le débit à pleine section exprimé en mètres cubes par seconde,
- **Qcal (m³/s) :** Le débit de calcul exprimé en mètres cubes par seconde,
- **Qcu(m³/s) :** Le débit de calcul cumulé exprimé en mètres cubes par seconde,
- **S (m²):** La section de la conduite exprimée en mètres carrés,
- **Rq :** Le rapport des débits,
- **Rv :** Le rapport des vitesses,
- **Rh :** Le rapport des hauteurs,
- **Vps (m/s) :** La vitesse pleine section exprimée en mètres par seconde,
- **Vr (m/s) :** La vitesse réelle de l'écoulement exprimée en mètres par seconde $Rv= VPS \times S$
- **I :** La pente de la conduite exprimée en m/ml,
- **D :** Le diamètre de la conduite exprimée en mètres ,
- **Qps (m³/s) :** Le débit à pleine section exprimé en mètres cubes par seconde,
- **H(m) :** La hauteur de remplissage de la conduite en exprimée en mètres $H= Rh \times D$
- **H % :** La hauteur de remplissage au niveau de la conduite exprimée en pourcentage.

Profil en long du collecteur A-2

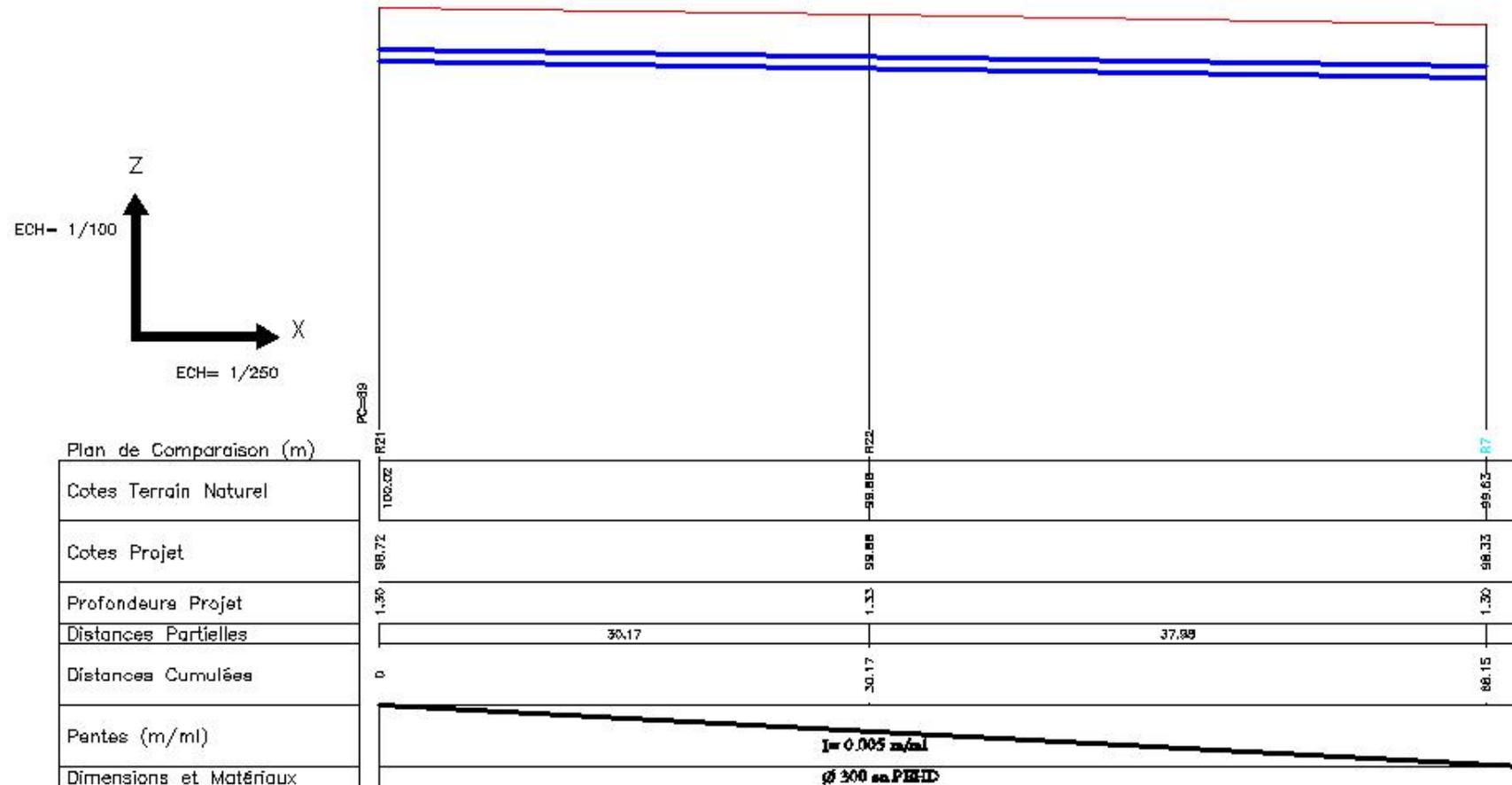


Fig.6 : Profil en long du Collecteur : A-2 dessiné sur Auto CAD

	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (m³/s)	Qcal(m³/s)	Qcu(m³/s)	S (m²)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	Vr (m/s)	(I)	D (m)	Qps (m³/s)	H(m)	H %
A-1	R20-R3	29.87	0.000076	0.0023	0.0023	0.071	0.045	0.26	0.08	0.72	0.19	0.002	0.3	0.051	0.024	8

Tab.4 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-1

A-2	R21-R22	30.17	/	0.0023	0.0023	0.071	0.03	0.18	0.06	1.13	0.20	0.005	0.3	0.080	0.018	6
	R22-R7	37.98	/	0.0029	0.0052	0.071	0.06	0.33	0.1	1.13	0.37	0.005	0.3	0.080	0.03	10

/

Tab.5 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-2

A-3	R23-R24	30	/	0.0023	0.0023	0.071	0.04	0.24	0.07	0.877	0.210	0.003	0.3	0.062	0.021	7
	R24-R25	30.06	/	0.0023	0.0046	0.071	0.07	0.37	0.11	0.877	0.324	0.003	0.3	0.0619	0.033	11
	R25-R26	22.19	/	0.0017	0.0063	0.071	0.08	0.4	0.13	1.132	0.453	0.005	0.3	0.0800	0.039	13
	R26-R27	30.04	/	0.0023	0.0086	0.071	0.11	0.48	0.16	1.132	0.543	0.005	0.3	0.0800	0.048	16
	R27-R12	25.16	/	0.0019	0.0105	0.071	0.13	0.51	0.18	1.132	0.577	0.005	0.3	0.0800	0.054	18

/

Tab.6 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-3

A-4	R28-R29	22.81	/	0.0017	0.0017	0.071	0.02	0.12	0.04	1.012	0.121	0.004	0.3	0.072	0.012	4
	R29-R30	24.67	/	0.0019	0.0036	0.071	0.05	0.29	0.09	1.01	0.29	0.004	0.3	0.072	0.027	9
	R30-R13	24.6	/	0.0019	0.0055	0.071	0.08	0.4	0.13	1.01	0.40	0.004	0.3	0.072	0.039	13

Tab.7 : Résultats des calculs pour le Collecteur A-4

	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (m³/s)	Qcal(m³/s)	Qcu(m³/s)	S (m²)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	Vr (m/s)	(I)	D (m)	Qps (m³/s)	H(m)	H %
A-5	R31-R32	29.97	/	0.00228	0.0023	0.071	0.02	0.1	0.04	1.52	0.18	0.009	0.3	0.11	0.012	4
	R32-R33	29.84	/	0.00227	0.0091	0.071	0.2	0.6	0.24	0.72	0.43	0.002	0.3	0.05	0.072	24
	R33-R34	31.79	/	0.00242	0.0115	0.071	0.23	0.63	0.26	0.72	0.45	0.002	0.3	0.05	0.078	26
	R34-R35	29.74	/	0.00227	0.0138	0.071	0.27	0.66	0.29	0.72	0.47	0.002	0.3	0.05	0.087	29
	R35-R36	30.15	/	0.00230	0.0161	0.071	0.32	0.71	0.33	0.72	0.51	0.002	0.3	0.05	0.099	33
	R36-R37	20.24	/	0.00154	0.0176	0.071	0.35	0.75	0.36	0.72	0.54	0.002	0.3	0.05	0.108	36
	R37-R15	21.65	/	0.00165	0.0193	0.071	0.38	0.78	0.38	0.72	0.56	0.002	0.3	0.05	0.114	38

Tab.8 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-5

A-5-1	R38-R39	30.01	/	0.00229	0.0023	0.071	0.06	0.33	0.1	0.51	0.17	0.001	0.3	0.036	0.03	10
	R39-R32	29.89	/	0.00228	0.0046	0.071	0.13	0.51	0.18	0.51	0.26	0.001	0.3	0.036	0.054	18

Tab.9 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-5-1

	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (m³/s)	Qcal(m³/s)	Qcu(m³/s)	S (m²)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	Vr (m/s)	(I)	D (m)	Qps (m³/s)	H(m)	H %
A-6	R40-R41	30	/	0.0023	0.0023	0.071	0.03	0.18	0.06	1.24	0.223	0.006	0.3	0.0876	0.018	6
	R41-R42	30	/	0.0023	0.0046	0.071	0.05	0.29	0.09	1.24	0.35961	0.006	0.3	0.0876	0.027	9
	R42-R43	30	/	0.0023	0.0069	0.071	0.08	0.4	0.13	1.24	0.49601	0.006	0.3	0.0876	0.039	13
	R43-R44	29.99	/	0.0023	0.0091	0.071	0.15	0.54	0.2	0.88	0.47349	0.003	0.3	0.0619	0.06	20
	R44-R45	30	/	0.0023	0.0114	0.071	0.18	0.57	0.22	0.88	0.4998	0.003	0.3	0.0619	0.066	22
	R45-R46	41.67	/	0.0032	0.0146	0.071	0.24	0.64	0.27	0.88	0.56118	0.003	0.3	0.0619	0.081	27
	R43-R47	29.97	/	0.0023	0.0249	0.071	0.40	0.79	0.4	0.88	0.6927	0.003	0.3	0.0619	0.12	40
	R47-18	33.67	/	0.0026	0.0274	0.071	0.44	0.83	0.44	0.88	0.72777	0.003	0.3	0.0619	0.132	44

Tab.10 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-

	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (m³/s)	Qcal(m³/s)	Qcu(m³/s)	S (m²)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	Vr (m/s)	(I)	D (m)	Qps (m³/s)	H(m)	H %
A-6-1	R48-R49	22.96	/	0.00175	0.00175	0.071	0.02	0.12	0.04	1.432	0.17	0.008	0.3	0.101	0.012	4
	R49-R50	24.57	/	0.00187	0.00362	0.071	0.04	0.24	0.07	1.432	0.34	0.008	0.3	0.101	0.021	7

Tab.11 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A-6-1

	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (m³/s)	Qcal(m³/s)	Qcu(m³/s)	S (m²)	Rq	Rv	Rh	Vps (m/s)	Vr (m/s)	(I)	D (m)	Qps (m³/s)	H(m)	H %
A	R1-R2	30	/	0.0023	0.0023	0.071	0.05	0.29	0.09	0.71593	0.20762	0.002	0.3	0.0506	0.027	9
	R2-R3	30	/	0.0023	0.0046	0.071	0.09	0.43	0.14	0.71593	0.30785	0.002	0.3	0.0506	0.042	14
	R3-R4	30.19	/	0.0023	0.0091	0.071	0.18	0.57	0.22	0.71593	0.40808	0.002	0.3	0.0506	0.066	22
	R4-R5	21.01	/	0.0016	0.0107	0.071	0.21	0.61	0.25	0.71593	0.43672	0.002	0.3	0.0506	0.075	25
	R5-R6	30	/	0.0023	0.0130	0.071	0.26	0.65	0.28	0.71593	0.46536	0.002	0.3	0.0506	0.084	28
	R6-R7	19.06	/	0.0015	0.0145	0.071	0.29	0.69	0.31	0.71593	0.49399	0.002	0.3	0.0506	0.093	31
	R7-R8	30	/	0.0023	0.0220	0.071	0.43	0.82	0.43	0.71593	0.58707	0.002	0.3	0.0506	0.129	43
	R8-R9	30	/	0.0023	0.0242	0.071	0.48	0.86	0.48	0.71593	0.6157	0.002	0.3	0.0506	0.144	48
	R9-R10	29.99	/	0.0023	0.0265	0.071	0.52	0.88	0.52	0.71593	0.63002	0.002	0.3	0.0506	0.156	52
	R10-R11	19.01	/	0.0014	0.0280	0.071	0.55	0.89	0.54	0.71593	0.63718	0.002	0.3	0.0506	0.162	54
	R11-R12	26.92	/	0.0021	0.0300	0.071	0.59	0.9	0.56	0.71593	0.64434	0.002	0.3	0.0506	0.168	56
	R12-R13	10.21	/	0.0008	0.0413	0.071	0.82	0.97	0.72	0.71593	0.69446	0.002	0.3	0.0506	0.216	72
	R13-R14	30	/	0.0023	0.0491	0.071	0.97	0.68	1.68	0.71593	0.48684	0.002	0.3	0.0506	0.504	168
	R14-R15	29.7	/	0.0023	0.0513	0.126	0.47	0.85	0.47	0.86728	0.73718	0.002	0.4	0.1089	0.188	47
	R15-R16	29.38	/	0.0022	0.0728	0.126	0.67	0.91	0.59	0.86728	0.78922	0.002	0.4	0.1089	0.236	59
	R16-R17	29.99	/	0.0023	0.0751	0.126	0.69	0.92	0.6	0.86728	0.79789	0.002	0.4	0.1089	0.24	60
	R17-R18	26.82	/	0.0020	0.0772	0.126	0.71	0.93	0.6	0.86728	0.80657	0.002	0.4	0.1089	0.24	60
	R18-Rejet	29.2	/	0.0022	0.1068	0.196	0.54	0.89	0.53	1.00637	0.89567	0.002	0.5	0.1975	0.265	53

Tab.12 : Résultats des calculs pour le Collecteur : A

CHAPITRE IV :

CALCUL DES REMBLAIS, DEBLAIS ET METRE DU PROJET

A. DETERMINATION DES DEBLAIS :

Puisque le chantier d'un projet hydraulique nécessite l'élaboration des fouilles pour la pose des conduites selon les profondeurs calculées sur les profils en long, il est important d'évaluer les volumes des quantités de terre qui va être extraite.

Ce volume contribuera à l'évaluation des différents couts qui vont être pris en charge dans le cadre technico-économique.

Le volume de déblai est calculé selon la largeur, la profondeur de la tranchée et bien sur la longueur de la conduite.

Donc pour une tranchée de forme rectangulaire nous aurons :

$$V_{\text{remblai}} = L_t \times P_m \times L_c \dots\dots(m^3)$$

Avec :

L_t : La largeur de la tranchée en mètres. $L_t = D_{\text{ext}} + 0.6$ m ; où D_{ext} est le diamètre extérieur de la conduite en mètres,

P_m : La profondeur moyenne en mètres extraite du profil en long,

L_c : La longueur de la conduite en mètres.

B. DETERMINATION DU VOLUME DU SABLE :

La conduite doit reposer sur une couche de sable appelée le lit de sable, cette dernière a comme rôle de stabiliser la conduite et de permettre à la génératrice inférieure de la conduite d'épouser la forme de la pente à respecter. Le lit de sable en générale a une profondeur de 10 à 20 cm selon l'exigence du maître d'ouvrage et aussi le type du matériau utilisé pour la conduite ainsi que son poids volumique.

Le volume de sable se calcule par la formule suivante :

$$V_s = L_t \times e \times L_c \dots\dots(m^3)$$

Avec e l'épaisseur de la couche du sable en mètres

:

C. DETERMINATION DES REMBLAIS :

Après avoir posé ou enterré la conduite, cette dernière doit être remblayée selon la sa profondeur afin d'atteindre le niveau du terrain naturel. Généralement cette opération est accompagnée par un compactage pour diminuer l'indice de porosité de la terre.

Le volume nécessaire pour remblayer une fouille est que le volume du déblai diminuer du volume de la conduite et celui du lit de sable :

$$V_{\text{déblai}} = V_{\text{remblai}} - V_c - V_s \dots \dots (m^3)$$

Avec : V_c Le volume de la conduite en mètres cubes : $V_c = S \times L_c$

Selon la demande du maitre d'ouvrage le remblaiement peut être réalisé avec plusieurs types de couches :

- ✓ Couche d'enrobage ou de recouvrement d'une épaisseur de $D_{\text{ext}} + 0.2$ m,
- ✓ Couche de fondation d'une épaisseur allant de 0 à 0.4 m,
- ✓ Couche de base d'une épaisseur allant de 0 à 0.2 m.

La figure ci-après représente un schéma de la fouille rectangulaire avec les différentes couches.

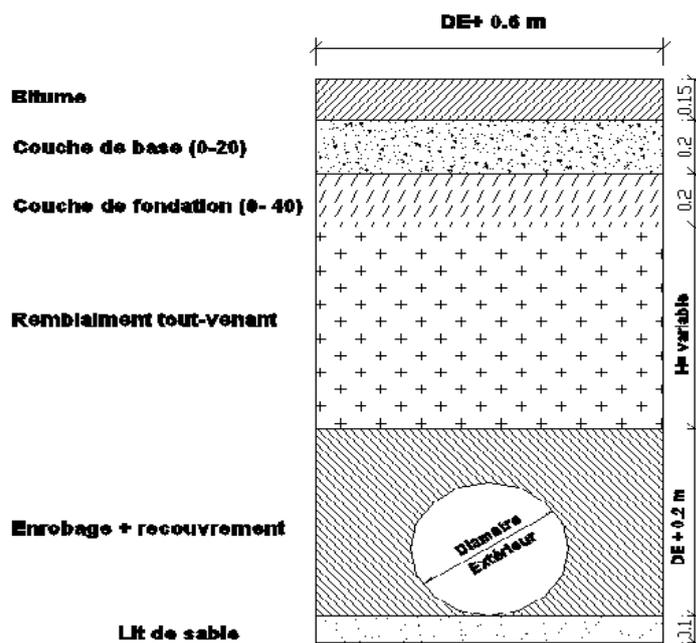


Fig.7 : Coupe transversale d'une tranchée type

Les résultats de calculs des différents paramètres précédemment cités sont représentés dans les tableau qui suit :

Diamètre (m)	Section (m²)	L_c (m)	P_m (m)	L_t (m)	V_{cond} (m³)	V_{déblai} (m³)	V_{sabe} (m³)	V_{remblai} (m³)
0,30	0,07	950,1	1,50	0,90	66,50	1282,57	85,50	1130,57
0,40	0,13	115,8 9	1,60	1,00	15,07	185,42	11,59	158,76
0,50	0,20	336,3 9	1,80	1,10	67,28	666,05	37,00	561,77
Total					148,85	2134,04	134,09	1851,10

Tab.13 : Coupe transversale d'une tranchée type

En résumé, nous aurons pour ce projet un volume total de déblai de **2134,04 m³** et **1851,10 m³** de volume nécessaire pour le remblai. Pour une épaisseur de lit de sable de 10 cm nous aurons un volume total de sable est de **134,09 m³**.

CONCLUSION

En conséquence, les faibles pentes du terrain naturel constaté sur les profils en long du terrain naturel sur le site du quartier d'Oued DhebII ainsi la difficulté d'évaluer l'accroissement de la population de la population fond que l'efficacité du réseau projeté reste théorique et ne peut être satisfaisante que dans le cas de l'acquisition de données précise.

En général, l'évaluation du débit de pointe d'eau usée d'une agglomération dépend toujours des coefficients de majoration des débits ce ci permettra sans doute d'avoir des marches de sécurité permettant la prévention contre les risques de sous dimensionnement du réseau.

Le réseau projeté a une longueur totale de 1400 ml et de type séparatif et se compose de :

- ✓ Trois section différentes de collecteurs : 300, 400 et 500 mm et
- ✓ Un nombre de 30 regards de visites

Les pentes des collecteurs varient entre 0.002 m/ml a 0.005 m/ml et dans certains endroits elles atteignent les 0.009 m/ml.

En ce qui concerne les vitesses d'écoulements, elles sont plus d'autant plus que les débits sont important comme ce qui le cas dans le collecteur principal.

Les collecteur secondaire et tertiaires doivent impérativement se doté d'un curage manuel de la part des services concernées étant donné que les faibles débits en amonts des tronçons qui ne permet pas d'atteindre les vitesses auto curages.

Ce réseau a été projeté pou évacuer un débit d'eau usée maximum de 106 l/s ce dernier s'écoulera avec des conditions d'aération satisfaisantes et des vitesses acceptables.

La bêche de la station de relevage de Bouzered houciné située a l'aval du collecteur principal doit être redimensionnée par rapport a ce débit afin d'éviter la stagnation des eaux dans le dernier regard du collecteur principal.