



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)*

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**BOUKHRISSA MOHAMED LAMINE**

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

### INTITULE :

# **COLLECTE DES REJETS ET SYSTEME D'EPURATION DES EAUX USEES DE LA COMMUNE D'OUM TOUB WILLAYA DE SKIKDA**

Soutenu le **23 /06 /2015** devant le jury composé de :

- Président : **MERABET.S**
- Promoteur (s) : **YAKOUBL.M**
- Examineur (s) : **NASRI.K**

# REMERCIEMENTS

## REMERCIEMENTS

*En premier lieu, je tiens tout d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce travail.*

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier mon promoteur monsieur YAKOUBI MOHAMED pour son aide appréciable, sa disponibilité, et ses conseils fructueux qui m'ont facilité la réalisation de ce travail.*

*Je remercie également tous le corps enseignant de département d'hydraulique qui m'ont encadré durant toutes les années d'études.*

*Je remercie encore tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce modeste travail.*

*Mes remerciements aussi à tous les membres de jury.*

*Merci à tous.*

*M<sup>ed</sup> LAMINE.*

# Dédicaces

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :*

\* *A mes très chers parents.*

\* *A mes très chers grands parents.*

\* *A tous mes frères et sœurs :*

*HAKIM ; CHOAIIB ; LAMIA ; OURIDA ; MALAK ; YACOUB ;  
MERYEM ; IMRAN.*

\* *A tout la famille : BOUKHRISSA.*

\* *A tout mes oncles*

\* *A tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

\* *A tous mes amis : ILYES ; NADJIB ; HOUSSAM ; NABIL ; BRAHIM ;  
NAFAA BRAHIM ; HAMZA ; AMIR ; CHAKER ; MAHIEDDINE ;  
OTHMANE ; MOSTAFA ; ABD ELATIF ; ABD ELRAHIM ; RIME ;  
SELMA ; SAMIR ; NASSIM ; SABRINA ; YASSER ; OUSSAMA ;  
TITAH ; ALOUA ; MEHDI DJAMEL ; M<sup>ed</sup> ANIS ; SAMI ; AMINE ;  
ZIZOU ; HALIM ; FATAH ; ABD ELRAHIM ; MIMO ; LAMINE ;  
NABIL ; YAHYA.*

\* *A toute ma promotion, en générale.*

*BOUKHRISSA M<sup>ed</sup> LAMINE.*

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I : CARACTERISTIQUES ET PRESENTATION DU SITE</b>	
I-1 Situation géographique.....	2
I-2 Géomorphologie .....	3
I-3 Réseaux hydrographique.....	4
I-3-1 Objectifs du barrage Guenitra.....	6
I.3.2 Caractéristiques du barrage Guenitra.....	6
I-3-3 Les différents oueds qui alimentent le barrage de Guenitra.....	6
I-4 Le climat.....	8
I-5 La végétation.....	8
I-6 Habitat et Economie.....	8
Conclusion.....	8

## CHAPITRE II : QUALITE DES EAUX DU BARRAGE GUENITRA

II-1 Introduction.....	9
II-2 Evolution de la teneur des éléments physico-chimique analysés.....	10
II-2-1 Paramètres physiques.....	10
II-2-2 La température (T°).....	10
II-2-3 La potentiel d'hydrogéné (PH).....	11
II-2-4 La conductivité électrique (C).....	11
II-2-5 Le Résidu sec (RS).....	12
II-3 Les éléments chimiques indicateurs de la pollution.....	13
II-3-1 Les éléments majeurs.....	13
II-3-1-1 Les cations.....	13
A - Le calcium.....	13
B - Le Magnésium.....	14
C - Le sodium.....	14
D - Le potassium.....	15
II-3-1-2 Les anions.....	15
A - Les chlorures.....	15
B - Les sulfates.....	16
C - Bicarbonates.....	17
II-3-2 Les éléments indicateurs de la pollution urbaine.....	17
II-3-2-1 Oxygène dissous (O <sub>2</sub> ).....	18
II-3-2-2 La demande chimique en oxygène (DCO).....	19
II-3-2-3 La demande biochimique en oxygène (DBO <sub>5</sub> ).....	19
II-3-2-4 Cycle de l'azote.....	20
A - Les nitrates.....	21
B - Les nitrites.....	21
C - Ammonium .....	22
D - Le phosphore.....	22
Conclusion.....	23

## CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU COLLECTEUR DES REJETS

III-1 INTRODUCTION.....	24
III-2 Etat actuel du réseau d'assainissement de la ville d'Oum Toub.....	25
III-3 Estimation de la consommation globale.....	25
III-3-1 Estimation de la population future.....	25
III-3-2 Calcul de la population pour différents horizons.....	25
III-4 Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	26
III-4-1 Estimation du débit moyen journalier des eaux usées aux différents horizons.....	26
III-4-2 Estimation du débit moyen horaire.....	27
III-4-3 Estimation des débits diurnes.....	27
III-4-4 Estimation du débit moyen nocturne.....	27
III-4-5 Débit de pointe de temps sec.....	27
III-4-6 Estimation des débits des sous bassins.....	28
III-4-7 Système de collecte.....	28
III-4-8 Les installations envisagées.....	29
III-4-8-1 Les collecteurs projetés.....	30
III-5 Calculs hydrauliques du collecteur.....	31

## CHAPITRE IV : CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGE ANNEXES

1- Les déversoirs d'orage.....	33
IV-1 Introduction.....	33
IV-2 Notion hydraulique.....	33
IV-2-2 Dimensionnement du déversoir.....	34
IV-2-2-1 Hauteur de la lame déversant.....	34
IV-2-2-2 Longueur du seuil du déversoir.....	34
IV-2-2-3 Calcul des caractéristiques du déversoir d'orage n°1.....	34
2- La station de refoulement.....	36
IV-3 Introduction.....	36
IV-3 Dimensionnement de la station de pompage 01.....	36
IV-3-1 Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt.....	36
IV-3-2 Pertes de charge singulières.....	36
A - Perte de charge due à la conicité.....	37
B - Evaluation des pertes de charge pour la première conduite en charges.....	38
IV-3-3 Choix du type de pompe.....	39
IV-4 Dimensionnement de la station de pompage 02.....	40
IV-4-1 Evaluation des pertes de charge pour la deuxième conduite en charge.....	40
IV-4-2 Choix du type de pompe.....	41
IV-5 Dimensionnement de la bache de reprise.....	42
IV-5-1 Principe de calcul.....	42
IV-5-2 Dimensionnement de la première bache.....	43
IV-5-3 Dimensionnement de la deuxième bache.....	43

## CHAPITRE V : CONCEPTION ET CALCUL DE LA STATION D'EPURATION

V-1 Introduction.....	45
V-2 Estimation de la composition des eaux usées.....	45
V-3 La qualité des eaux usées a traité.....	46
V-4 Méthode de traitement des eaux usées.....	47
V-5 Les prétraitements.....	49
V-5-1 Généralités.....	49
V-5-2 Choix des prétraitements.....	49
V-5-3 Le dégrillage.....	49
V-5-3-1 Dimensionnement de l'appareil.....	50
A - Mise en œuvre des dégrillages.....	50
B - Procédure de calcul.....	50
V-5-3-2 Estimation des rejets journaliers du dégrillage.....	51
V-5-4 Le dessablage.....	52
V-5-4-1 Généralités.....	52
V-5-4-2 Dimensionnement du dessableur.....	53
V-5-4-3 Estimation de la quantité d'air nécessaire.....	54
V-5-4-4 Evaluation de la quantité de sable rejetée.....	54
V-5-5 Le dégraissage.....	55
V-6 Traitement primaire.....	55
V-6-1 Généralités.....	55
V-6-2 Choix de type de décanteur.....	55
A - Décanteurs statiques sans raclage.....	55
B - Décanteurs statiques à raclage mécaniques des boues.....	55
V-6-3 Fonctionnement de décanteur.....	56
V-6-4 Dimensionnement du décanteur.....	56
V-6-4-1 Principe de calcul.....	56
A - La procédure de calcul est la suivante.....	56
B - Rendement du décanteur.....	57
V-7 Traitement secondaire.....	57
V-7-1 Introduction.....	57
V-7-2 Bassin d'aération.....	58
V-7-2-1 Transfert d'oxygène.....	58
V-7-2-2 Différents équipements d'aération.....	58
A - Diffuseur.....	58
B - Aération de surface.....	58
C - Aération turbines.....	58
V-7-2-3 Choix d'aérateur.....	58
V-7-2-4 Caractéristiques dimensionnelles.....	59
V-7-2-5 Dimensionnement.....	59
A - Volume du bassin.....	59
B - Calcul du temps de séjour.....	60

C - Détermination de la concentration en matière volatiles en suspension(MVS).....	60
D - Dimensionnement du bassin d'aération.....	60
V-7-2-6 Besoins en oxygène.....	61
A - Consommation théorique.....	61
B - Consommation de pointe.....	61
C - Puissance de l'aérateur.....	62
D - Production des boues en excès.....	62
V-8 Age des boues.....	63
V-8-1 Etude de la recirculation des boues.....	63
V-9 Décantation secondaire.....	65
V-9-1 Dimensionnement du clarificateur.....	65
V-9-1-1 Calcule de la surface utile.....	65
V-9-1-2 Calcul de la hauteur périphérique du clarificateur.....	65
V-9-1-3 Calcul des diamètres des éléments du clarificateur.....	65
V-10 Traitement tertiaire.....	67
V-10-1 Généralités.....	67
V-10-2 Choix de type de désinfectants.....	67
V-10-3 Dimensionnement du stérilisateur.....	67
A - Volume du bassin.....	67
B - La surface horizontale.....	67
C - La largeur du bassin.....	67
V-10-4 Quantité de chlore nécessaire.....	67
Conclusion.....	68
CONCLUSION GENERALE.....	69
Références bibliographique.....	71
Annexe II-1.....	72
Annexe III-1.....	73
Annexe III-2.....	74
Annexe III-3.....	75
Annexe IV-1.....	76

## LISTE DES DIFFERENTS PARAMETRES UTILISES

% : pourcent  
 $\Delta H$  : Calcul des pertes de charge m  
a : espacement entre les barreaux (mm)  
A : superficie de l'aire considérée [ha]  
ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.  
BV : Bassin Versant.  
C : coefficient de ruissellement  
C° : degré Celsius  
cm<sup>3</sup>/g : centimètre cube par gramme  
C<sub>p</sub> : coefficient de pointe  
d : diamètre (m)  
DBO<sub>5</sub> : demande biologique en oxygène  
DBO5 : Demande biologique en oxygène  
DCO : Demande chimique en oxygène  
DCO : Demande chimique en oxygène  
DHW : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.  
D<sub>r</sub> : diamètre de refoulement  
E : Est  
e : épaisseur des barreaux (mm)  
F° : degré français  
g : accélération de la pesanteur m/s<sup>2</sup>  
g/hab.j : gramme par habitant par jour  
g/l : gramme par litre  
h : heure  
H<sub>0</sub> : hauteur de la chute m  
ha : hectare  
hab : habitant  
hab/Km<sup>2</sup> : habitant par kilomètre carrée  
H<sub>dev</sub> : hauteur du seuil du déversoir (m)  
H<sub>g</sub> : hauteur géométrique  
Hm<sup>3</sup> : hectomètre cube  
Hm<sup>3</sup>/an : hectomètre cube par an  
H<sub>max</sub> : altitude maximale(m)  
H<sub>min</sub> : altitude minimale(m)  
Hmt : La hauteur manométrique totale m  
I : pente moyenne du sous bassin [m/m]  
J : pertes de charge.  
j<sub>div</sub> : perte de charge conicité  
Kg/j : Kilogramme par jour  
Km : Kilomètre  
Km<sup>2</sup> : Kilomètre carrée  
L : longueur de rectangle équivalent (km)

l : largeur minimale du dessableur m  
L/an.hab : Litre par an par habitant  
l/j/hab : litre par jour par habitant  
l/s : litre par seconde  
L<sub>0</sub> : La longueur mouillée  
L<sub>d</sub> : longueur du divergent  
L<sub>1</sub> : La largeur unitaire m

m : mètre  
m : coefficient expérimentale  
m/s : mètre par seconde  
m<sup>2</sup> : mètre carré  
m<sup>2</sup>/s : mètre carré par seconde  
m<sup>3</sup>/h : mètre cube par heure  
m<sup>3</sup>/j : mètre cube par jour  
m<sup>3</sup>/s : mètre cube par seconde  
MES : Matière en suspension SR : Station de relevage  
MES : matières en suspension  
mg/l : milligramme par litre  
mg/ml : milligramme par millilitre  
mgO<sub>2</sub>/l : milligramme d'oxygène dissous par litre  
ml : mètre lainière  
mm : millimètre  
mm/an : millimètre par an  
N : Nord  
N : nombre de pompe identiques  
N° : Numéro  
Nc : Population de calcul, hab.  
Ø : Diamètre mm  
O : Fraction occupée par les barreaux  
ONEDD : Observatoire National de l'Environnement et du Développement Durable.  
P: périmètre [m]  
Pa : La puissance absorbée kw  
P<sub>n</sub> : population future [hab]  
P<sub>o</sub> : population actuel [hab]  
Q<sub>ij</sub> : Débit moyen journalier des eaux usées (m<sup>3</sup>/j)  
Q : débit en (m<sup>3</sup>/s)  
Q<sub>D</sub> : débits diurne (m<sup>3</sup>/h)  
Q<sub>dev</sub> : débit diverse (m<sup>3</sup>/s)  
Q<sub>m</sub> : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)  
Q<sub>max</sub> : débits de pointe (m<sup>3</sup>/s)  
Q<sub>N</sub> : débit moyen nocturne (m<sup>3</sup>/h)  
Q<sub>p</sub> : débit de pointe d'eau pluviale (m<sup>3</sup>/s)  
Q<sub>pp</sub> : débit d'une pompe ou d'un groupe de pompe (m<sup>3</sup>/s).

$Q_{su}$  : quantité de sable unitaire ( $m^3/s$ )  
 $Q_t$  : débit total prévu dans le collecteur amont ou débit de pointe par temps pluie  
 $Q_{tr}$  : débit transit vers la station d'épuration  
 $Q_{ts}$  : débit de pointe de temps sec ( $l/s$ )  
 $R$  : ruissellement mm  
 $R_e$  = nombre de REYNOLDS  
 $S$  : Sud  
 $S$ : superficie [ $km^2$ ]  
 $S_h$  : surface horizontale du bassin ( $m^2$ )  
 $S_I$  : La surface unitaire  $m^2$   
 $S_T$  : Section transversale du chenal  $m^2$   
STEP : Station d'épuration  
 $S_u$  : La section utile  $m^2$   
 $t$  : durée d'un cycle  
 $T$  : taux d'accroissement annuel de la population  
 $t_c$ : temps de concentration(h).  
 $T_{moy}$  : température moyenne  $^{\circ}c$   
TSP : Tronçon sous pression  
UNT : Unité de Turbidité Néphélométrique  
 $V$  : vitesse du liquide dans la conduite ( $m/s$ )  
 $V_0$  : volume résiduel au fond de la bache nécessaire a l'amorçage des pompes  $m^3$   
 $v_e$  : vitesse d'écoulement dans le bassin  $m/s$   
 $v_{max}$  : vitesse d'écoulement maximale ( $m/s$ )  
 $V_{max}$ : volume maximale de résidus retenus ( $m^3/j$ )  
 $V_{min}$ : volume minimale des résidus retenus ( $m^3/j$ )  
 $v_{sc}$  : vitesse de sédimentation ( $m/s$ )  
 $V_U$  : volume utile de la bache  
 $W$  : Ouest  
 $\beta$  : coefficient de forme du barreaux :  
 $\gamma$ : La viscosité cinétique du liquide  
 $\eta$  : Le rendement globale %  
 $\lambda$ : Coefficient des pertes de charge.  
 $\xi_{div}$  : Coefficient de pertes de charge dans le divergent

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I-1</b> : Situation géographique d'Oum Toub willaya de Skikda.....	2
<b>Figure I-2</b> : Carte topographique de la région d'Oum toub.....	3
<b>Figure I-3</b> : Carte du réseau hydrographique de l'Oued Fessa (Guénitra).....	4
<b>Figure I-4</b> : Photos des différentes zones de barrage Guenitra 2014.....	5
<b>Figure I-5</b> : Carte satellitaire (google earth, 2014) montrant le barrage du Guénitra et les différents oueds qui alimentent.....	7
<b>Figure II-1</b> : Évolution de la température dans le barrage Guenitra (Station d'Oum Toub).....	10
<b>Figure II-2</b> : Évolution du pH dans le barrage Guenitra. (Oum-Toub 2014).....	11
<b>Figure II-3</b> : Evolution de la conductivité dans le barrage Guenitra(station d'Oum Toub 2014).....	12
<b>Figure II-4</b> : Evolution du Résidus secs dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2014).....	12
<b>Figure II-5</b> : Evolution du Calcium dans le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014).....	13
<b>Figure II-6</b> : Evolution du Magnésium dans le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014).....	14
<b>Figure II-7</b> : Evolution du Sodium dans le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014).....	14
<b>Figure II-8</b> : Evolution du Potassium sur le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014).....	15
<b>Figure II-9</b> : Evolution du Chlorure dans le barrage de Guenitra. (Station d'Oum Toub 2014).....	16
<b>Figure II-10</b> : Evolution du Sulfate dans le barrage de Guenitra. (Station d'Oum Toub 2014).....	16
<b>Figure II-11</b> : Evolution des Bicarbonate dans le barrage de Guenitra. (Station d'Oum Toub 2014).....	17
<b>Figure II-12</b> : Evolution de l'oxygène dissous dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2013).....	18
<b>Figure II-13</b> : Evolution du DCO dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2014).....	19
<b>Figure II-14</b> : Evolution de la DBO5 dans le barrage de Guenitra. (Oum-Toub 2014).....	20
<b>Figure II-15</b> : Evolution des nitrates dans le barrage de Guenitra. Station d'Oum Toub 2014.....	21
<b>Figure II-16</b> : Evolution des nitrites dans le barrage de Guenitra. (Oum-Toub 2014).....	21
<b>Figure II-17</b> : Evolution de l'ammonium dans le barrage de Guenitra. (Oum-Toub 2014).....	22
<b>Figure II-18</b> : Evolution du phosphore dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2014).....	22
<b>Figure III-1</b> : Schéma montrant le system de collecte des eaux pluviale et usées de la ville d'Oum Tob.....	29
<b>Figure IV-1</b> : Schéma d'un déversoir d'orage.....	33

<b>Figure IV-2</b> : Principe de refoulement des eaux usées .....	39
<b>Figure IV-3</b> : Principe de refoulement des eaux usées .....	41
<b>Figure V-1</b> : Les différentes étapes à suivis sont montrées dans le schéma technologique.....	48
<b>Figure V-2</b> : Schéma de principe de dessablement.....	53

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I-1</b> : Capacités de barrage Guenitra fonctionnels de la région d'Oum Toub.....	6
<b>Tableau I-2</b> : Pourcentage de l'apport en eau de chaque oued.....	7
<b>Tableau II-1</b> : Classe de la qualité des eaux d'après les paramètres physiques.....	10
<b>Tableau II-2</b> : classe de la qualité des eaux les éléments chimique majeurs.....	13
<b>Tableau II-3</b> : Classe de la qualité des eaux d'après les éléments indicateurs de la pollution...	18
<b>Tableau III-1</b> : Accroissement du nombre d'habitants aux horizons différents (2015, 2020, 2025, 2030, 2035,2040).....	26
<b>Tableau III-2</b> : Accroissement des volumes des eaux usées domestiques.....	26
<b>Tableau III-3</b> : Calcul des débits de rejets.....	27
<b>Tableau III-4</b> : L'apport du débit pour chaque sous bassin à l'horizon 2040.....	28
<b>Tableau III-5</b> : Estimation des débits de calcul de chaque sous bassin.....	28
<b>Tableau III-6</b> : Dimensionnement des collecteurs projetés.....	31
<b>Tableau III-7</b> : Dimensionnement des collecteurs projetés.....	32
<b>Tableau IV-1</b> : Résultats de calcul des déversoirs d'orages.....	35
<b>Tableau IV-2</b> : Valeur de $K_d$ en fonction de l'angle $\alpha$ .....	37
<b>Tableau IV-3</b> : Pertes de charge linéaire et singulière dans la première conduite en charge...	38
<b>Tableau IV-4</b> : Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement.....	39
<b>Tableau IV-5</b> : Pertes de charge dans la deuxième conduite en charge.....	40
<b>Tableau IV-6</b> : Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement.....	41
<b>Tableau IV-7</b> : Les dimensions de la première bache de reprise.....	43
<b>Tableau IV-8</b> : Les dimensions de la deuxième bache de reprise.....	43
<b>Tableau V-1</b> : La charge moyennée des pollutions selon les normes algériennes.....	45
<b>Tableau V-2</b> : Résultats de calcule des charge polluantes.....	46
<b>Tableau V-3</b> : Normes de degré des eaux usées épurées.....	46
<b>Tableau V-4</b> : Caractéristiques de la grille courbe.....	50
<b>Tableau V-5</b> : Résultats de calcule de dimensionnement du dégrilleur.....	52
<b>Tableau V-6</b> : Résultats de calcul de dimensionnement du déssableur.....	54
<b>Tableau V-7</b> : Résultats de calcul du décanteur primaire.....	57

<b>Tableau V-8</b> : Bilan de la décantation primaire.....	57
<b>Tableau V-9</b> : Caractéristiques des traitements par boues activées.....	59
<b>Tableau V-10</b> : Volume de bassin.....	59
<b>Tableau V-11</b> : Résultats de calcul des temps de séjour.....	60
<b>Tableau V-12</b> : Dimensionnement du bassin d'aération.....	60
<b>Tableau VI-13</b> : $a'$ et $b'$ en fonction du domaine de charge.....	61
<b>Tableau V-14</b> : Besoins journalier en oxygène.....	61
<b>Tableau V-15</b> : Capacité d'oxygène nécessaire en consommation de pointe.....	62
<b>Tableau V-16</b> : $a_m$ et $b$ en fonction des domaines de charge.....	63
<b>Tableau V-17</b> : Bilan des boues.....	63
<b>Tableau V-18</b> : Âge des boues.....	63
<b>Tableau V-19</b> : Valeur de $I_m$ en fonction de $C_m$ .....	64
<b>Tableau V-20</b> : Calcul de la recirculation des boues.....	64
<b>Tableau V-21</b> : Résultats de calcul du clarificateur.....	66
<b>Tableau V-22</b> : Calcul de stérilisateur.....	68

## **INTRODUCTION GENERALE :**

La pollution de l'environnement constitue depuis les années 60 une préoccupation majeure de nos sociétés modernes. La conférence des Nation Unies sur l'environnement de Stockholm en juin 1972 a été l'événement qui a fait de l'environnement une question très importante au niveau international, reconnaissant la protection de l'environnement et la gestion efficace des ressources naturelles comme des questions majeures.

L'eau douce est une ressource naturelle rare car seulement 16% de l'eau sur terre est sous forme d'eau douce, dont 98% est à l'état solide (glaciers des pôles) et 2% à l'état liquide ou gazeux.

L'eau est de plus en plus polluée ; selon l'O.M.S, trois à quatre millions de personnes meurent chaque année dans les pays pauvres de maladies liées à la mauvaise qualité de l'eau. De plus 20% des espèces aquatiques ont disparu ces dernières années ou sont en voie de disparition.

Les polluants engendrés par l'activité humaine qui ont un fort impact toxicologique même quand ils sont rejetés en quantités très faibles, car les petites quantités sont souvent compensées par bioaccumulation et concentration dans un faible volume.

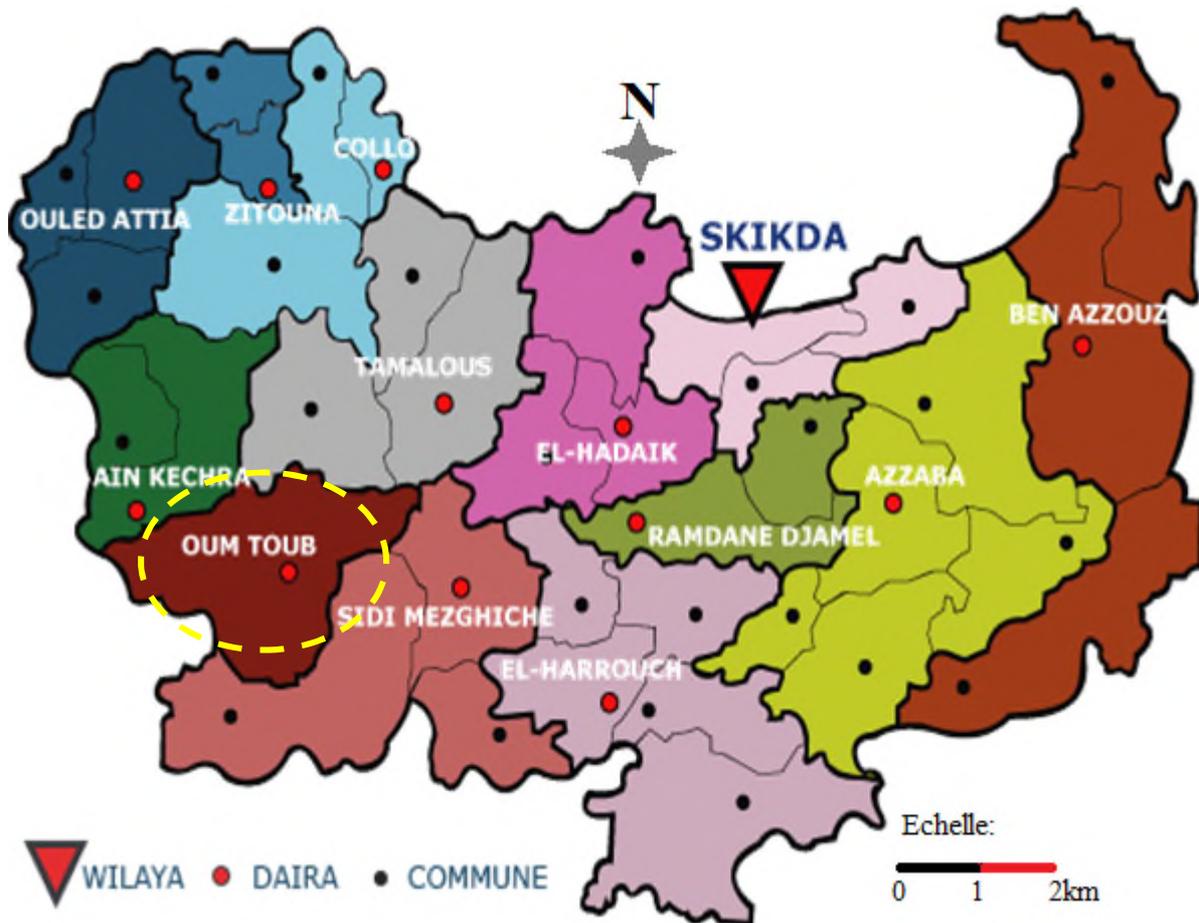
Dans les écosystèmes aquatiques naturels, les matières polluantes se trouvent à de faibles ou fortes concentrations, généralement de l'ordre du nano gramme ou des milligrammes par litre. Ces derniers temps, la concentration des matières contaminants est supérieure à celles des charges naturelles. En Algérie la contamination des réserves naturelles en eau par les eaux usées est devenue un problème de plus en plus préoccupant, et les barrages étant des retenues naturelles, sont devenus de jour en jour des décharges pour les eaux des rejets urbains et industrielles. Cette situation alarmante nous a obligés d'étudier un système de protection du barrage de Guenitra contre les eaux usées qui s'y déversent.

Notre travail porte sur l'étude de la collecte et le système épuratoire de ces eaux usées, surtout que le barrage de Guenitra est destiné à l'AEP, irrigation et l'industrie.

Notre travail est divisé en cinq grandes parties :

- Une première partie qui est considérée comme généralité sur la zone d'étude.
- Deuxième partie qui étudie la qualité des eaux du barrage GUENITRA.
- Troisième partie consiste à dimensionner les collecteurs des rejets.
- Quatrième partie pour la conception et calcul des ouvrages annexes.
- Cinquième partie pour la conception et calcul de la station d'épuration.

### I-1 Situation géographique :



*Figure I-1: Situation géographique d'Oum Toub wilaya de Skikda*

La plaine d'Oum-Toub se situe dans le sous bassin versant d'Oued Fessa qui appartient au bassin versant de Guebli. Ce dernier est l'un des bassins côtiers constantinois qui se situent sur le flanc Nord Est de l'Algérie. Il s'étend sur une superficie de 202 km<sup>2</sup>. Il est limité au Nord et à l'Est par le sous bassin Tamalous. Et au Sud et à l'Ouest par les monts de Constantine.

Administrativement, la commune d'Oum Toub est située à environ soixante km au Sud-ouest du chef lieu de la wilaya de Skikda. Elle est limitée par les communes suivantes :

à l'Est : par Sidi Mezghiche ;

au Sud : par Béni Ouelbane ;

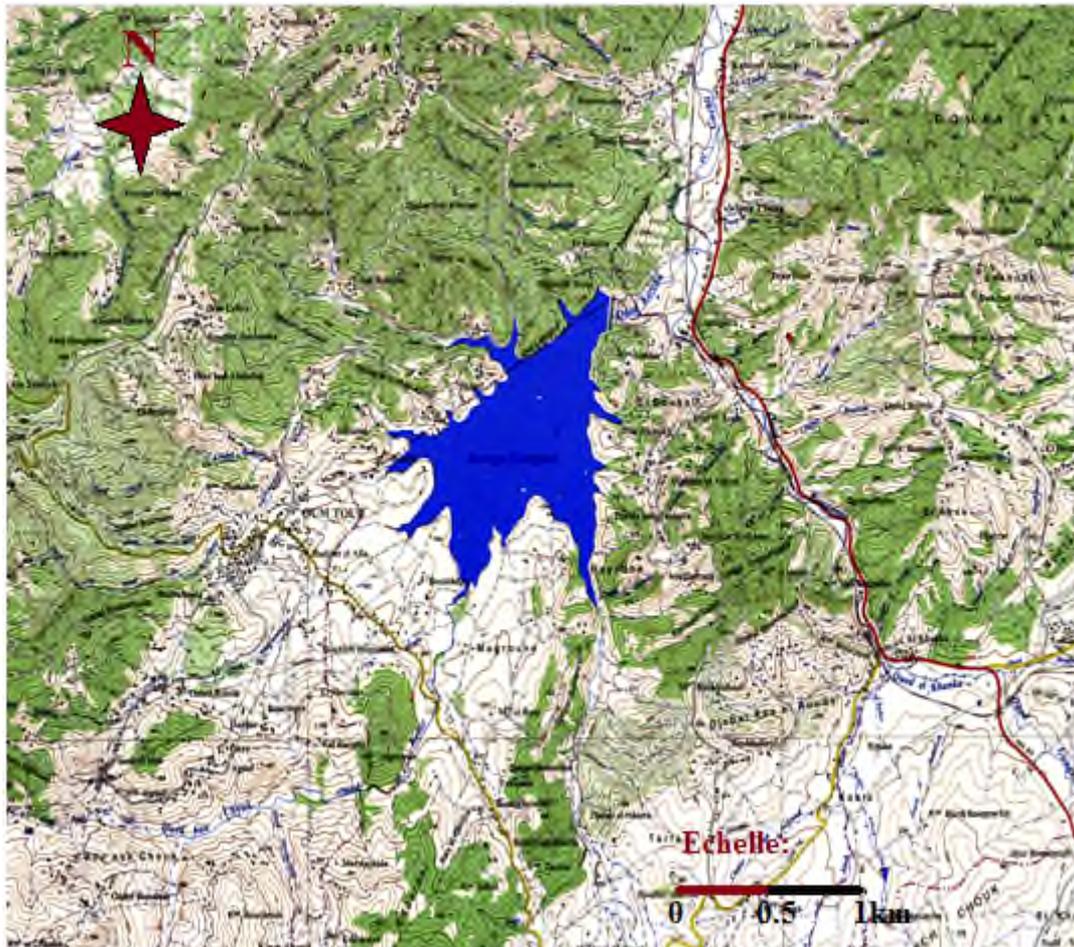
au Nord : par Tamalous, Bin El-Ouidane ;

et à l'Ouest par Ain Kechera et les wilayas de Jijel et Mila. (Figure I-1).

La Zone d'étude est située entre les latitudes 4°69' et 4°77' Est et les longitudes 40°73' 40°77'

## I-2 Géomorphologie :

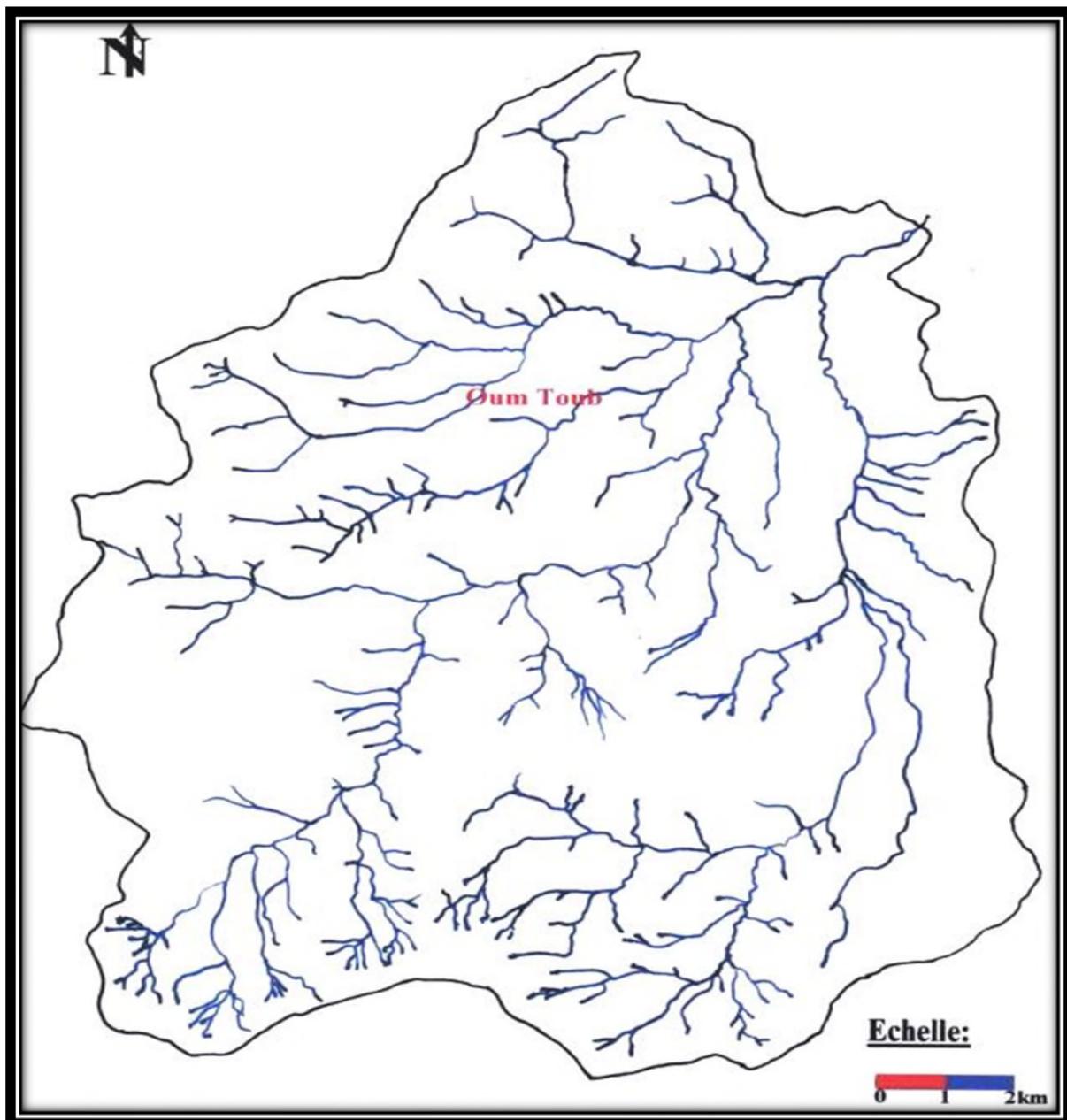
La morphologie de la région est caractérisée par une plaine au centre entourée par une série de monts coupés par des Oueds. Les altitudes varient entre 135m au niveau de l'exutoire et 852m à dj. Dar debegh.



*Figure I-2 : Carte topographique de la région d'Oum toub*

### I-3 Réseaux hydrographique :

La carte du réseau hydrographique ci-dessous montre que la région est caractérisée par le bassin versant d'Oued Fessa (Guenitra) qui reçoit une lame d'eau de l'ordre de 729.25 mm. Il existe de nombreux affluents semi-permanents et temporaires tels que l'Oued Boulakhrachof, Oued Bouchouk, Oued Mellouh, Oued Souk, etc..., qui apportent des débits importants pendant les périodes pluvieuses (hiver).



*Figure I-3 : Carte du réseau hydrographique de l'Oued Fessa (Guénitra)*

Les eaux de surface sont de plus en plus mobilisées par la construction des barrages aussi bien pour l'irrigation que pour l'alimentation en eau potable .Dans la région d'Oum Toub le barrage de Guénitra est destinées surtout à l'alimentation en eau potable (AEP).

Le barrage de Guénitra est construit sur le lit de l'oued Fessa, dont le bassin versant est d'une superficie de 202 km<sup>2</sup>.



*Figure I-4 : Photos des différentes zones de barrage Guénitra 2014*

*Tableau I-1: Capacités de barrage Guenitra opérationnelle de la région d'Oum Toub*

Barrages	Capacité estimée $10^6 \text{ m}^3$	Volume régularisé $10^6 \text{ m}^3 \text{ an}^{-1}$	Destination
Guénitra	124	48	AEP, irrigation, industrie

### I-3-1 Objectifs du barrage Guenitra :

Le barrage de Guenitra "El Baraka" est situé dans la Wilaya de Skikda à une soixante de kilomètres au sud du Chef lieu de la Wilaya. Ce barrage a un double objectif :

Il assure l'alimentation en eau potable de la ville de Skikda ( $37000\text{m}^3$ ), des agglomérations environnantes et de la zone industrielle ( $16000\text{m}^3$ ), de même, il est destiné à assurer l'irrigation des périmètres d'Emdjez-Edechich et la vallée du Saf-Saf d'une superficie de 5650 hectares.

### I.3.2 Caractéristiques du barrage Guenitra :

- Les travaux ont été entamés en juillet 1978 et terminés fin 1984.
- Le barrage de Guenitra est construit à un point de cote 110 m.
- La digue est en terre et son noyau central en argile, la hauteur du dessus du lit est de 58m, la largeur à la base de 350m et la longueur de 480m.
- La capacité brute de retenue est de  $125 \text{ hm}^3$  d'eau.
- La capacité utile de retenue est de  $115,5 \text{ hm}^3$  d'eau.
- Le volume annuel régularisable est de  $48 \text{ hm}^3$ .
- La cote de retenue normale 164 m.
- La cote de retenue minimal 133 m.
- La cote de retenue maximale : 167,70 m.
- Les cotes de prises d'eau : 134,15 m, 144,6 m, 154,5 m.
- Superficie du bassin versant :  $202 \text{ km}^2$ .
- Altitude du bassin : 1364 m à 110 m

### I-3-3 Les différents oueds qui alimentent le barrage de Guenitra

Les différents oueds qui alimentent le barrage de Guenitra sont :

- Oued fessa (kebir)
- Oued Charfa
- Oued Magramen
- Oued Malouh
- Oued Es-souk (Sedjam, sidi kamber) : parcourant la zone minière de sidi kamber et dont la pente est plus élevée.



*Figure I-5: Carte satellitaire (google earth, 2014) montrant le barrage du Guénitra et les différents oueds qui alimentent.*

Le volume total de l'apport moyen de l'ensemble des oueds au barrage est estimé à 55hm<sup>3</sup> par an. Le tableau suivant donne le pourcentage estimé de l'apport en eau de chaque oued dans l'apport totale au barrage de Guenitra (cette estimation est calculée sur la base des superficies de chaque sous bassin).

*Tableau I-2 : Pourcentage de l'apport en eau de chaque oued*

Sous bassin	Superficie (km <sup>2</sup> )	Apport (%)
Oued Fessa	76,94	38,1
Oued Charfa	70,33	34,8
Oued Magramen	21,95	10,9
Oued Malouh	11,65	5,8
Oued Es-Souk	12,49	6,2
Autres	8,62	4,2

**I-4 Le climat :**

La plaine d'Oum Toub est caractérisée par un climat méditerranéen avec deux périodes :

- Une période froide et pluvieuse en hiver.
- Une période chaude et sèche en été.

La précipitation annuelle est de l'ordre de 729,25 mm.

La température moyenne annuelle est de 17.9C°

**I-5 La végétation :**

Le couvert végétal a une grande importance dans la protection de la terre spécialement quant il est équilibré biologiquement, donc il présente le moyen efficace contre les différentes formes d'érosion principalement dans les zones à pente très forte.

Dans notre région le couvert végétal est représenté par deux formations végétales, notamment les forêts et les maquis qu'elles occupent la quasi-totalité de la région.

**I-6 Habitat et Economie :**

En 1987 le nombre des habitants de la commune compte 9046 habitants ce nombre avait connu une croissance jusqu'à l'année 1998 et faisait 15 136 habitants. Actuellement, ce nombre est passé à 34209 habitants. La population se concentre dans la ville d'Oum Toub et les agglomérations voisines comme : mechtat Agouf, Ouled S' limen, Sidi Kamber et Diar Leftat où les conditions de vie sont favorables.

L'agriculture reste le domaine le plus dominant dans tout le secteur.

**❖ Conclusion :**

La région d'étude appartient aux bassins côtiers constantinois centre et précisément au sous bassin d'Oued fessa l'un des sous bassin du Guebli.

Elle est caractériser par une altitude moyenne et un réseau hydrographique dense, une grande quantité d'eau de surface son climat est de type méditerranéen. La population est concentrée surtout dans le chef lieu.

**II-1 Introduction:**

L'étude chimique de l'eau, permet de déterminer la qualité des eaux de la surface (barrage). Elle nous permet également de sortir avec une explication concernant la qualité des eaux.

L'interprétation des résultats d'analyse chimique a pour but de déterminer les différents faciès chimiques des différentes analyses et d'effectuer des comparaisons spatiotemporelles des différents paramètres de potabilité des eaux du barrage.

Il est évident que l'étude de chimisme des eaux de surface dépend, principalement, de la composition chimique des éléments majeurs ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{HCO}_3^-$ ). Les concentrations de ces éléments naturels sont conditionnées par divers facteurs tels que les paramètres climatiques, l'activité anthropique, les échanges entre aquifères et les eaux de surface.

On observe principalement deux types d'influence:

En agriculture : apports de  $\text{K}^+$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{SO}_4$ ,  $\text{NH}_4^+$  et  $\text{PO}_4$

Éléments indicateur de la pollution urbaine :  $\text{DBO}_5$ ,  $\text{DCO}$ ,  $\text{O}_2$  dissous, ( $\text{NO}_3$ ,  $\text{NO}_2$ ,  $\text{NH}_4$ )

L'étude se base principalement sur les données du l'ANRH (l'Agence National des ressources en eau)

## II-2 Evolution de la teneur des éléments physico-chimique analysés : [4]

### II-2-1 Paramètres physiques :

Le Tableau ci-dessous donne les quatre grandes classes de la qualité des eaux déterminées en fonction des paramètres physiques, (d'après les normes de l'OMS 2002). (Voir annexe II-1)

**Tableau II-1 : Classe de la qualité des eaux d'après les paramètres physiques.**

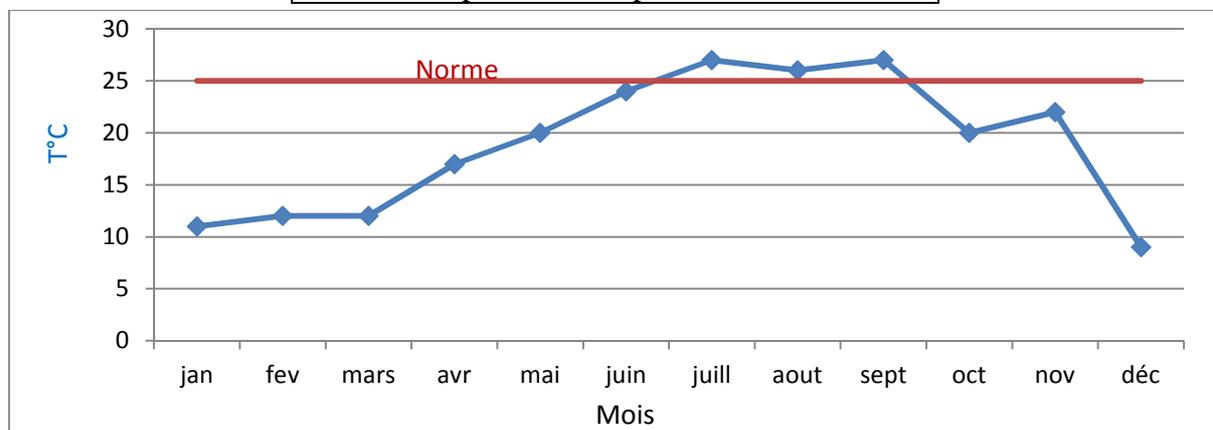
Classe de Qualité	Unité	Excellente	Bonne	Passable	Mauvaise
T(C°)	C°	15C°	>25C°	30C°	>30C°
pH	-	7.2	7.2-8.3	8.3-9.22	>9.22
C	μ.s/cm	>180 -400	400- 2500	2500-4000	>4000
R.S	mg/l	300-1000	1000-1200	1200-1600	>1600

### II-2-2 La température (T°):

La température est un facteur principal dans le cycle de l'eau, elle influe sur la vitesse de la réaction chimique et joue un rôle primordial dans l'augmentation de l'activité chimique, et surtout bactériologique.

L'eau est déversée directement dans l'Oued puis la température chute progressivement pour atteindre une moyenne de 20 C° au niveau de la cuvette du barrage. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S:  $T < 25\text{ C}^\circ$ .



**Figure II-1: Évolution de la température dans le barrage Guentra (Station d'Oum Toub 2014)**

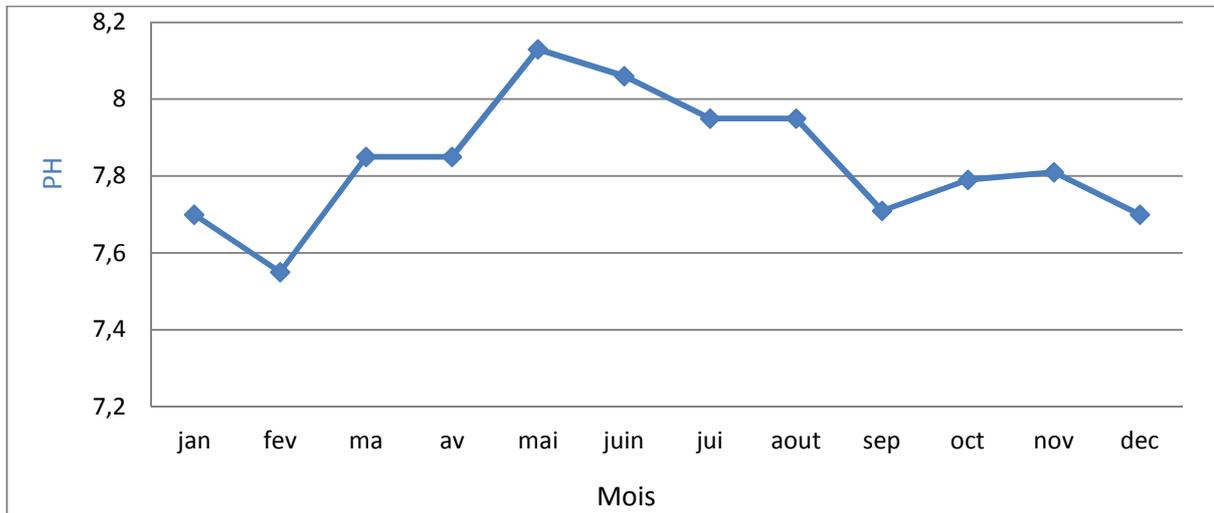
D'après la courbe de la figure II-1 La température des eaux du barrage varie en fonction de la température extérieure (l'air), donc leur variation est saisonnière. Les valeurs les plus élevées sont enregistrées pendant la saison estivale et les plus faibles pendant la saison hivernale.

Comme il est dit précédemment la variation de température de l'eau suit celle de l'air, la valeur minimale enregistrée en décembre est 8 C° et la maximale en juillet et septembre est égal à 27 C°.

### II-2-3 La potentiel d'hydrogéné (PH):

A partir des valeurs du PH mesurés durant les différents mois de l'année 2014. Ces valeurs se trouvent dans l'intervalle de la norme de potabilité mais avec des valeurs variables, le PH mesuré est de l'ordre de 7.6. Il est compris entre 6.5-8. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S (6.5-9.22).



**Figure II-2** : Évolution du pH dans le barrage Guenitra. (Oum-Toub 2014)

L'évolution du PH des eaux du barrage durant la période d'étude (janvier 2013 à décembre 2014) a montré que les eaux sont proches de la neutralité et acceptables pour l'irrigation avec une valeur moyenne de 7,8. Les valeurs extrêmes sont de 7,55 et 8,13 la (figure II-2) est à signaler que les valeurs de PH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et la survie des micro-organismes.

### II-2-4 La conductivité électrique (C) :

Elle est considérée comme étant la propriété que possède l'eau à permettre au courant électrique de passer, celle-ci est fonction, de la température, de la concentration et des espèces ioniques en solution. Les valeurs mesurées ont été corrigées à une température standard de 20° C. La conductivité électrique permet d'évaluer rapidement la minéralisation globale de l'eau, notant qu'un excès peut provoquer des inconvénients (altération gustative) et des maladies rénales. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité admissible d'après l'O.M.S est de 1500  $\mu\text{s}/\text{cm}$ .

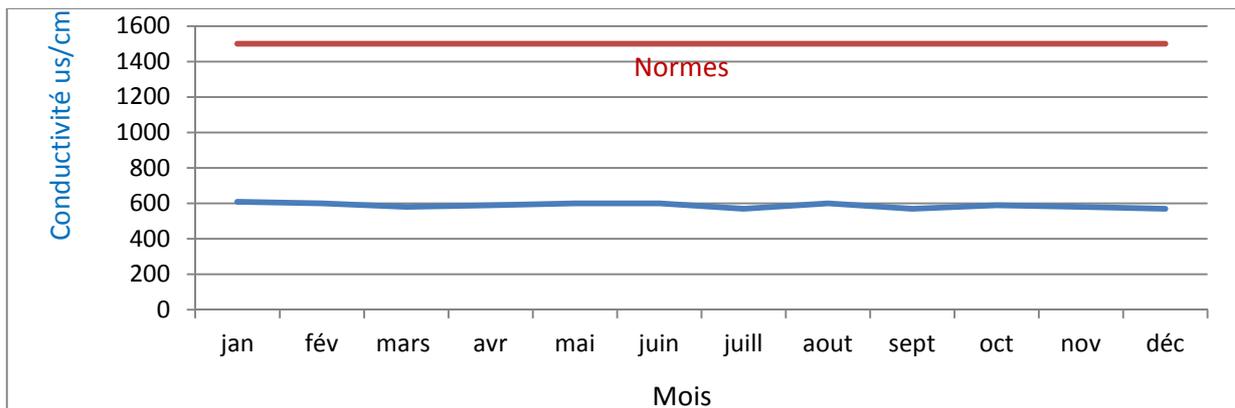


Figure II-3 : Evolution de la conductivité dans le barrage Guentra (station d'Oum Toub 2014)

- Les valeurs mesurées sont comprises entre 570 et 610  $\mu\text{s}/\text{cm}$ , donc inférieures à la norme. On remarque, que les plus fortes valeurs sont enregistrées pendant la période des basses eaux.
- la période de hautes eaux : On observe, que les plus faibles valeurs sont enregistrées en cette période.

**II-2-5 Le Résidu sec (RS) :**

Il est obtenu en évaluant globalement la matière solide contenue dans l'eau par évaporation d'un échantillon. La matière et la masse de ce résidu dépendent de la température d'assèchement puisque, selon leur stabilité et volatilité, certaines substances risquent d'être décomposées et volatilisées. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S (285 mg/l à 180 C°).

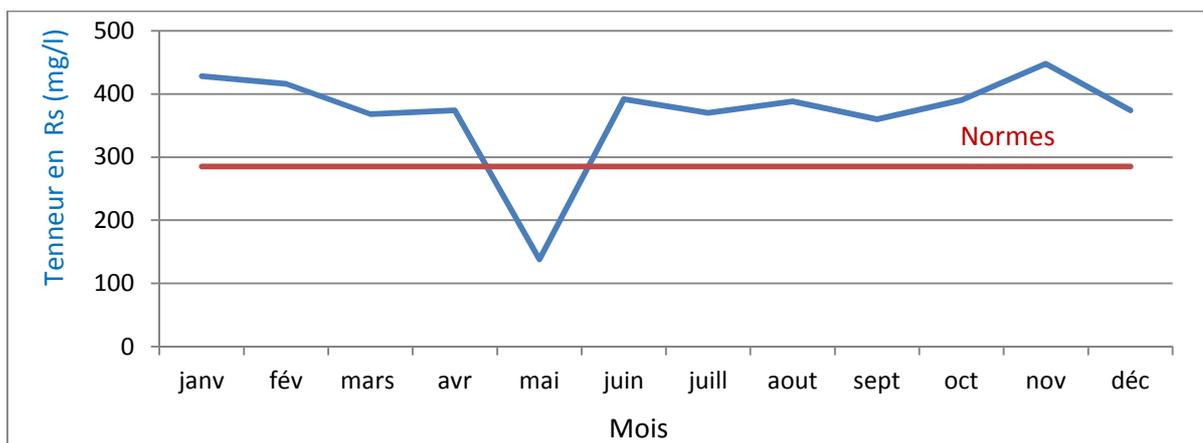


Figure II-4 : Evolution du Résidus secs dans le barrage de Guentra (Oum-Toub 2014)

Les analyses chimiques des eaux du barrage montrent que les valeurs du résidu sec s'échelonnent entre 390 et 550 mg/l. Les moyennes mensuelles du résidu sec sont très rapprochées (450  $\pm$ 60 mg/l).

## II-3 Les éléments chimiques indicateurs de la pollution : [4]

### II-3-1 Les éléments majeurs :

La minéralisation de la plupart des eaux est dominée par huit ions appelés couramment les ions majeurs on distingue les cations : calcium, magnésium, sodium et potassium, et les anions : chlorure, sulfate, et bicarbonate, silice, nitrates et nitrites.

Le Tableau suivant présente les quatre grandes classes de la qualité des eaux déterminées en fonction des éléments chimiques majeurs. (Recommandation de l'O.M.S 2012). (Voir annexe II-1)

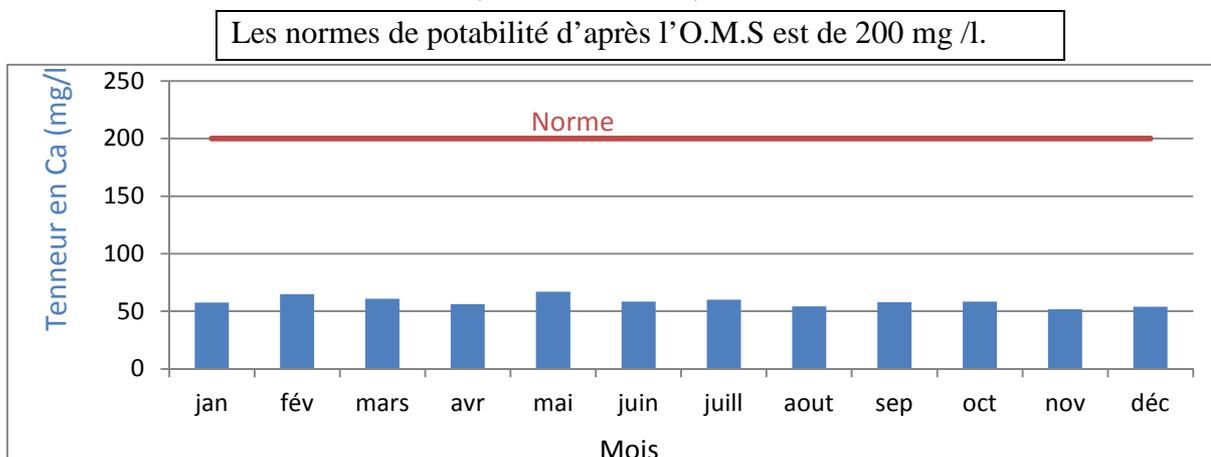
*Tableau II-2 : Classe de la qualité des eaux les éléments chimique majeurs.*

Classe de qualité	Unité	Excellente	Bonne	Passable	Mauvaise
Ca <sup>2+</sup>	mg /l	70-80	<150	200	>200
Mg <sup>2+</sup>	mg /l	20-30	<100	150	>150
Na <sup>++</sup>	mg /l	10-16	<50	100	>100
K <sup>+</sup>	mg /l	1.5-2.5	<50	12	>15
Cl <sup>-</sup>	mg /l	65-75	<200	250	>250
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	mg /l	50-60	<150	250	>250
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg /l	200-300	<500	550	>500

#### II-3-1-1 Les cations :

##### A - Le calcium Ca<sup>2+</sup> :

Le calcium provient soit de la dissolution des formations carbonatées (CaCO<sub>3</sub>), soit à la dissolution des gypses (CaSO<sub>4</sub>) (H<sub>2</sub>O)<sup>2</sup>. Il est aussi prédominant dans les eaux thermo minérales circulant en milieu calcaire. (Voir annexe II-1)



*Figure II-5 : Evolution du Calcium dans le barrage de Guentra (Station d'Oum Toub 2014)*

L'intervalle de variation des teneurs en calcium des eaux du barrage est très limité, il fluctue entre 50 et 67 mg/l. l'origine de ces calciums est l'horizon calcaire d'âge Lutétien trouvé sous la nappe numidienne. Les eaux à fortes teneurs en Ca<sup>2+</sup> sont celles de février et mai (67 et 64,9 mg/l).

**B - Le Magnésium Mg<sup>2+</sup>**

Les origines du magnésium sont comparables à celles du calcium, provient de la dissolution des formations carbonatées à forte teneur en magnésium (la magnésite et la dolomite). (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S est de 150 mg /l.

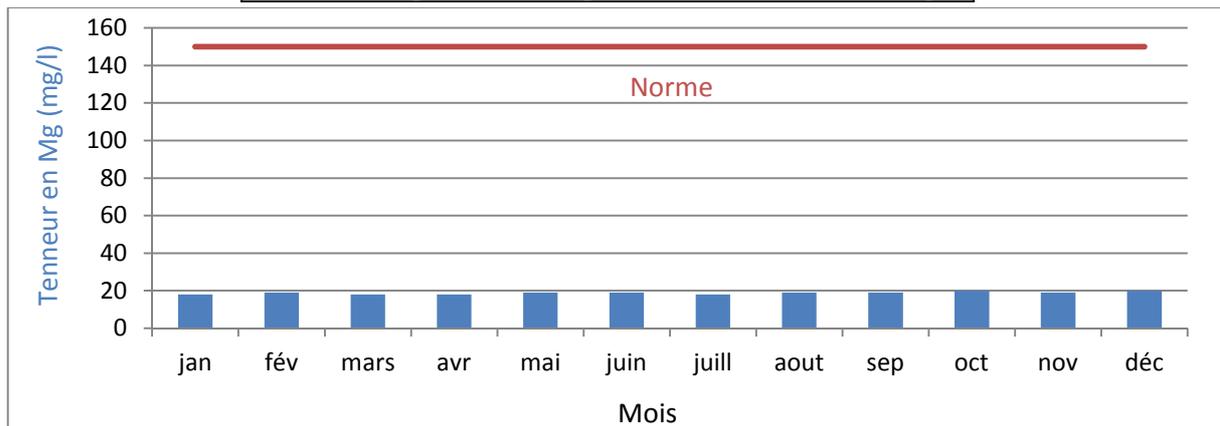


Figure II-6 : Evolution du Magnésium dans le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014)

Le magnésium est l'élément majeur le moins abondant dans les eaux du barrage. Les teneurs en Mg<sup>2+</sup> sont très limitées et inférieures à La norme de potabilité d'après l'O.M.S est de 150 mg /l 150 mg/l, elles varient entre 18et 20 mg/l. dans tout les mois.

**C - Le sodium (Na<sup>+</sup>) :**

Le composé du sodium le plus important est le chlorure de sodium communément appelé sel. Parmi les autres composés, on trouve les carbonates de sodium, bicarbonate de sodium, l'hydroxyde de sodium et provient aussi des argiles. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S est 100 mg /l.

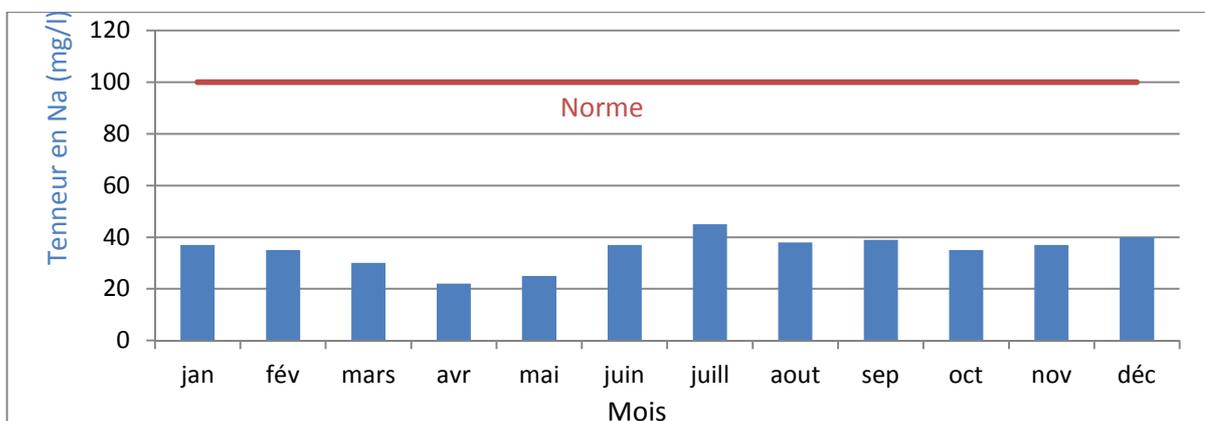


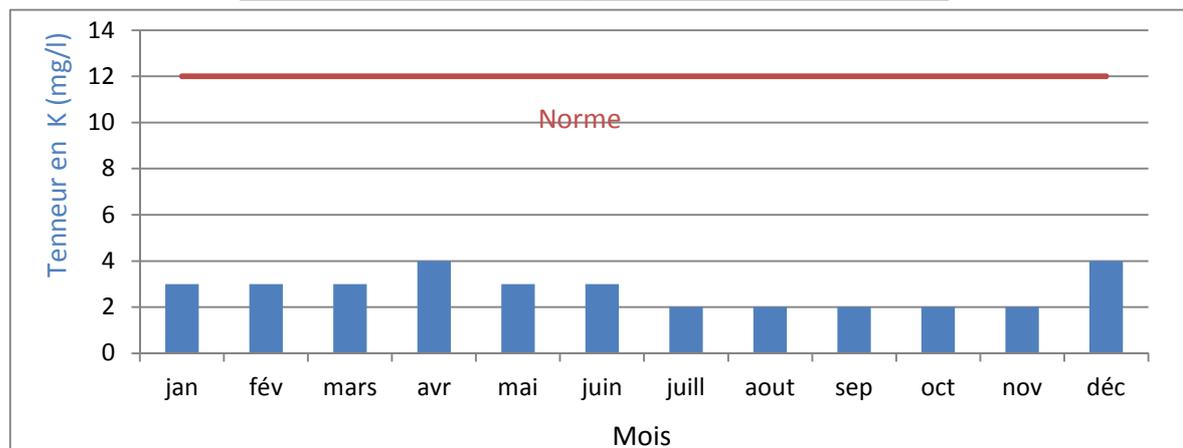
Figure II-7 : Evolution du Sodium dans le barrage de Guenitra (Station d'Oum Toub 2014)

Les teneurs en sodium sont moyennes par rapport La norme de potabilité d'après l'O.M.S est 100 mg /l.les valeurs extrêmes 45 mg/l au mois de juillet et 22 mg/l au mois d'avril

#### **D - Le potassium $K^+$ :**

Métal blanc argenté, alcalin, radioactif, très réactif à l'eau, se trouve dans la nature sous la forme de chlorures doubles dans de nombreux minerais, tels que la carnallite (très minéralisée en contact avec certaines évaporites) et se trouve également dans les centres des végétaux sous forme de carbonate (et provient aussi de la dissolution des engrais chimiques (NPK) qui sont utilisés massivement par les agriculteurs. La présence de cet élément peut être également liée au déversement des eaux usées domestiques dans la plaine. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S est de 12 mg /l.



**Figure II-8 :** Evolution du Potassium sur le barrage de Guentra (Station d'Oum Toub 2014)

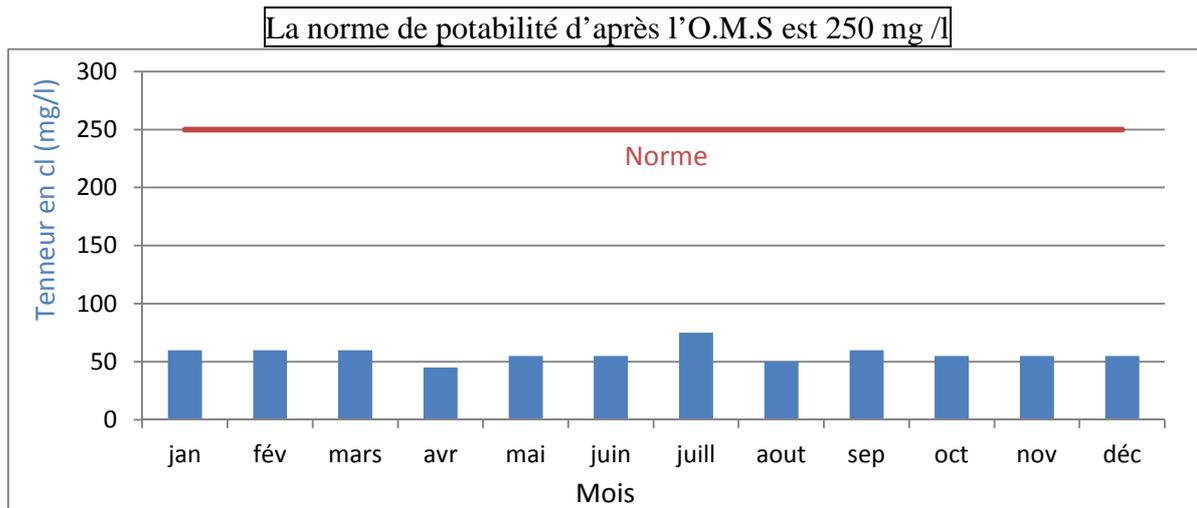
Les teneurs en potassium ( $K^+$ ) sont faibles au cours de l'année la valeur 4 est considérée comme valeur extrême correspondre les mois d'avril et mai la valeur 2 correspondre les mois de basse eaux, les mois de hauts eaux correspondent des valeurs varient entre 3 et 4 mg/l (Figure II-8).

#### **II-3-1-2 Les anions :**

##### **A - Les chlorures (Cl):**

L'origine de cet élément est liée principalement à la dissolution des formations Salifères. Mais les chlorures en concentration plus modeste peuvent avoir une origine magmatique. Ils sont présents dans les eaux minérales des régions à volcanisme récent et aussi dans les eaux très profondes.

Les chlorures proviennent aussi des eaux usées domestiques non contrôlées, et aussi d'une invasion marine. (Voir annexe II-1)



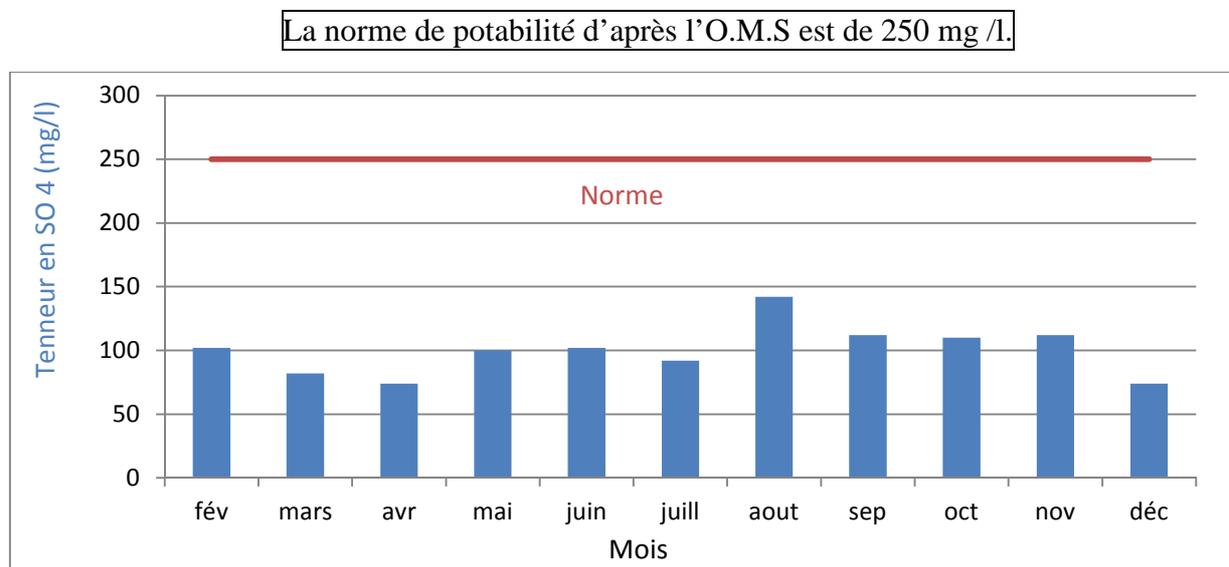
**Figure II-9 :** Evolution du Chlorure dans le barrage de Guenitra. (Station d'Oum Toub 2014)

Les teneurs en chlorure sont faibles, elles varient entre 50 et 60 mg/l (Figure II-9).

L'ion chlorure possède des caractéristiques différentes de celles des autres éléments, il n'est pas adsorbé par les formations géologiques, ne se combine pas facilement avec les éléments chimiques et reste très mobile. Il constitue un bon indicateur de la pollution.

#### **B - Les sulfates ( $SO_4^{2-}$ ) :**

En chimie, c'est le sel de l'acide sulfurique. Sa présence dans l'eau est liée à la dissolution des formations gypsifères. (Voir annexe II-1)



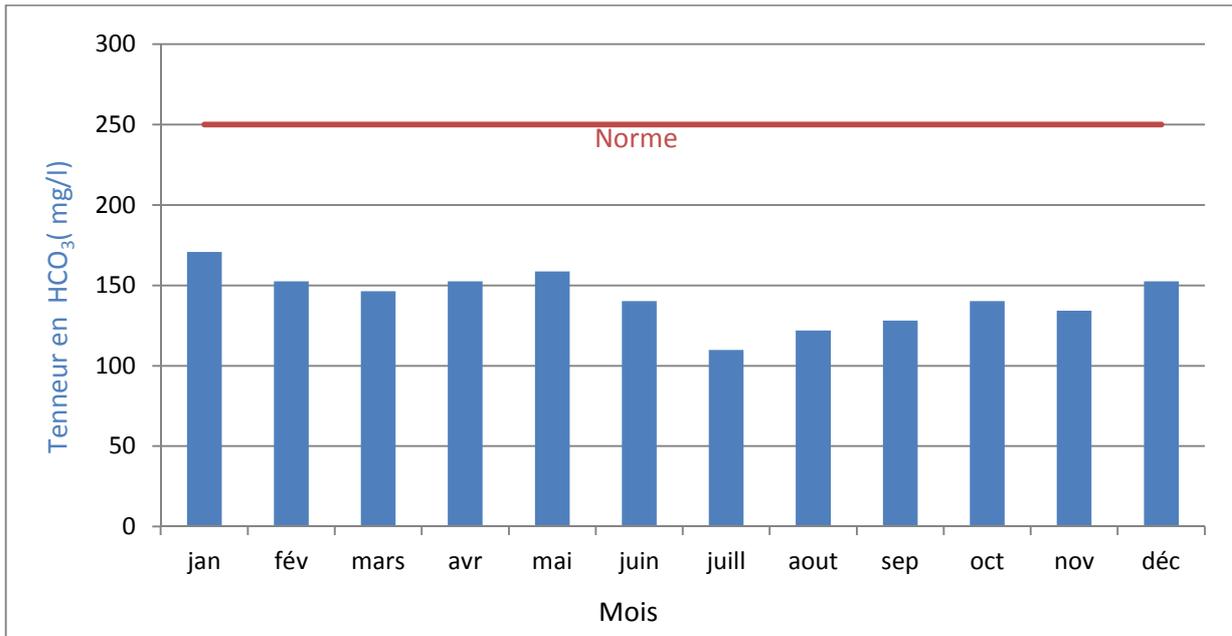
**Figure II-10 :** Evolution du Sulfate dans le barrage de Guenitra. (Station d'Oum Toub 2014)

Le sulfate est l'élément majeur le moins abondant dans les eaux du barrage par rapport autres éléments (anions). Les teneurs en  $SO_4$  sont inférieures à 150 mg/l, elles varient entre 74 et 140 mg/l.

### C - Bicarbonates ( $\text{HCO}_3^-$ ) :

Sel dérivé de l'acide carbonique à teneur réduite en hydrogène et contenant deux fois plus d'acide que le carbonate. La présence des bicarbonates dans l'eau est due à la dissolution des formations carbonatées (cipolin, calcaire, dolomie) minéralisation de la matière organique. (Voir annexe II-1)

La norme de potabilité d'après l'O.M.S est de 250 mg /l.



**Figure II-11 :** Evolution des Bicarbonate dans le barrage de Guentra. (Station d'Oum Toub 2014)

La Figure II-11 montre que l'intervalle de variation des teneurs en bicarbonates des eaux du barrage est acceptable moyennement par rapport la norme de potabilité, il fluctue entre 110 et 170 mg/l. Les fortes teneurs en  $\text{HCO}_3^-$  sont celles de la période des hautes eaux (150 mg/l).

#### II-3-2 Les éléments indicateurs de la pollution urbaine :

Les eaux usées proviennent essentiellement de l'activité (humaine) domestiques de tous les jours. L'analyse la plus fréquente des éléments indicateurs de pollution urbaine comprend les mesures de la DBO<sub>5</sub>, DCO, O<sub>2</sub> dissous, ainsi que les éléments azotés ( $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{NH}_4^+$ ).

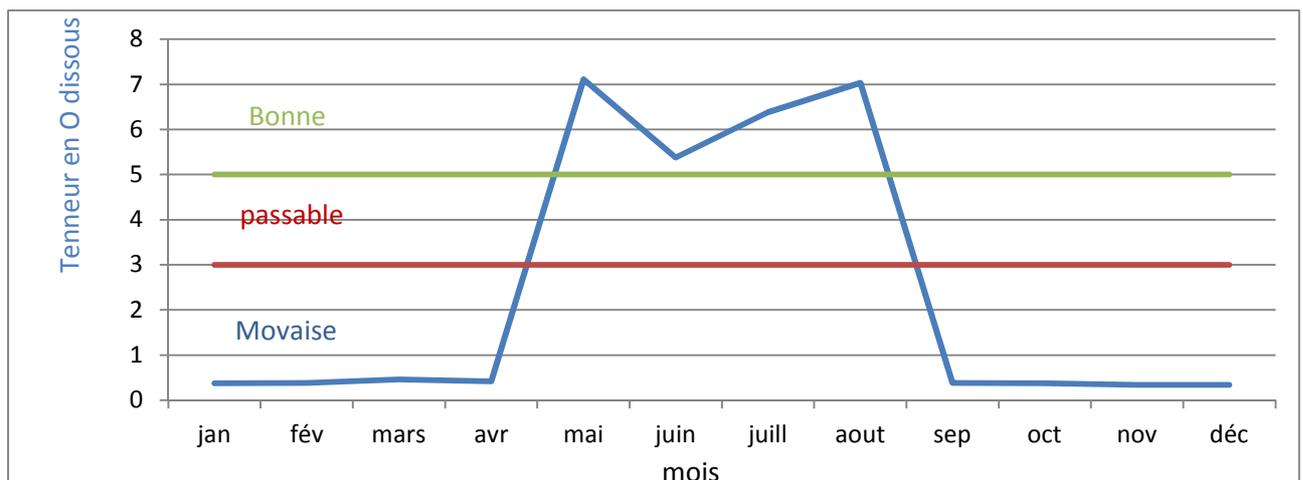
Le Tableau suivant présent les quatre grandes classes de la qualité des eaux en fonction des éléments indicateurs de la pollution, (Recommandation de l’OMS).

**Tableau II-3 : Classe de la qualité des eaux d’après les éléments indicateurs de la pollution.**

Classe de qualité	unité	excellent	bonne	passable	Mauvaise
DBO <sub>5</sub>	mg/l	<3	3-5	5-10	>10
DCO	mg/l	<20	20-25	25-40	>40
O <sub>2</sub> dissous	mg/l	>7	5-7	3-5	<3
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	mg/l	<0.1	0.1-03	0.3-1	>1
NO <sub>3</sub>	mg/l	<5	5-25	25-50	>50
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	<0.1	0.1-5	0.5-4	>4

**II-3-2-1 Oxygène dissous (O<sub>2</sub>):**

La consommation d’oxygène traduit la dégradation naturelle des matières organiques Contenues dans l’eau. (Voir annexe II-1)



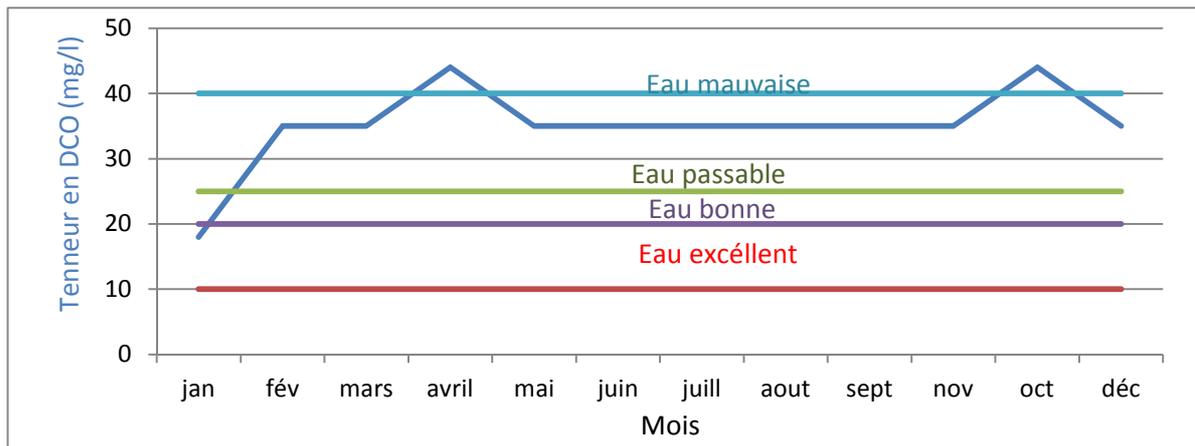
**Figure II-12 : Evolution de l’oxygène dissous dans le barrage de Guentra (Oum-Toub 2014)**

La Figure II-12 montre que pour l’oxygène dissous, on à faire à une qualité bonne ou le maximum en O<sub>2</sub> dissous est plus de 5 mg/l pour les points de prélèvement des bases eaux et une mauvaise qualité pour les mois pluviaux. Les moyennes enregistrée pendant la période des hautes eaux varier entre (0,3 à 1 mg/l) est inférieure à celle des basses eaux (5,3 à7 mg/l), ceci montre l’importance de la dilution par rapport à la concentration pour l’acquisition de cet élément.

### II-3-2-2 La demande chimique en oxygène (DCO) :

La demande chimique en oxygène représente la quantité d'oxygène consommée dans les conditions de l'essai par les matières oxydables contenues dans un litre d'effluents (exprimée par mg/l).

Fondamentalement, la mise au point du test DCO a été motivée par le souci de réaliser une approche de la charge organique totale des eaux. (Voir annexe II-1)



**Figure II-13 :** Evolution du DCO dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2014)

L'évolution de la demande chimique en oxygène (DCO) montre qu'on a quatre classes de qualité.

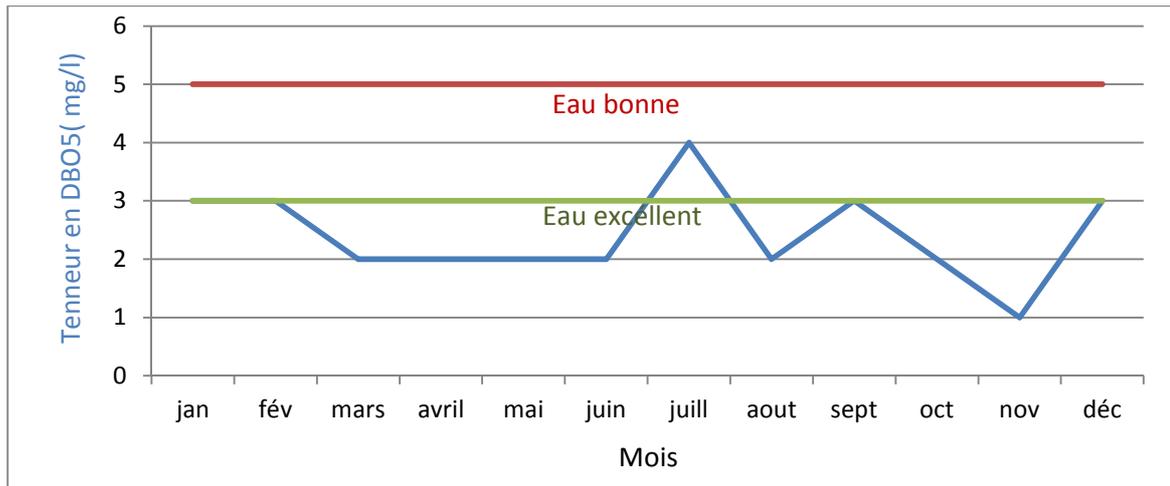
- Les mois correspondant aux teneurs maximales pour la DCO, représentent des eaux mauvaises à pollution excessive.
- Les mois de janvier et février correspondent des eaux bonnes à excellentes.
- Alors que les eaux de qualité passable représentent pratiquement plus de 60% de l'année d'étude.

### II-3-2-3 La demande biochimique en oxygène (DBO5):

La demande biochimique en oxygène exprime la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction ou à la dégradation des matières organiques d'une eau par les micro-organismes du milieu.

Il s'agit d'un paramètre mesurant une oxydation biologique des matières organiques qui fait intervenir des réactions enzymatiques complexes intra ou extracellulaires.

Pour une eau naturelle superficielle (rivière, lac...), ce paramètre traduit la consommation d'oxygène relative au phénomène d'autoépuration. (Voir annexe II-1)



**Figure II-14 :** Evolution de la DBO<sub>5</sub> dans le barrage de Guentra. (Oum-Toub 2014)

L'évolution des teneurs en DBO<sub>5</sub> montre qu'on a deux classes de qualité d'eau: excellent et bonne.

- La majorité des mois correspondent des eaux excellentes.
- Le mois de juillet correspond des eaux bonnes.

#### **II-3-2-4 Cycle de l'azote:**

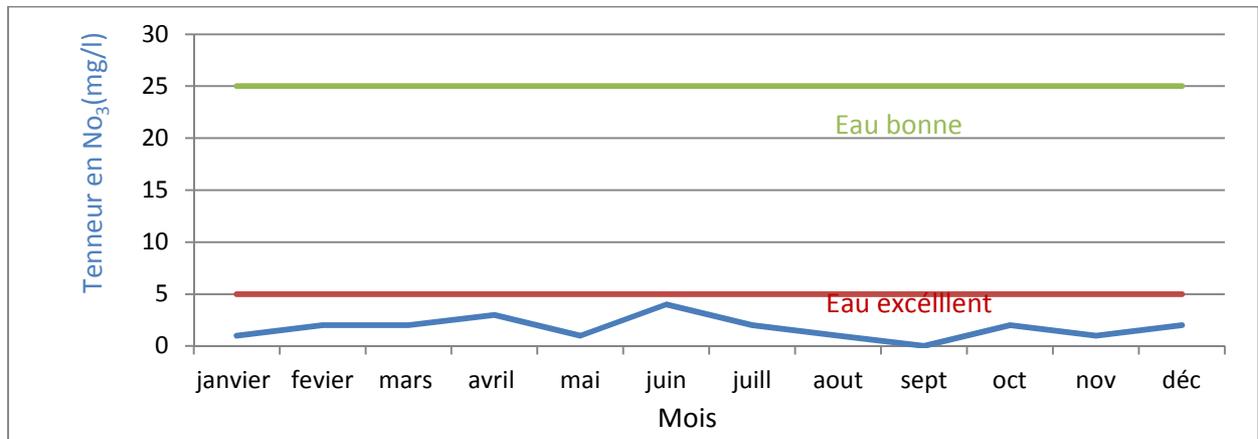
Ce cycle est naturel, au cours duquel l'azote atmosphérique pénètre dans le sol, entre dans la composition des organismes vivants, puis retourne dans l'atmosphère.

L'azote, principal constituant des acides aminés, élément essentiel à la vie, il représente 78% de l'atmosphère terrestre. Mais avant d'être utilisé par les transformations chimiques. Il existe sous différentes formes :

- 1- L'azote moléculaire (N<sub>2</sub>), gazeux c'est l'azote atmosphérique ;
- 2- L'ammoniaque (NH<sub>3</sub>) qui entre dans la composition des protéines ;
- 3- L'ion nitrate (NO<sub>3</sub><sup>-</sup>), sel de l'acide nitrique (HNO<sub>3</sub>) ;
- 4- L'ion nitrite (NO<sub>2</sub><sup>-</sup>).

**A - Les nitrates ( $NO_3^-$ ):**

Représente la forme la plus oxygénée, c’est une forme très soluble. Sa présence dans l’eau est liée à l’utilisation des engrais chimiques. (Voir annexe II-1)

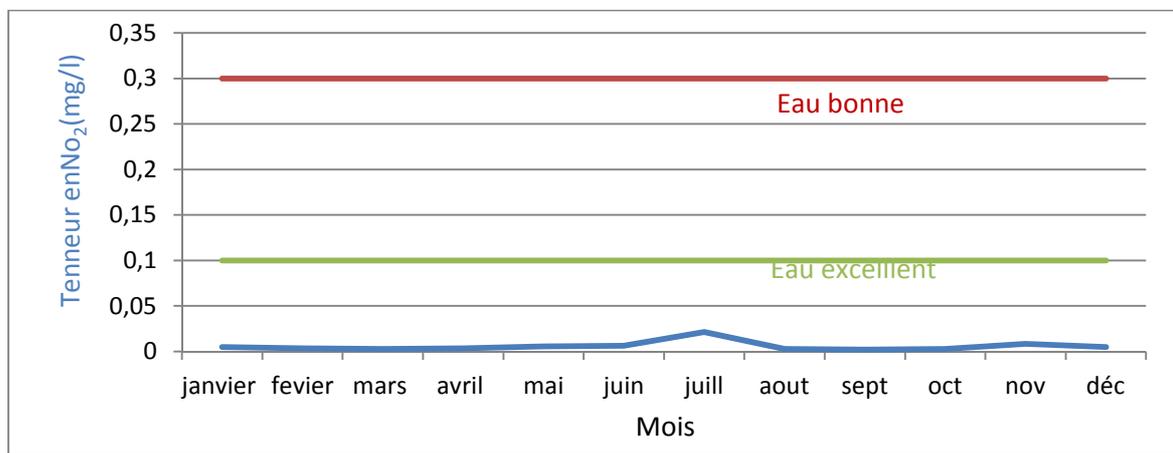


**Figure II-15 :** Evolution des nitrates dans le barrage de Guenitra. Station d’Oum Toub 2014

La Figure II-15 montre qu’on a un sel type d’eau, un type d’eau de qualité excellente correspondant à  $NO_3 < 5$  mg/l.

**B - Les nitrites ( $NO_2^-$ ):**

Appelés aussi azote nitreux, représentant une forme moins oxygénée et moins stable. Ils représentent la forme du passage entre les nitrates et l’ammonium, c’est une forme toxique. La Figure suivant présente les valeurs de ce rapport. (Voir annexe II-1)

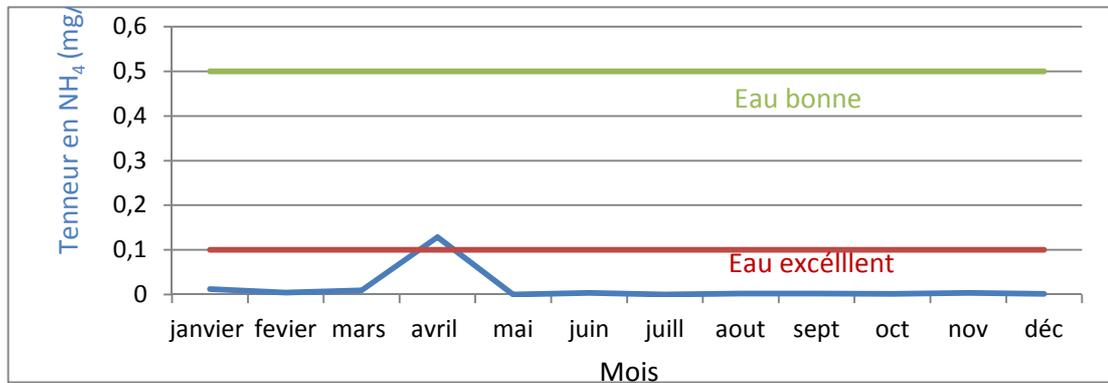


**Figure II-16 :** Evolution des nitrites dans le barrage de Guenitra. (Oum-Toub 2014)

La figure II-16 montre qu’on a deux types d’eau, un type d’eau de qualité excellente correspondant à  $NO_3 < 0.1$  mg/l et l’autre bonne correspondant à une valeur comprise entre 0.1 et 0.3 mg/l.

### C - Ammonium ( $NH_4^+$ ):

Radical monovalent agissant comme un métal alcalin dans les sels ammoniacaux ; C'est la forme d'azote la plus toxique. (Voir annexe II-1)



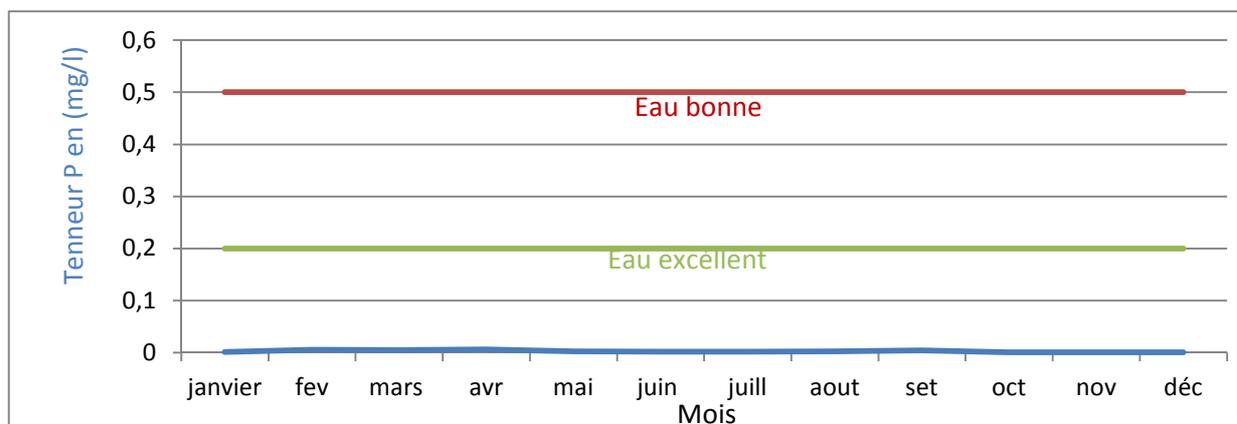
**Figure II-17 :** Evolution de l'ammonium dans le barrage de Guenitra. (Oum-Toub 2014)

La Figure II-17 montre qu'on a deux types d'eau, un type d'eau de qualité excellente plus de 90% a toute l'année de prélèvement correspondant à  $NH_4 < 0.1$  mg/l et l'autre bonne correspondant à une valeur comprise entre 0.1 et 0.5 mg/l au mois d'avril

### D - Le phosphore:

Le phosphore n'est pas problématique pour le traitement de l'eau bien que les normes ont été établies pour sa consommation.

Le phosphore en excès est à l'origine de l'eutrophisation, dont la forme la plus courante est la prolifération d'algues planctoniques qui donnent une couleur verte ou brune à l'eau, il provient essentiellement des rejets domestiques (en raison d'utilisation de lessives phosphatées) et industriels. (Voir annexe II-1)



**Figure II-18 :** Evolution du phosphore dans le barrage de Guenitra (Oum-Toub 2014)

Les teneurs en phosphores pour les eaux du barrage pour la période d'analyse sont très faibles (Figure II-18).

**❖ Conclusion:**

L'étude hydro chimique des eaux du barrage Guenitra permet de dire que :

- Les eaux sont caractérisées par la présence de trois faciès dominants, qui sont le bicarbonaté calcique, le chloruré sodique, le sulfaté calcique
- Le suivi de degré de pollution des éléments physico-chimique des eaux de barrage nous à permis de dégager un ensemble de renseignements au niveau de sa qualité en tant que pour l'utilisation en agriculture.
- Les paramètres physico-chimiques majeurs sont correspondent relativement les normes de palatabilités d'après l'OMS.
- D'après l'évaluation de degré de pollution organique, on peut constater que l'ensemble des paramètres étudiés (DCO, DBO<sub>5</sub> et MES et l'oxygène dissous) sont inférieur par rapport les normes.

**III-1 INTRODUCTION :**

Le système d'assainissement est l'ensemble des ouvrages qui assurent la collecte et le rejet en dehors des villes et des entreprises industrielles des eaux usées polluées. Les substances polluantes des eaux usées sont les produits de sécrétion physiologique de l'homme et des animaux, les déchets et les résidus qui se forment après le lavage des produits alimentaires, de la vaisselle, le nettoyage des planchers, le blanchissage aussi bien que les déchets et les débris provenant des procédés technologiques employés dans les entreprises industrielles. Les eaux ménagères et certaines eaux industrielles contiennent un taux important de matières organiques qui peuvent pourrir ce qui est très dangereux pour les hommes.

Pour assurer les bonnes conditions hygiéniques, les eaux usées doivent être transportées en dehors du territoire des agglomérations pour ne pas polluer l'environnement et les pièces d'eau. La meilleure solution est l'aménagement du système de collecteurs enterrés pour le transport des eaux usées en dehors des agglomérations.

Avant d'être rejetées dans l'oued ou la retenue les eaux usées doivent être épurées et désinfectées sinon les eaux de l'oued ou de la retenue seront polluées à une distance bien importante du point de rejet.

Pour la détermination de la capacité de la station d'épuration et l'estimation de la composition des eaux usées, on tiendra compte des données actuelles sur :

La consommation en eau, et l'évaluation de tous ces paramètres dans les années à venir. Les données des analyses des eaux usées, nous donneront une idée approximative sur la composition des eaux usées et nous renseigneront sur la biodégradabilité de l'effluent à traiter.

L'objectif de l'étude est de dimensionner le réseau d'assainissement à des horizons différents, le moyen terme correspondra à l'horizon 2015 alors que le long terme sera pour l'horizon 2040.

### III-2 Etat actuel du réseau d'assainissement de la ville d'Oum Toub :

Le réseau d'assainissement existant dans la ville d'Oum Toub est de type unitaire c'est-à-dire les eaux usées de la ville et les eaux superficielles provenant des précipitations atmosphériques sont rejetées dans un seul réseau d'assainissement. Du point de vue sanitaire ce système est très inconvenant.

Toutes les eaux d'égouts de la ville sont rejetées dans oueds et qui jettent directement dans le milieu récepteur (Barrage de Guenitra) sans être épurés. Comme le résultat la situation écologique de la région s'aggrave et la qualité de l'eau dans le barrage qui destine à l'alimentation en eau potable se retrouve détériorée.

Le réseau d'assainissement actuel compose de deux (02) collecteurs principaux :

- **Collecteur n° (I) :**

Il débute du centre ville d'Oum Toub comportant les eaux usées du centre ville et la zone sont évacuées directement vers la ravine.

Distance : Distance = 1239 m

- **Collecteur N°(II) :**

Il a été réalisé dernièrement pour évacuer les eaux de la rive gauche de la vile (coté sud) vers l'oued de Magramen

Distance = 1886 m

### III-3 Estimation de la consommation globale:

#### III-3-1 Estimation de la population future:

Dans notre étude nous avons proposé de concevoir la station d'épuration des eaux usées en faisant les calculs qui tiendraient compte de l'accroissement de la population future, du développement de l'industrie et d'autres facteurs de l'activité dans la région concernée qui sont variables avec le temps et capables d'influencer les paramètres de la station d'épuration des eaux usées.

#### III-3-2 Calcul de la population pour différents horizons:

Le nombre d'habitants aux horizons différents est calculé par la formule suivante :

$$P_n = P_o (1 + T)^n \quad (\text{III-1})$$

Où :  $P_n$  : nombre d'habitants future, hab.;

$P_o$  : nombre d'habitants actuel ( $P_o^{2008} = 22900$  hab.)

T - taux d'accroissement annuel %, T = 2,1%;

n - horizon de calcul (2015-2040).

L'accroissement de la population aux horizons différents est indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau III-1: Accroissement du nombre d'habitants aux horizons différents (2015, 2020, 2025, 2030, 2035,2040)**

Nombre d'habitants en 2008, hab.	Taux d'accroissement moyen statistique, %	Nombre d'habitants aux horizons de calcul (hab.)					
		2015	2020	2025	2030	2035	2040
22900	2,1	26486	29386	32604	36174	40135	44530

Les débits de calcul des eaux usées sont en fonction des normes de rejet des eaux usées et de la dynamique d'accroissement de la population ainsi que les rejets des industries, Dans notre cas, aucune industrie à signaler.

- Le taux d'accroissement de la population de la ville d'Oum toub est 2,1%.
- La dotation en eau est  $n = 150$  l/j par habitant.
- Le coefficient des eaux usées est  $K = 0,8$  (80%)

**III-4 Dimensionnement du réseau d'assainissement :**

**III-4-1 Estimation du debit moyen journalier des eaux usees aux différents horizons :**

Le débit de calcul c'est un débit maximal des eaux usées, son évacuation doit être assurée par les ouvrages d'assainissement pour la période de calcul.

Pour le calcul des ouvrages, on définit les débits moyens et maxima journaliers, horaires et ceux par seconde.

Les débits des eaux usées domestiques sont définis par les formules suivant :

$$Q_{rj} = \frac{n \cdot N_c}{1000} K = (m^3 / j) \tag{III-2}$$

Où  $Q_{rj}$  : Débit moyen journalier des eaux usées ( $m^3/j$ )

$n$  : Dotation en eau moyenne par un habitant (l/j.hab),  $n = 150$  l/j.hab.

$N_c$  : Population de calcul, hab.

$K$  : Coefficient des eaux usées  $K = 0,8$  (80%).

Tous les calculs d'accroissement des débits des eaux usées sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III-2 : Accroissement des volumes des eaux usées domestiques**

Horizons de calcul, années	Population,	Débit moyenne journalier
	hab.	$m^3/j$
2015	26486	3178.32
2020	29386	3526.32
2025	32604	3912.48
2030	36174	4340.88
2035	40135	4816.2
2040	44530	5343.6

**III-4-2 Estimation du débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est estime par :

$$Q_m = Q_{rj} / 24 \quad (m^3/h) \quad (III-3)$$

**III-4-3 Estimation du débit moyen diurne :**

Les débits diurne est calcule par :

$$Q_D = Q_{rj} / 16 \quad (m^3/h) \quad (III-4)$$

**III-4-4 Estimation du débit moyen nocturne :**

Le débit moyen nocturne est calcule par :

$$Q_N = Q_{rj} / 8 \quad (m^3/h) \quad (III-5)$$

**III-4-5 Débit de pointe de temps sec :**

Le débit de pointe de temps sec est estimé par :

$$Q_{ts} = Q_m * C_p \quad (l/s) \quad (III-6)$$

Avec :

$C_p$  : coefficient de pointe, donné par :

$$C_p = a + b / \sqrt{Q_m} \quad (III-7)$$

Ou :

$Q_m$  : débit moyen (l/s)

a et b sont des paramètres adimensionnels : a=1.5, b=2.5

Les résultats de calcule est indique dans le tableau :

**Tableau III-3 : Calcul des débits de rejets**

Nombre d'habitant	$Q_{rj}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_m$ m <sup>3</sup> /h	$Q_D$ m <sup>3</sup> /h	$Q_N$ m <sup>3</sup> /h	$Q_{ts}$ l/s
44530	5343.6	222.65	333.97	667.95	112.57

**III-4-6 Estimation des débits des sous bassins :**

A la base des données du réseau d'assainissement existant et projeté de la ville d'Oum-Toub, la topographie, et le découpage des sous bassins, ainsi que les débits calculés sur chaque collecteur existant.

**Tableau III-4 : L'apport du débit pour chaque sous bassin à l'horizon 2040**

Sous bassin	N <sub>ombre</sub> d'habitants (2040)	Superficie (ha)	Apport Q eu % (2040)
Centre ville (R01)	10053	21	19,42
Zone Sud-Ouest - R02	10973	12.0	21,56
Zone Nord -R03	15670	12.9	32,48
Sidi Kamar R04	3917	8.5	5,16
Lassiad -R05	3917	6.35	3,41

Les résultats de l'estimation des débits des collecteurs sont représentés dans le tableau III-5 :

**Tableau III-5 : Estimation des débits de calcul de chaque sous bassin [10]**

N° sous bassin (collecteur)	N <sup>bre</sup> d'habitant	Apport Q <sub>ij</sub> %	Q <sub>ij</sub> l/s	Q <sub>ts</sub> l/s
Centre ville <b>R01</b>	10053	23.03	14.24	25.92
Zone sud-ouest <b>R02</b>	10973	25.15	15.55	28.3
Zone nord <b>R03</b>	15670	36.07	22.31	40.6
Sidi kamar <b>R04</b>	3917	8.75	5.41	9.85
Lassia <b>R05</b>	3917	7	4.33	7.88

**IV-4-7 Système de collecte :**

Pour protéger le barrage contre les eaux usées prévenant de la ville d'Oum Toub et les villages voisins nous avons proposé un système de collecte qui nous permet de collecter toute les points de rejets des eaux usées et suivant leur répartition dans différentes zones :

- Rejet N° 01 : Rejet de centre ville
- Rejet N° 02 : La zone sud de la ville
- Rejet N° 03 : La zone nord de la ville
- Rejet N° 04 : Le village de Sidi Kamar
- Rejet N° 05 : L'agglomération de Lassiad

Le transport des eaux usées de ces points de rejets de notre système de collecte qui composant d'un écoulement mixte gravitaire et par refoulement vers la station d'épuration par ailleurs et pour protéger notre système contre des surplus des eaux pluviales on prévoit d'implanter des déversoirs d'orages au niveau de chaque point de rejet.

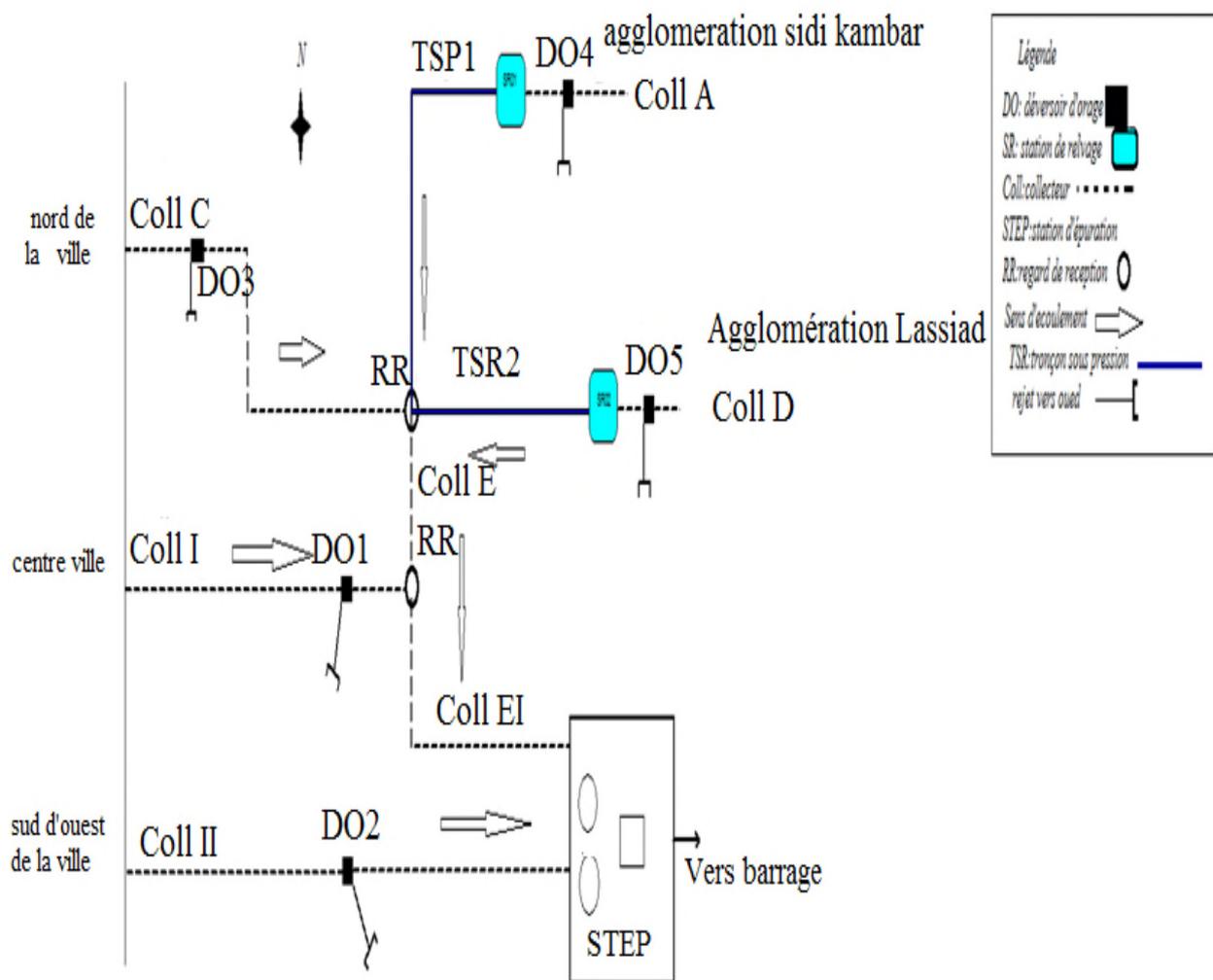
• **Définition du déversoir d'orage (DO) :**

Sur un réseau unitaire en désigne par déversoir d'orage, l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer directement et sans traitement vers le milieu naturel, les points de ruissèlement de manière de décharger le réseau aval, ainsi que la station d'épuration. Cela est basé sur l'hypothèse que les eaux ainsi rejetés, aurons un niveau de dilution admissible avec les capacités d'autoépuration du milieu récepteur et que celles dirigées vers la station d'épuration pourront y être traitées.

**III-4-8 Les installations envisagées :**

- Les collecteurs.
- Les stations de refoulement.
- Les conduites de refoulement.
- Déversoir D'orage.

Les différentes installations projetés et existantes sont représentées dans la figure suivant (III-1);



**Figure III-1 :** Schéma montrant le system de collecte des eaux pluviale et usées de la ville d'oum tob

**III-3-8-1 Les collecteurs projetés :****- Collecteur (A) : Sidi kambar**

Pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales de l'agglomération, nous avons projetés un collecteur qui commence au niveau du regard N°(60) et se termine au regard N°(57) de la station de refoulement (SR01), avec un déversoir d'orage (DO 04) au niveau du pont de l'oued Es-souk sur une distance de 270 m.

**- Collecteur ( C ) : Zone Nord de la ville :**

L'évacuation de toutes les eaux usées et pluviales du nord de la ville vers le regard de réception se fait par gravité sur une distance de 1497m avec un déversoir d'orage (DO03).

**- Collecteur (D) : Lassiad**

Pour transporter les eaux usées et pluviales du rejet N°(05) vers la station de refoulement SR(02) nous avons projeté un collecteur qui commence au niveau du regard N°(12) et se termine dans le regard N°(09) avec un déversoir d'orage au niveau de Chaabat, la distance du collecteur est de 1125,5 m.

**- Collecteur (E) : Zone Est de la ville**

Il Commence au niveau du regard de jonction (RJ 58), se raccorde avec le collecteur existant N° (I) sur une distance de 183,8m et collecte la totalité des eaux usées transféré par les deux stations SR01, SR02.

**- Collecteur (EI) : Principal.**

Il Commence au niveau du point de raccordement du collecteur (E) avec le collecteur existant (I) du centre ville et se termine au réservoir d'entrée de la station d'épuration, sur une distance de 87,47 m.

**- Prolongement du collecteur N° ( II ) : Zone Sud-ouest de la ville :**

Pour transporter les eaux usées et pluviales de ce collecteur existant, nous avons fait un prolongement a tout le long de l'oued Magramen vers la station d'épuration (projeté) sur une distance de 682 m, et pour éviter les surplus des eaux pluviales de ce collecteur, nous avons implanté un déversoir d'orage (02) au niveau d'Oued Magramen 50 m avant la future STEP.

**- Collecteur (I) : centre ville**

Pour transporter les eaux usées et pluviales de ce collecteur existant, on le raccorde avec le collecteur (E).

### III-5 Calculs hydrauliques du collecteur :

Pour le dimensionnement des collecteurs, on se base sur la formule rationnelle suivante :

- *Calcul le temps de concentration :*

Le calcul du temps de concentration des sous-bassins suit la formule empirique de KIRPICH :

$$t_c = 0.0195 * L^{0.77} * I^{-0.385} \quad (\text{III-8})$$

Avec : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

I : la pente moyenne du sous-bassin en (m/m)

- *Le débit de pointe  $Q_p$  :*

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_p = 0.167 * C * A * 4 * t_c^{-0.5} \quad [\text{14}] \quad (\text{III-9})$$

Avec :

$Q_p$ : débit de pointe d'eau pluviale ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

C : coefficient de ruissellement du bassin versant considéré

C = 0.8

$t_c$  = temps de concentration en minute.

A = aire d'apport en (ha).

0.167 : coefficient de conservation des unités

On utilise l'abaque des réseaux pluviales en système unitaire ou séparatif pour tirer la valeur du diamètre du collecteur (A, I, C, D, II) et le débit en plein section. (Voir l'annexe III-1 et III-3)

**Tableau III-6 : Dimensionnement des collecteurs projetés.**

Collecteur	Tronçons	pente	$Q_p$	diamètre	$Q_{ps}$
		%	$\text{m}^3/\text{s}$	(mm)	$\text{m}^3/\text{s}$
Coll-A	R 60 – SR 01	4.2	2.05	1000	3.5
Coll-I	RR39-RR46	2.2	2.48	1000	2.5
Coll-C	R 33 – RR45	2.55	1.46	1000	2.65
Coll-D	R 12 - SR 02	2.1	0.77	800	1.28
Coll-II	R08-STEP	1.8	1.16	800	1.2

On utilise l'abaque des réseaux d'eaux usées en système séparatif pour tirer la valeur du diamètre du collecteur (EI, E). (Voir l'annexe III-2 et III-3)

*Tableau III-7 : Dimensionnement des collecteurs projetés.*

<b>Collecteur</b>	<b>Tronçons</b>	<b>pen</b>	<b>Q<sub>ts</sub></b>	<b>diamètre</b>
		<b>%</b>	<b>l/s</b>	<b>(mm)</b>
<b>Coll-E</b>	RR45-RR46	2.85	58.33	250
<b>Coll-EI</b>	RR46-STEP	1.4	84.25	300

## 1- Les déversoirs d'orage :

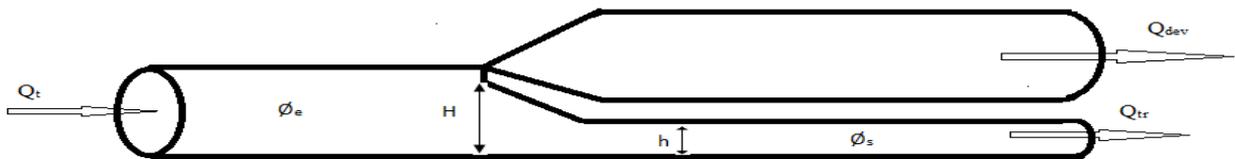
### IV-1 Introduction :

On désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif permettant l'évacuation directe et sans traitement vers le milieu naturel des eaux pluviales, de manière à décharger le réseau aval ainsi que la station d'épuration.

Cette évacuation concerne en général, la tache d'eau supérieure à la somme du débit des eaux usées et de celui d'une petite pluie, étant précise qu'il existe des déversoirs réglables.

### IV-2 Notion hydraulique :

Comme il est représenté sur la figure :



*Figure IV-1 : Schéma d'un déversoir d'orage*

$H$  : désigne la hauteur normale du débit admis dans le collecteur aval ( $Q_{tr}$ ) qui est égal à :

$$Q_{tr} = 4 \cdot Q_{ts} \quad (IV-1)$$

Avec :

$Q_{tr}$  : débit transit vers la station d'épuration

$Q_{ts}$  : débit de pointe des eaux usées par temps sec

$Q_t$  : débit total prévu dans le collecteur amont ou débit de pointe par temps pluie

$$Q_t = Q_{ts} + Q_p(EP) \quad (IV-2)$$

$Q_p(EP)$  : débit de pointe de l'eau pluviale

Le dispositif limiteur de débit aval est constitué d'un masque et d'un seuil latéral de décharge dont le rôle est double :

- Interdire tout diversément de l'effluent dont la dilution est inférieure au taux choisi.
- Limiter le débit aval au maximum  $Q_{tr}$
- Le bord inférieur du masque et de la crête du déversoir d'orage latéral sont collés à la cote «  $h$  » au-dessus de la génératrice inférieure

Pour un débit inférieur à  $Q_{tr}$  la hauteur d'eau dans le collecteur amont est  $H < \phi$  ; il s'écoule alors le débit  $Q_{tr}$  à travers l'orifice noyé dans le masque, et le débit qui s'écoule au-dessus du seuil du déversoir désigne le débit déversé  $Q_{dev}$

$$Q_{dev} = Q_t - Q_{tr} \quad (IV-3)$$

**IV-2-2 Dimensionnement du déversoir :**

On calcule la hauteur de la lame déversant, ainsi que la longueur du seuil de déversement, en appliquant la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = (2/3) * m * L * (\sqrt{2g}) * H_{dev}^{3/2} \quad [6] \quad (IV-4)$$

Ou :

$Q_{dev}$ : débit diverse ( $m^3/s$ )

L: longueur du seuil du déversoir (m)

$H_{dev}$  : hauteur du seuil du déversoir (m)

m : coefficient expérimentale=0.6

g : accélération de la pesanteur=9.81  $m/s^2$

**IV-2-2-1 Hauteur de la lame déversant :**

La hauteur de la lame déversant est donnée par la moyenne de la différence entre la hauteur a l'entrée et la hauteur à la sortie.

$$H_{dev} = (H_e - H_s)/2 \quad [6] \quad (IV-5)$$

**IV-2-2-2 Longueur du seuil du déversoir :**

$$L = [(3/2) * Q_{dev}] / [m * (\sqrt{2g}) * H_{dev}^{3/2}] \quad (IV-6)$$

**IV-2-2-3 Calcul des caractéristiques du déversoir d'orage n°1 :**

Le débit déverser par le déversoir d'orage n°1 est rejets vers l'oued, et son débit transite se dirige vers la bache d'aspiration, qui sera refoule vers le regard de décharge par une station de pompage.

- **Donnée de base :**

Diamètre d'entre :  $\phi = 1000$  mm

Débit de pointe par temps sec :  $Q_{ts} = 25.92$  l/s

Débit de pointe d'eau pluvial :  $Q_p = 2480$  l/s

- **Débit de pointe par temps de pluie :**

$$Q_t = Q_{ts} + Q_p = 25.92 + 2480 \quad (IV-2)$$

$$Q_t = 2505.92 \text{ l/s}$$

- **Débit allant vers la bache d'aspiration :  $Q_{tr}$**

$$Q_{tr} = 4 * Q_{ts} = 4 * 25.92 = 77.76 \text{ l/s} \quad (IV-1)$$

- **Débit allant vers l'oued :  $Q_{dev}$**

$$Q_{dev} = Q_t - Q_{tr} = 2505.92 - 77.76 \quad (IV-3)$$

$$Q_{dev} = 2428.16 \text{ l/s}$$

• **Hauteur d'eau a l'entrée :**

On a :  $\phi=1000$  mm ;

$$I_{\text{radier}}=2.2\%$$

Alors :  $Q_{ps} = 2.5$  m<sup>3</sup>/s

Et :  $r_Q=0.99 \rightarrow [r_H=0.8, r_V=1.14]$

Alors :  $H_e = 0.8*1000=800$

$$H_e=800$$
 mm

• **Hauteur d'eau à la sortie :**

On à :  $Q_{tr}=77.76$  l/s

$$I_{\text{radier}}=1.95 \%$$

$$\phi=300$$
 mm

Alors :  $Q_{ps}=122$  l/s

Et :  $r_Q=0.64 \rightarrow [r_H=0.56, r_V=1.06]$

Alors :  $H_s = 0.56*300=168$

$$H_s=168$$
 mm

• **Hauteur de la lame de déversant :**

$$H_{\text{dev}} = (H_e - H_s)/2 \tag{IV-5}$$

$$H_{\text{dev}} = (800-168)/2$$

$$H_{\text{dev}} = 316$$
 mm

• **Calcul de la longueur du seuil du déversoir :**

$$L = [(3/2)*Q_{\text{dev}}] / [m*(\sqrt{2g})* H_{\text{dev}}^{3/2}] \tag{IV-6}$$

Avec:  $m=0.6$  (pour un déversoir a contraction latérale)

$$L = [(3/2)*2428.16] / [0.6*(\sqrt{2 * 9.81})* 0.316^{3/2}]$$

$$L = 7.72$$
 m

**Remarque:**

Les déversoirs d'orage (2, 3, 4, 5) pour son dimensionnement, on procède de la même manière que le déversoir d'orage n°1

Les résultats de calcul sont mentionnes dans le tableau

**Tableau IV-1 : Résultats de calcul des déversoirs d'orages**

N° du déversoir d'orage	collecteur arrivée				collecteur de départ				Q <sub>dev</sub> (l/s)	H <sub>dev</sub> mm	L m
	Q <sub>p</sub> (l/s)	I <sub>radier</sub> (%)	ϕ <sub>e</sub> (mm)	H <sub>e</sub> (mm)	Q <sub>tr</sub> (l/s)	I <sub>radier</sub> (%)	ϕ <sub>s</sub> (mm)	H <sub>s</sub> (mm)			
<b>D.O 01</b>	2505.92	2.2	1000	800	77.76	1.95	300	168	2428.16	316	7.72
<b>D.O 02</b>	1188.3	1.8	800	624	84.9	1.72	300	189	1103.4	217.5	6.17
<b>D.O 03</b>	1500.6	2.55	1000	520	121.8	2.5	300	216	1378.8	152	13.12
<b>D.O 04</b>	2059.88	4.2	1000	540	29.55	3.9	200	98	2030.33	221	11.03
<b>D.O 05</b>	777.88	2.1	800	440	23.64	1.85	200	110	754.24	165	6.35

## 2- La station de refoulement :

### IV-3 Introduction :

Les stations de refoulement sont destinées, en assainissement, à élever les eaux d'un niveau à un autre, soit pour le franchissement d'un obstacle, soit pour modifier les traces devenue économiquement inacceptable en réseau gravitaire, avec les données aval.

### IV-3 Dimensionnement de la station de pompage 01

#### IV-3-1 Calcule de la hauteur manométrique totale Hmt :

$$Hmt = Hg + \sum j \quad (IV-7)$$

Hg : hauteur géométrique

$\sum j$  : La somme des pertes de charge.

Perte de charge linéaire :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$j = (\lambda \cdot l / D) * (V^2 / 2 \cdot g) \quad (IV-8)$$

Avec :

$\lambda$ : Coefficient des pertes de charge.

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite (m)

V : vitesse du liquide dans la conduite (m/s)

Le coefficient  $\lambda$  se calcule à l'aide de la formule de COLEBROOK

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \log [(K/(3.71 \cdot D)) + (2.51/(Re \cdot \sqrt{\lambda_0}))] \quad [1] \quad (IV-9)$$

K : la rugosité de conduite, dans ce cas on a conduite PEHD (K=0.012)

Re= nombre de REYNOLDS

$$Re = (v \cdot D) / \gamma \quad (IV-10)$$

$\gamma$ : La viscosité cinétique du liquide dans notre cas :

$$\gamma = 1.14 * 10^{-6} \quad m^2/s$$

$$\lambda_0 = [1.14 - 0.86 \cdot \ln(K/D)]^2 \quad [7] \quad (IV-11)$$

#### IV-3-2 Pertes de charge singulières :

Pour calculer les pertes de charge singulières dans : la vanne, le clapet, les coudes, on à utilisé la notion de longueur équivalente considérant ces singularités qui ont des pertes de charge ( $j_s$ ) comme des tronçons ayant le même diamètre que les singularités et dont la longueur ( $L_{eq}$ ) nous donne une perte de charge ( $j_l$ ) tel que  $j_s = j_l$ .

Le calcul de  $j_l$  se fait de la même manière que las pertes de charge linéaire.

L'abaque nous donne les valeurs des longueurs équivalentes.

Perte de charge dans le divergent :

**A - Perte de charge due à la conicité :**

$$j_{div} = \xi_{div} \cdot (v^2/2.g) \tag{IV-12}$$

Avec : v : vitesse d'écoulement

g: accélération de la pesanteur

$$\xi_{div} = K_d \cdot [(d_2^2 / d_1^2) - 1]^2 \tag{IV-13}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs de  $K_d$  tel que  $K_d = f(d_1/d_2, \alpha)$

**Tableau IV-2 : Valeur de  $K_d$  en fonction de l'angle  $\alpha$**

$\alpha$ °	10	15	20	25	30
$K_d$	0.14	0.16	0.20	0.43	0.83

$$\text{tg}(\alpha/2) = [(D_r - (D_r/1.5))/L_d] \tag{IV-14}$$

Avec :  $D_r$  : diamètre de refoulement

$L_d$  : longueur du divergent

$$L_d = 4 \cdot (d_2 - d_1) \tag{IV-15}$$

Pour déterminer  $K_d$ , on procède à une interpolation, dans notre cas, on a :

$$d_1 = 100 \text{ mm}$$

$$d_2 = 200 \text{ mm}$$

D'où :

$$\alpha = 9.52^\circ \Rightarrow K_d = 0.133 \Rightarrow \xi_{div} = 1.197$$

**B - Evaluation des pertes de charge pour la première conduite en charges :**

(Voir annexe IV-1)

**Tableau IV-3 : Pertes de charge linéaire et singulière dans la première conduite en charge :**

	Conduite de refoulement	2 coudes ¼	Clapet	Vanne	Té droit vissé	divergent	Coude 1/8	Perte de charge $j_s(15\%j_l)$
Diamètre $\phi$ (mm)	200	100	100	100	100	100/200	200	-
Longueur équivalente $L_{eq}(m)$	1038	2	2.8	0.4	0.4	0.4	1.2	-
Débit Q ( $m^3/s$ )	0.0295	0.0147	0.0147	0.0147	0.0295	0.0295	0.0295	-
La vitesse V(m/s)	0.94	1.87	1.87	1.87	3.76	1.67	0.94	-
N <sup>bre</sup> de REYNOLDS $R_e$	164912.28	164035.09	164035.09	164035.09	329824.56	219736.84	164912.28	-
Coefficient de pertes de charge dans le divergent $\xi_{div}$	-	-	-	-	-	1.197	-	-
Coefficient de pertes de charge $\lambda$	0.0783	0.1125	0.1125	0.1125	0.1125	-	0.0783	
Perte de charge $j_l(m)$	18.3	0.401	0.561	0.08	0.08	0.17	0.021	2.745

$$\sum j = 18.3 + 0.401 + 0.561 + 0.08 + 0.08 + 0.17 + 0.021 + 2.745$$

$$\sum j = 22.358m$$

Courbe caractéristiques de la pompe de relèvement (SRT1) Voir la figure :

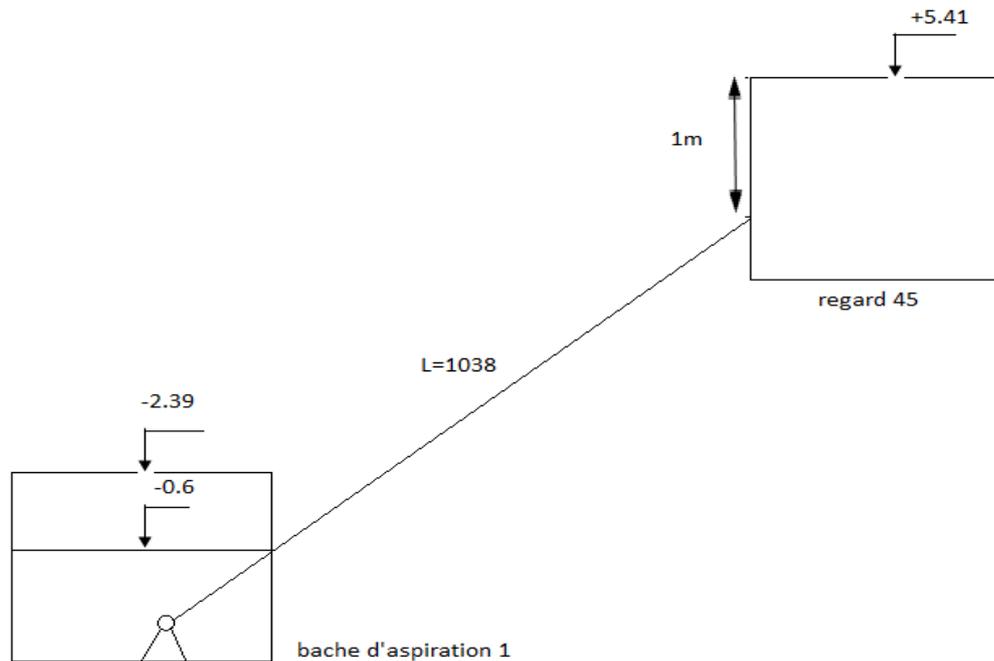


Figure IV-2 : Principe de refoulement des eaux usées :

$$H_c = H_g + aQ^2 \quad (IV-16)$$

$H_g$  : hauteur géométrique

$a$  : constante exprimant les pertes de charge

$Q$  : débit en (m<sup>3</sup>/s)

Avec :

$$a = (\sum j / Q^2) = 22.358 / 0.0295^2 = 757.898 \quad (IV-17)$$

$$H_g = (5.41 - 1) - 0.6$$

$$H_g = 3.81 \text{ m}$$

Donc :

$$H_c = 3.81 + 757.898 * Q^2$$

Tableau IV-4 : Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q m <sup>3</sup> /s	0.01	0.015	0.02	0.025	0.03
Hc	3.885	3.98	4.113	4.284	4.492

**IV-3-3 Choix du type de pompe :**

La somme des pertes de charge  $\sum j = 22.358 \text{ m}$

La hauteur manométrique totale (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \sum j = 22.358 + 3.81 \quad (IV-7)$$

$$H_{mt} = 26.168 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la station de refoulement (STR1) sont :

$$\begin{cases} H_{mt} = 26.168 \text{ m} \\ Q = 0.0295 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

Le choix du type de pompe est basé sur ces deux caractéristiques, pour répondre à ces derniers. On optera pour une installation de deux pompes travaillant en parallèle avec deux pompes identiques et une autre pompe de sécurité.

Chaque pompe a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} \text{Hmt} = 26.168 \text{ m} \\ \text{Q} = 0.0147 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

La puissance absorbée :  $P_a = 3.773 \text{ kw}$

**IV-4 Dimensionnement de la station de pompage 02 :**

Le principe de calcul est le même que celui effectuée pour la première station de refoulement (STR2).

**IV-4-1 Evaluation des pertes de charge pour la deuxième conduite en charge :**

(Voir annexe V-1)

*Tableau IV-5 : Pertes de charge dans la deuxième conduite en charge*

	Conduite de refoulement	2 coudes ¼	Clapet	Vanne	Té droit vissé	divergent	Coude 1/8	Perte de charge $j_s(15\%j_i)$
Diamètre $\phi$ (mm)	200	100	100	100	100	100/200	200	-
Longueur équivalente $L_{eq}(m)$	265	2	2.8	0.4	0.4	0.4	1.2	-
Débit Q ( $m^3/s$ )	0.0236	0.0118	0.0118	0.0118	0.0236	0.0236	0.0236	-
La vitesse V (m/s)	0.75	1.5	1.5	1.5	0.75	1.34	0.75	-
N <sup>bre</sup> de REYNOLDS $R_e$	131578.95	131578.95	131578.95	131578.95	131578.95	176315.79	131578.95	-
Coefficient de pertes de charge dans le divergent $\xi_{div}$	-	-	-	-	-	1.197	-	-
Coefficient de pertes de charge $\lambda$	0.078	0.1127	0.1127	0.1127	0.1127	-	0.078	-
Perte de charge $j_i(m)$	2.96	0.258	0.362	0.052	0.0129	0.17	0.0268	0.444

$$\sum j = 2.96 + 0.258 + 0.362 + 0.052 + 0.0129 + 0.17 + 0.0268 + 0.444$$

$$\sum j = 4.286 \text{ m}$$

Courbe caractéristique de la pompe de relèvement(SRT2)

Voir la figure

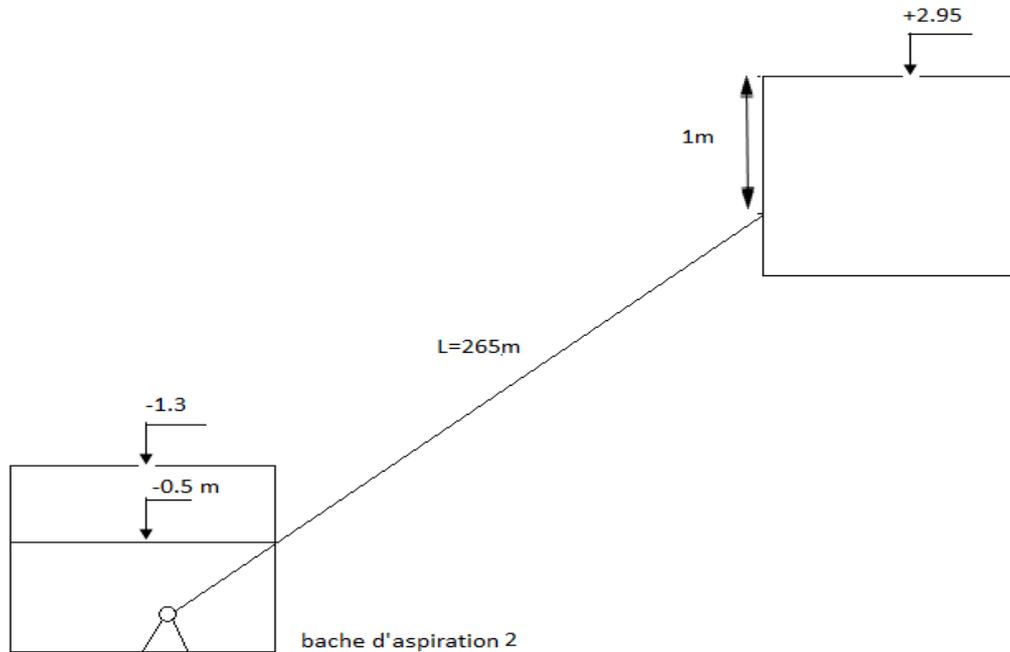


Figure IV-3 : Principe de refoulement des eaux usées :

$$H_c = H_g + aQ^2 \tag{IV-16}$$

$H_g$  : hauteur géométrique

$a$  : constante exprimant les pertes de charge

$Q$  : débit en ( $m^3/s$ )

Avec :

$$a = (\sum j / Q^2) = 4.286 / 0.0236 = 181.61 \tag{IV-17}$$

$$H_g = (2.95 - 1) - 0.5$$

$$H_g = 1.45 \text{ m}$$

Donc :

$$H_c = 1.45 + 181.61 * Q^2$$

Tableau IV-6: Les valeurs du débit en fonction de la hauteur de refoulement

Q $m^3/s$	0.01	0.015	0.02	0.025	0.03
Hc	1.468	1.49	1.52	1.56	1.61

**IV-4-2 Choix du type de pompe :**

La somme des pertes de charge  $\sum j = 4.286m$

La hauteur manométrique totale (Hmt)

$$H_{mt} = H_g + \sum j = 4.286 + 1.45 \tag{IV-7}$$

$$H_{mt} = 5.736 \text{ m}$$

Les caractéristiques de la station de refoulement (STR2) sont :

$$\begin{cases} \text{Hmt} = 5.736 \text{ m} \\ \text{Q} = 0.0236 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

Le choix du pompe est basé sur ces deux caractéristiques, pour répondre a ces derniers, on optera pour la pompe de type :

On optera pour une installation de deux pompes travaillant en parallèle avec deux pompes identiques et une autre pompe de sécurité.

Chaque pompe a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} \text{Hmt} = 5.736 \text{ m} \\ \text{Q} = 0.0118 \text{ m}^3/\text{s} \end{cases}$$

La puissance absorbée :  $P_a = 0.663 \text{ kw}$

## **IV-5 Dimensionnement de la bache de reprise :**

### **IV-5-1 Principe de calcule :**

Le dimensionnement de la bache dépend de la fréquence des démarrages que peuvent Assumer les pompes.

L'arrivée des eaux usées s'effectuant à débit variable alors que le débit de la pompe centrifuge est constant, il est indispensable que les eaux soient recueillies dans une bache d'aspiration jouant le rôle de volant.

La formule préconisée pour la construction d'installation de pompage d'un fonctionnement cyclique s'écrit :

$$V_U = (Q_{pp} * t) / (4 * (N - 1)) \quad \text{(IV-18)}$$

Ou :  $V_U$  : volume utile de la bache

$Q_{pp}$  : débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) d'une pompe ou d'un groupe de pompe.

$N$  : nombre de pompe identiques

$t$  : durée d'un cycle  $t = 1/n$

Avec :

$n$  : le nombre maximum de démarrage par heure

$n > 5$  : pour une pompe dont la puissance absorbée par la pompe  $P_a > 4 \text{KW}$

Le diamètre de la bache et calcule par la formule suivante :

$$D = 2 * N * d \quad \text{(IV-19)}$$

$d$  : diamètre de la pompe en(m)

$D$  : diamètre de la bache.

$N$  : nombre de pompe

D'où : la section de la bache :

$$S = \pi * (D^2 / 4) \quad \text{(IV-20)}$$

- **Le volume résiduel au fond de la bache nécessaire a l'amorçage des pompes ( $V_0$ ) :**

$$V_0 = S * H_0 \quad \text{(IV-21)}$$

Avec :  $H_0 = 5/6$  ( $\varnothing$  pompe)

- **Le volume total de la bache est :**

$$V_t = V_0 + V_U \quad \text{(IV-22)}$$

**IV-4-2 Dimensionnement de la première bache :**

Le débit qui arrive à la bache est :

$$Q=0.0295 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le nombre de pompe est de 3 pompes de diamètre  $d = 0.7 \text{ m}$ , deux pour le fonctionnement, et une de sécurité.
- Le nombre de démarrage par heure est : 05
- Le point de fonctionnement qui est d'intersection de la courbe caractéristique su réseau avec celle de la pompe, nous donne un débit de  $0.0295 \text{ m}^3/\text{s}$

*Tableau IV-7 : Les dimensions de la première bache de reprise :*

d(m)	D(m)	S (m <sup>2</sup> )	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>u</sub> (m)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>t</sub> (m)
0.7	4.2	13.85	0.58	8.03	6.86	0.5	14.89	1.08

- Les deux pompes démarrent quand la hauteur des eaux usées est :  $H_t=1.08 \text{ m}$   
S'arrêtent quand cette hauteur diminue jusqu'à  $H_0= 0.58 \text{ m}$
- Pour le démarrage et l'arrêt des pompes, on utilise des régulateurs de niveau qui sont à des hauteurs  $H_0$  et  $H_t$
- La puissance du moteur :

La puissance est égalée a la puissance absorbée par la pompe majorée d'un pourcentage qui varie en fonction de la puissance absorbée.

$$P_a = 3.773 < 20 \text{ kw donc : on majore la puissance absorbée par la pompe de 20\%.$$

D'où :

$$P_m = 1.2 * 3.24 = 3.888 \text{ kw}$$

$$\text{Le rendement globale est : } \eta = 76.6\%$$

**IV-5-3 Dimensionnement de la deuxième bache :**

Le débit qui arrive à la bache est :

$$Q=0.0236 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Le nombre de pompe est de 03 pompes de diamètre  $d = 0.6 \text{ m}$ , deux pour le fonctionnement, et une de sécurité.
- Le nombre de démarrage par heure est : 05
- Le point de fonctionnement qui est d'intersection de la courbe caractéristique su réseau avec celle de la pompe, nous donne un débit de  $0.0236 \text{ m}^3/\text{s}$

*Tableau IV-8 : Les dimensions de la deuxième bache de reprise :*

d(m)	D(m)	S (m <sup>2</sup> )	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>u</sub> (m)	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	H <sub>t</sub> (m)
0.6	3.6	10.17	0.5	5.08	2.27	0.22	7.37	0.72

- Les deux pompes démarrent quand la hauteur des eaux usées est :  $H_t=0.72 \text{ m}$   
S'arrêtent quand cette hauteur diminue jusqu'à  $H_0= 0.5 \text{ m}$
- Pour le démarrage et l'arrêt des pompes, on utilise des régulateurs de niveau qui sont à des hauteurs  $H_0$  et  $H_t$
- La puissance du moteur :

La puissance est égalée a la puissance absorbée par la pompe majorée d'un pourcentage qui varie en fonction de la puissance absorbée.

$P_a = 0.663 < 20 \text{ kw}$  donc : on majore la puissance absorbée par la pompe de 20%.

D'où :

$$P_m = 1.2 * 0.663 = 0.795 \text{ kw}$$

## V-1 Introduction :

L'importance de la pollution des eaux, exige de nos jours une épuration pour éviter que les effluent pollue ne provoquent une destruction totale des écosystèmes aquatique.

Il s'agit d'abord de débarrasser l'eau des éléments solides maintenus en suspension. Dans une station d'épuration, c'est le traitement primaire qui s'en charge .il s'agit en l'élimination des déchets par des moyens physique ou physico-chimique.

Il faut en suite réaliser l'épuration biologique des eaux. Celle-ci pour objets principal d'éliminer la pollution par des matières organique en faisant appel à des bactéries aérobies qui dégradent rapidement par vois oxydative les composes organique contaminant l'eau.

Avant le rejet des effluent, on procède un traitement complémentaire souvent par un procédés chimique .pour éliminer la dernière pollution dans l'eux.

## V-2 Estimation de la composition des eaux usées :

Le taux des impuretés dans les eaux usées dépend de leur origine des eaux. Pour les eaux usées ménagères la masse polluante par un habitant par jour reste plus ou moins invariable. Mais à cause de l'absence des résultats des analyses chimiques des eaux usées nous avons utilisé pour les calculs préliminaires des charges polluantes les valeurs recommandées par les documents normatifs algériens

Le tableau suivant (tableau V-1), représente les concentrations moyennées selon les normes algériennes :

**Tableau V-1 : La charge moyennée des pollutions selon les normes algériennes [2]**

Paramètres	Code paramètre	Teneurs (g/j)
matières en suspension	MES	90
demande biologique en oxygène	DBO <sub>5</sub>	70
Demande chimique en oxygène	DCO	100
teneur en sels d'azote	N	8
teneur en chlorures	Cl	9
teneur en phosphates	P <sub>2</sub> O <sub>4</sub>	3,3

L'épuration chimique des eaux usées se fait à l'aide de différentes additions (agents) chimiques.

Vu la norme des eaux usées adoptées, pour choisir le schéma d'épuration des eaux usées de la ville d'Oum Toub nous avons défini la concentration des pollutions par unité de volume des eaux usées.

- **Charge en DBO<sub>5</sub> :**

La charge totale journalière est :

$$DBO_5 = 70 \cdot 10^{-3} \cdot \text{nombre d'habitants (kg/j)} \quad (V-1)$$

Soit une concentration de  $[DBO_5] = \text{charge } DBO_5 / Q_j$  (mg/l)

- **Charge en MES :**

La charge totale journalière est :

$$MES = 90 \cdot 10^{-3} \cdot \text{nombre d'habitants} \quad (\text{kg/j}) \quad (\text{V-2})$$

Soit une concentration de  $[MES] = \text{charge MES} / Q_j \quad (\text{mg/l})$

- **La charge en DCO :**

La charge totale journalière est :

$$DCO = 90 \cdot 10^{-3} \cdot \text{nombre d'habitants} \quad (\text{kg/j}) \quad (\text{V-3})$$

Soit une concentration de  $[DCO] = \text{charge DCO} / Q_j \quad (\text{mg/l})$

Les résultats de calcul des charges polluantes sont données dans le tableau

**Tableau V-2 : Résultats de calcul des charge polluantes**

Demande biologique en oxygène DBO <sub>5</sub> (g/hab.j)	70
Charge journalière (kg/j)	3117.1
Concentration (mg/l)	583.39
Demande chimique en oxygène DCO (g/hab.j)	100
Charge journalière (kg/j)	4453
Concentration (mg/l)	833.33
Matière en suspension totale MES (g/hab.j)	90
Charge journalière (kg/j)	4007.7
Concentration (mg/l)	750.08

### V-3 La qualité des eaux usées à traité : [3]

Le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> indiquera le type de traitement que nous avons choisir pour l'épuration des eaux usées :

○ **Biodégradabilité :**  $DCO / DBO_5 \leq 3$

$$DCO/DBO_5 = 1.43 < 3 \quad (\text{V-4})$$

Donc le type de pollution est organique qu'il nous oblige de suivre un traitement biologique (boues activées)

Conformément au règlement de la Communauté Européenne le degré d'épuration des eaux usées qu'on rejette dans le milieu récepteur (barrage, oueds) doit correspondre aux normes suivantes:

**Tableau V-3 : Normes de degré des eaux usées épurées**

Dénomination des pollutions	Concentration des pollutions (mg/l)
Matières En Suspension / MES	15 mg/l
DBO <sub>5</sub>	15 mg/l
DCO	90 mg/l
Température	30 °C
Matières d'azote	50 mg/l
PH	5,5 à 8,0

**V-4 Méthode de traitement des eaux usées :**

La méthode d'épuration biologique des eaux usées est basée sur l'aptitude des microorganismes d'utiliser au cours de leur vie pour sa nutrition, les différentes substances qui se trouvent dans les eaux usées. Ainsi, les microorganismes qui sont artificiellement cultivés font éliminer des impuretés de l'eau tandis que le métabolisme de ces impuretés dans les cellules des microorganismes assure leurs besoins énergétiques, l'accroissement de la masse biologique et la restitution des substances des cellules dégradées. Plusieurs substances organiques composées peuvent être transformées par la voie biologique.

La méthode du métabolisme dans les conditions d'aérobie consiste en la création dans le réservoir contenant de l'eau usée, des floccs de la boue en suspension que l'on appelle la boue activée, à travers de laquelle passe l'eau usée.

L'efficacité de l'épuration dans les bassins à boue activée dépend de plusieurs facteurs :

- de la composition et des propriétés des eaux usées, des conditions hydrodynamiques du brassage, et du rapport de la charge polluante dans l'eau à traiter et la vitalité de la boue activée, du régime d'oxydation dans les installations, de la température et pH du milieu, de la disponibilité en éléments de nutrition, etc.

L'une des caractéristiques essentielles de la boue activée est la charge polluante de la boue, c'est-à-dire, la quantité des polluants par unité de masse de la boue et par unité de temps. Comme règle générale, on prend une unité de charge polluante exprimée par ses équivalents de l'oxygène: demande biologique et demande chimique en oxygène : DBO<sub>5</sub> et DCO.

Les différentes étapes à suivis sont montrées dans le schéma technologique (Figure V-1) suivant :

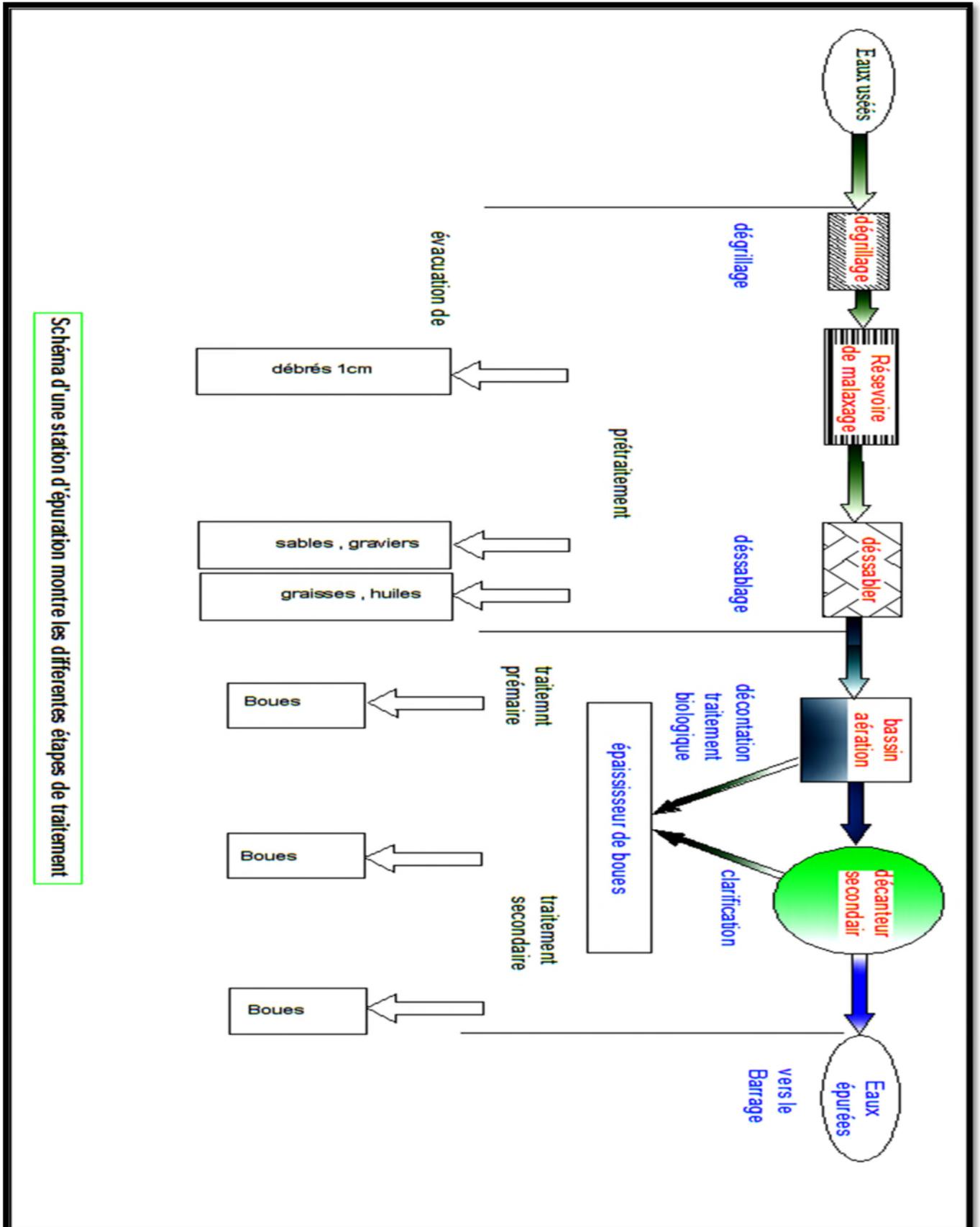


Schéma d'une station d'épuration montre les différentes étapes de traitement

Figure V-1 : Les différentes étapes à suivis sont montrées dans le schéma technologique. [11]

## V-5 Les prétraitements : [12]

### V-5-1 Généralités :

Les effluents doivent subir avant le traitement proprement dit, un prétraitement comportant un certain nombre d'opération à caractère physique ou mécanique. Le but est dans ce cas d'extraire et d'éliminer de l'eau les éléments solides en suspension ou en flottant et qui pourraient constituer un gêne pour les traitements ultérieures.

Ces opérations sont :

- Le dégrillage
- La dilacération
- Le tamisage
- Le dessablage
- Le dégraissage et déshuilage

### V-5-2 Choix des prétraitements :

Vu que les eaux urbaines rejetées par notre réseau d'assainissement ne présentent pas de matière de dimensions importantes, tel que les industries ou les hôpitaux ; on a opté pour la chaîne de prétraitements suivante :

- Dégrillage
- Dessablage
- Dégraissage

### V-5-3 Le dégrillage :

Le dégrillage consiste à retenir les gros déchets solides au moyen de grilles à barreaux verticaux dont l'écartement varie entre 3 et 100 mm en fonction de l'efficacité voulue. Sont ainsi éliminés les bois, plastiques, papiers, bouteilles, feuilles qui sont susceptibles de provoquer des dégâts aux conduites et machines des différentes unités de l'installation.

On distingue deux types de grille :

- **Les grilles manuelles** : elles sont utilisées dans les petites stations, où le nombre d'équivalent-habitant ne dépasse pas 2000 ; son inconvénient reste la nécessité de les nettoyer manuellement tous les jours.
- **Les grilles mécaniques** : au-delà de 2000 d'équivalent-habitant, on adopte une grille mécanique, cette mécanisation est indispensable pour éviter le colmatage rapide des canalisations, il existe deux genres de grilles mécaniques :
  1. Les grilles droites
  2. Les grilles courbes

**Tableau V-4 : Caractéristiques de la grille courbe**

dimensions	Largeur du canal (m)	Profondeur d'eau (m)	Espacement entre les barreaux a (mm)	Epaisseur des barreaux e (mm)	Coefficient de colmatage	Surface d'eau (m <sup>2</sup> )	Longueur L <sub>0</sub> (m)
	0.45	0.43	20	10	0.5	0.19	0.94

Selon l'espace entre les barreaux, on distingue :

- un pré-dégrillage d'espace 30 à 100 mm ;
- un dégrillage moyen d'espace 10 à 25 mm ;
- un dégrillage fin d'espace 3 à 10 mm ;

Pour notre station, on choisit une grille moyenne courbe, notamment pour :

- Une grande surface utile ;
- Une intervention manuelle réduite.

**V-5-3-1 Dimensionnement de l'appareil : [2]**

**A - Mise en œuvre des dégrillages :**

On adopte souvent une vitesse entre les barreaux suffisante pour obtenir l'application des matières sur la grille, sans provoquer une perte de charge très importante, ni entraîner un dépôt des matières avec le flot ; elle ne doit pas dépasser 0.6 à 0.8 m/s.

**B - Procédure de calcul :**

La procédure de calcul des grilles est la suivante :

• **La longueur mouillée : L<sub>0</sub>**

$$L_0 = H_{\max} / \sin \alpha \quad (\text{m}) \quad (\text{V-5})$$

Avec :

H<sub>max</sub> : hauteur maximale d'eau admissible sur une grille (m)

a : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizon

Fraction occupée par les barreaux : « o »

$$o = a / (e + a) \quad (\text{V-6})$$

Avec :

a : espacement entre les barreaux (mm)

e : épaisseur des barreaux (mm)

• **La section utile : S<sub>u</sub>**

$$S_u = Q_{\max} / (C \cdot o \cdot v_{\max}) \quad (\text{m}^2) \quad (\text{V-7})$$

Avec :

Q<sub>max</sub> : débits de pointe (m<sup>3</sup>/s)

C : coefficient de colmatage de la grille courbe

C = 0.1 à 0.3 pour une grille manuelle

C = 0.5 pour une grille mécanique

v<sub>max</sub> : vitesse d'écoulement maximale (m/s)

- **La surface unitaire :  $S_I$**

$$S_I = S_u / n \quad (\text{m}^2) \quad (\text{V-8})$$

Avec :

$S_u$  : la surface utile  
 $n$  : nombre de grille

- **La largeur unitaire :  $L_I$**

$$L_I = S_I / H_{\max} \quad (\text{V-9})$$

Avec :

$H_{\max}$  : hauteur maximale d'eau admissible sur une grille (m)  
 $S_I$  : la surface unitaire ( $\text{m}^2$ )

- **Calcul des pertes de charge  $\Delta H$  :**

Les pertes de charge induite par le dégrillage sont estimées par la relation de KIRSCHMER :

$$\Delta H = \beta (a/e)^{3/4} \cdot (v_{\max}^2 / 2 \cdot g) \sin \alpha \quad (\text{V-10})$$

Avec:

$\beta$  : coefficient de forme du barreaux :

$\beta = 2.42$  pour une section rectangulaire

$\beta = 1.83$  pour une section rectangulaire avec arrondi en semi-circulaire à l'amont

$\beta = 1.68$  pour une section rectangulaire avec arrondi en semi-circulaire à l'amont et l'aval.

$\beta = 1.79$  pour une section circulaire

Pour notre cas on a choisi des barreaux de section circulaire

$a$  : espacement entre les barreaux (m)

$e$  : épaisseur des barreaux (m)

$v_{\max}$  : vitesse maximale d'écoulement entre les barreaux (m/s) ;

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontale pour notre grille  $\alpha = 60^\circ$

$g$  : accélération de la pesanteur

### V-5-3-2 Estimation des rejets journaliers du dégrillage : [13]

Le volume des résiduel retenus, varie en fonction des espacements des barreaux :

$$V_{\min} = [120 / (365 \cdot a)] \cdot P \quad (\text{V-11})$$

$$V_{\max} = [150 / (365 \cdot a)] \cdot P \quad (\text{V-12})$$

Avec:

$a$  : espacement entre les barreaux (mm)

$V_{\min}$  : volume minimale des résidus retenus ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$V_{\max}$  : volume maximale de résidus retenus ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

$P$  : nombre d'équivalent-habitant (eqh)

#### Note de calcul :

Le nombre de grille est fixé par rapport à la gamme de débit relatifs aux grilles courbe :  
 $10 \text{ à } 5000 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow n = Q_p / 5000$ ,  $Q_p (\text{m}^3/\text{h})$  : débit de pointe.

Dimension du canal d'amené : on fixe la largeur du canal d'utilisation de la grille courbe 0.3 à 2m, on a pris  $L = 0.45\text{m}$ .

La vitesse d'écoulement (V) dans le canal est égal à : 0.6 m/s.

La surface d'eau dans le canal est égal à :  $S = Q_p / V$  (m<sup>2</sup>) (V-13)

La profondeur d'eau dans le canal est :  $H_{\max} = S / I$  (m) (V-14)

H doit être compris entre 0.4 et 0.7 (m)

**Tableau V-5 : Résultats de calcul de dimensionnement du dégrilleur**

Surface d'eau dans le canal (m <sup>2</sup> )	0.56
H <sub>max</sub> (m)	1.24
Nombre de grilles	1
Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0.337
L <sub>0</sub> (m)	1.43
S <sub>u</sub> (m <sup>2</sup> )	1.685
L <sub>I</sub> (m)	1.35
ΔH (m)	0.048
V <sub>min</sub> (m <sup>3</sup> /j)	0.732
V <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /j)	0.915

#### V-5-4 Le dessablage : [9] [13]

##### V-5-4-1 Généralités :

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les sables et d'autres particules fines de manière à éviter :

- l'abrasion des roues des pompes ;
- de perturber les autres stades de traitement ;
- les dépôts dans les canalisations provoquant leur bouchage.
- la granulométrie de ces sables s'échelonne de 0.05 mm (sable fin) à 3 mm (sable gros) de diamètre.

Il faut savoir que pour des particules de diamètre 0.05 mm, on devrait prévoir des ouvrage supérieur à 200 m ; c'est pour ça qu'on se limite à un dessablage sur les particules minérales de diamètre supérieur à 0.2 mm.

Il existe différents types de déssableurs dont :

- les déssableurs à couloir simples ;
- les déssableurs rectangulaires à insufflation d'air ;
- les déssableurs circulaire.

On choisit le type de déssableur selon l'ordre croissant d'importance et d'efficacité.

En ce qui concerne notre étude, on choisit un dessableur rectangulaire aéré, ce qui nous permet, un rafraichissement des eaux par l'apport de l'oxygène, et une retenue de l'ordre de 80%.

Les particules sont animées d'un mouvement rectiligne uniforme, le vecteur vitesse à pour composante horizontale  $v_e = 0.3$  m/s vitesse de l'eau dans le bassin, et pour composante verticale  $v_{se} = 0.016$  m/s, vitesse de sédimentation. [13]

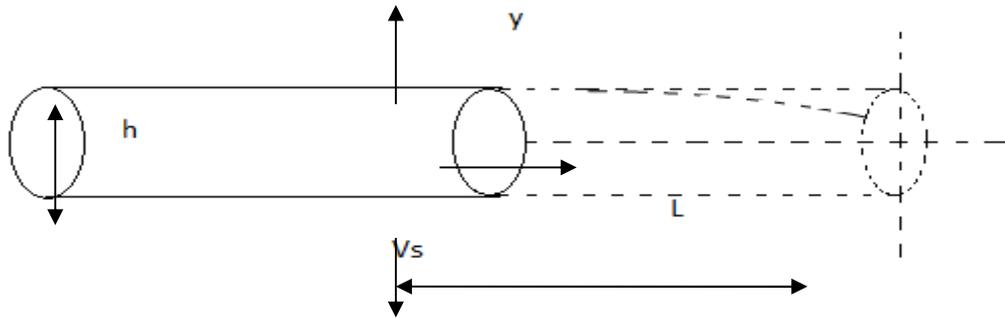


Figure V-2 : Schéma de principe de dessablement

#### V-5-4-2 Dimensionnement du dessableur :

Pour dimensionner le dessableur, on opte pour les données suivantes :

$$Q_p = 0.337 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vitesse d'auto-curage à l'arrivée :  $v = 0.6 \text{ m/s}$

Performance moyenne :  $n = 3$

Taux de traitement :  $t/t_0 = 2.2$

Nombre de dessableur :  $D = 1$

- **Hauteur d'eau : h**

$$h = 2 * \sqrt{\frac{Q_p}{v * \pi}} \quad (\text{m}) \quad (\text{V-15})$$

Avec :

$Q_p$ : débit maximal (m<sup>3</sup>/s)

$v$  : vitesse d'auto-curage à l'arrivée (m/s)

- **Largeur minimale du dessableur : l**

$$l = (\pi * h * v) / (4 * v_e) \quad (\text{V-16})$$

Avec :

$h$  : hauteur d'eau dans le bassin (m)

$v$  : vitesse d'auto-curage à l'arrivée (m/s)

$v_e$  : vitesse d'écoulement dans le bassin (m/s)

- **Longueur minimale du bassin : L**

$$L = v_e * t \quad (\text{V-17})$$

Avec :

$v_e$  : vitesse d'écoulement dans le bassin

$t$  : temps

Ou :  $t = 2.2 * t_0$

Avec :

$$t_0 = h / v_{sc} \quad (\text{V-18})$$

Ou :  $h$  : hauteur d'eau (m)

$v_{sc}$  : vitesse de sédimentation (m/s)

- **Surface horizontale du bassin :  $S_h$**

$$S_h = L \cdot l \quad (V-19)$$

Avec :

L : longueur minimale du bassin (m)

l : largeur minimale du dessableur (m)

Volume du bassin V :

$$V = S_h \cdot h \quad (m^3) \quad (V-20)$$

Avec :

$S_h$  : surface horizontale du bassin ( $m^2$ )

h : hauteur d'eau dans le bassin

- **Surface transversale du bassin :  $S_t$**

$$S_t = l \cdot h \quad (m^2) \quad (V-21)$$

Avec :

l : largeur minimale du dessableur

h : hauteur d'eau dans le bassin

- **Section transversale du chenal :  $S_T$**

$$S_T = Q_p / v_e \quad (m^2) \quad (V-22)$$

Avec :

$Q_p$  : débit maximal ( $m^3/s$ )

$v_e$  : vitesse d'écoulement dans le bassin ( $m/s$ )

#### V-5-4-3 Estimation de la quantité d'air nécessaire :

La quantité d'air nécessaire pour  $1 m^3$  d'eau est estimée à 1 jusqu'à  $1.5 m^3$

$$Q_{air} = 1.5 * Q_p \quad [13] \quad (V-23)$$

Avec :

$Q_p$  : débit maximal ( $m^3/s$ )

#### V-5-4-4 Evaluation de la quantité de sable rejetée :

La quantité de sable rejetée est évaluée à 8 jusqu'à 15 l par habitant par année

$$Q_{st} = Q_{su} * P / 365 \quad (l/j) \quad (V-24)$$

Avec :

$Q_{su}$  : quantité de sable unitaire

P : nombre d'équivalent-habitant (hab.)

**Tableau V-6 : Résultats de calcul de dimensionnement du dessableur**

Nombre de chambre	h (m)	l (m)	L (m)	$S_h$ ( $m^2$ )	$S_t$ ( $m^2$ )	V ( $m^3$ )	t (min)	$Q_{air}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{st}$ (l/j)
3	0.42	0.66	17.32	11.4	0.28	4.78	0.96	0.5	1830

### V-5-5 Le dégraissage :

Le dégraissage consiste à l'élimination des graisses rejetées. Il est souvent associé au dessablage, l'ouvrage est aéré par un dispositif à moyennes bulles. Les flottants sont ainsi raclés en surface et évacués vers un puisard à flottants.

## V-6 Traitement primaire :

### V-5-1 Généralités :

Si les prétraitements visent à l'élimination des matières solides, des sables, et des matières minérales qu'on peut récupérer par surnage. Le traitement primaire élimine plus de la moitié des matières en suspension et constitue une pré-épuration non négligeable quoique insuffisante pour garantir la qualité du rejet en milieu naturel.

La décantation classique est possible lorsque les eaux prétraitées séjournent en eaux calmes dans le bassin de décantation primaire. Les matières en suspension, organique ou non organique, se déposent dans le fond du bassin simplement par gravité. Elles y sont raclées et évacuées formant ainsi les boues primaires.

### V-6-2 Choix de type de décanteur :

Il existe de types de décanteur suivant leurs formes et suivant le mouvement du liquide qui les traverse :

#### *A - Décanteurs statiques sans raclage :*

Ces décanteurs se divisent en deux

- décanteurs coniques ou cylindro-coniques ;
- décanteurs statiques à flux horizontal.

#### *B - Décanteurs statiques à raclage mécaniques des boues :*

Ils se présentent sous deux formes :

- décanteurs circulaires ;
- décanteurs longitudinaux rectangulaire.

En prenant en considération le débit entrant à la station, notre choix s'est porté sur un décanteur statique à raclage mécaniques des boues de forme circulaire, car le décanteur de forme rectangulaire, même s'il à l'avantage de permettre une implantation ramassée des différentes unités de traitement, son coût reste très élevé.

**V-6-3 Fonctionnement de décanteur : [2]**

Le racleur est fixe à une charpente tourne autour de l'axe du bassin. On effectue le raclage des boues vers une fosse centrale d'où elles sont extradées.

La pente du radier sur laquelle on effectue le raclage des boues est de 4 à 10% : son diamètre est de 30 à 60 m. il peut même atteindre 90m ; mais la il devient sensible aux effets du vent, qui peut perturber la bonne répartition du liquide.

**V-6-4 Dimensionnement du décanteur : [2] [13]****V-6-4-1 Principe de calcul :**

Le dimensionnement d'un décanteur se repose essentiellement sur deux paramètres  
La charge hydraulique  $C_H$  : qui est comprise entre 1 à 2 m/h  
Le temps de séjour  $t_s$  : compris entre 1 et 2 heures.

**Remarque :**

Le temps de séjours ne doit pas dépasser 3 heures, car il risque d'y avoir fermentation et par conséquent, une remontée des boues déposées

En s'appuyant sur les paramètres suivants :

La charge hydraulique est :  $C_H = 2$  m/h

Le temps de séjour :  $t_s = 1$  heure

**A- La procédure de calcul est la suivante :**

- **La surface horizontale :  $S_h$**

$$S_h = Q_{\max} / C_H \quad (\text{m}^2) \quad (\text{V-25})$$

Avec :

$Q_{\max}$  : débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$C_H$  : la charge hydraulique ( $\text{m}/\text{h}$ )

- **La capacité de décanteur :  $V_t$**

$$V_t = Q_{\max} * t_s \quad (\text{m}^3) \quad (\text{V-26})$$

Avec :

$Q_{\max}$  : débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$t_s$ : temps de séjour (h)

- **La hauteur de l'ouvrage :  $h$**

$$h = V_t / S_h \quad (\text{m}) \quad (\text{V-27})$$

Avec :

$V_t$ : capacité de décanteur ( $\text{m}^3$ )

$S_h$ : surface horizontale ( $\text{m}^2$ )

- **Le diamètre du décanteur : D**

$$D = \sqrt{4 * S_h / \pi} \quad (m) \quad (V-28)$$

Avec :

$S_h$  : surface horizontale (m<sup>2</sup>)

**Tableau V-7 : Résultats de calcul du décanteur primaire**

Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)	S <sub>h</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	h(m)	D(m)
1213.2	606.6	1213.2	2	27.8

**B - Rendement du décanteur :**

Bien conduit, un traitement primaire peut éliminer jusqu'à 75% des MES et 35% de la DBO<sub>5</sub>.

En ce qui concerne notre station, on se fixe comme objectif :

- Un rendement de 60% sur les MES
- Un rendement de 30% sur la DBO<sub>5</sub>.

D'où les résultats suivantes :

**Tableau V-8 : Bilan de la décantation primaire**

MES	à l'entrée (kg/j)	100%	4007.7
	Retenue (kg/j)	60%	2404.62
	à la sortie (kg/j)	40%	1603.08
DBO <sub>5</sub>	à l'entrée (kg/j)	100%	3117.1
	Retenue (kg/j)	30%	935.13
	à la sortie (kg/j)	70%	2181.97

**V-7 Traitement secondaire : [12]**

**V-7-1 Introduction :**

Il s'agit d'une technique qui n'est autre qu'une accélération artificielle des processus d'autoépurations dans les milieux naturels. Au sein d'un courant continu d'eau usée : les bactéries sont soumises à l'action prolongées d'une forte oxygénation obtenue par une introduction d'air.

Régulièrement réparties dans l'effluent, les bactéries absorbent les matières organiques et forment de gros flocons qui décantent : lesquels, à leur tour, constituent des boues ou des masses floculeuses dites boues activées.

La liqueur mixte est envoyée de l'aérateur au décanteur secondaire ou se fait la séparation des boues, dont une partie est envoyée de l'aération biologique afin d'augmenter la concentration au micro-organisme, l'autre partie appelée boue en excès est dirigée vers l'ouvrage de boue.

**V-7-2 Bassin d'aération :**

Le bassin d'aération est un réacteur biologique où est effectuée l'aération du mélange biomasse-eau.

Cette aération peut se faire à partir de l'oxygène de l'air, d'un gaz enrichi en oxygène ou encore d'oxygène pur.

L'objectif de l'aération est de dissoudre le gaz dans le mélange afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices.

**V-7-2-1 Transfert d'oxygène :**

L'oxygène est tout d'abord transféré à la surface du liquide où il résulte d'une saturation de cette dernière, l'épaisseur de cette couche est au moins de la valeur de trois molécules d'eau.

Pendant la seconde stade, les molécules d'oxygène doivent passer au transfert du film par diffusion moléculaire.

Pendant le troisième stade, l'oxygène mélangé au liquide par diffusion.

**V-7-2-2 Différents équipements d'aération :**

Généralement on emploie trois types d'équipements d'aération :

**A - Diffuseur :**

- Poreux
- Non poreux
- Statique

**B - Aération de surface :**

- Flux radial (faible vitesse)
- Flux axial (vitesse élevée)
- Brosses

**C - Aération turbines :****V-7-2-3 Choix d'aérateur : [16]**

Vu la meilleure adaptation des aérateurs de surface dans le cas du procédé des boues activées, on a jugé judicieux d'opter pour ce système d'aération.

**V-7-2-4 Caractéristiques dimensionnelles :**

Les caractéristiques de dimensionnement des bassins d'aération sont :

- **La charge volumique : ( $C_v$ )**

La charge volumique ( $C_v$ ) est définie comme étant le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$C_v = \text{DBO}_5 \text{ entrée} / \text{volume du bassin} \quad (\text{kg DBO}_5/\text{j/m}^3) \quad (\text{V-29})$$

- **La charge massique : ( $C_m$ )**

La charge est définie comme étant le rapport de la pollution entrant par unité de masse de boue.

$$C_m = \text{DBO}_5 \text{ entrée} / \text{masse de boue} \quad (\text{kg c/j/kg boue}) \quad (\text{V-30})$$

A partir de ces deux caractéristiques ( $C_v$  et  $C_m$ ) on distingue plusieurs systèmes.

**Tableau V-9 : Caractéristiques des traitements par boues activées [8].**

Systèmes	$C_m$ (kg DBO <sub>5</sub> /j/kg boue)	MVS (kg/m <sup>3</sup> )	$C_v$ (kg DBO <sub>5</sub> /j/m <sup>3</sup> )	Boue (kg MES/kg DBO <sub>5</sub> )	O <sub>2</sub> cons (kg O <sub>2</sub> /kg DBO <sub>5</sub> )	rendement
Aération prolongé	≤ 0.1	4-6	≤0.35	0.1 – 0.3	1.5-2	95
Faible charge	0.1-0.2	3-4	0.35-0.5	/	/	80-90
Moyenne charge	0.2-0.5	3-4	0.5-2	0.5	0.8-1.2	85-95
Forte charge	≥1	2-3	≥2	0.8	0.3-0.8	70-80

**V-7-2-5 Dimensionnement : [5] [17]**

**A - Volume du bassin:**

Pour calcul le volume du bassin, on se fixe une valeur de la charge volumique :  $C_v$

$$C_v = 1.2 \text{ kg de DBO}_5/\text{j.m}^3$$

Le volume de bassin d'aération sera égal :

$$V_b = L_0 / C_v \quad (\text{V-31})$$

Tel que  $L_0$  est la quantité de la DBO<sub>5</sub> reçu par jour de la décantation primaire.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau

**Tableau V-10 : Volume de bassin**

DBO <sub>5</sub> entree (kg/j)	$V_b$ (m <sup>3</sup> )
3117.1	2597.58

**B - Calcul du temps de séjour :**

Le temps de séjour est donnée par :

$$t_s = V_b / Q_m \quad (\text{h}) \quad (\text{V-32})$$

Avec :

$V_b$  : volume de bassin (m<sup>3</sup>)

$Q_m$  : débits moyen journalière (m<sup>3</sup>/h)

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau.

**Tableau V-11 : Résultats de calcul des temps de séjour.**

$V_b$ (m <sup>3</sup> )	$Q_m$ (m <sup>3</sup> /h)	$t_s$ (h)
2597.58	222.65	11.67

**C - Détermination de la concentration en matière volatiles en suspension(MVS) :**

On propose une valeur de la charge massique :

$C_m=0.4$  kg de DBO<sub>5</sub> /kg.j de MVS ;

Donc la teneur en MVS sera

$$C_{MVS} = C_v / C_m = 3 \text{ g/l} \quad (\text{V-33})$$

La masse de MVS contenu dans le bassin d'aération est de :

$$B_a = C_{MVS} * V_b = 3 * 2597.58 = 7792.74 \text{ kg} \quad (\text{V-34})$$

**D - Dimensionnement du bassin d'aération :**

Le volume du bassin d'aération est de 2597.58 m<sup>3</sup>

En vue de dimensionner le bassin d'aération, nous prendrons comme base de calcul les relations recommandées par TABASSARAN [3] et :

L : longueur (m)

l : largeur (m)

H : hauteur (m)

Avec :

$$l/H = 1 \text{ à } 2.5 \quad L/l = 1 \text{ à } 5 \quad (\text{V-35})$$

On prend une hauteur de 4 m, et un rapport  $l/h=2.5$

Ce qui donnera une largeur :  $l = 2.5 * H = 2.5 * 4 = 10 \text{ m}$

$l = 10 \text{ m}$

Surface horizontale du bassin :  $S_h$

$$S_h = V_b / 4 = 2597.58 / 4 = 649.4 \text{ m}^2 \quad (\text{V-36})$$

$S_h = 649.4 \text{ m}^2$

Longueur du bassin : L

$$L = S_h / l = 649.4 / 10 = 64.94 \text{ m} \quad (\text{V-37})$$

$L = 64.94 \text{ m}$

**Tableau V-12 : Dimensionnement du bassin d'aération**

Nombre du bassin	Hauteur du bassin H(m)	Largeur l(m)	Longueur L(m)	Surface horizontale $S_h$ (m <sup>2</sup> )	Volume du bassin V (m <sup>3</sup> )
1	4	10	64.94	649.4	2597.58

V-7-2-6 Besoins en oxygène : [14]

**A - Consommation théorique :**

Les besoins en oxygène seront évalués par la formule suivante :

$$P(O_2) = a' \cdot (L_0 - L_f) + b' \cdot B_a \quad (V-38)$$

Avec :

$P(O_2)$ : quantité d'oxygène à fournir en kg de  $(O_2)$  ;

$L_0 - L_f = L_e$  : fraction éliminée de  $DBO_5$  en (kg/j) ;

$B_a$ : la masse en MVS contenus dans le bassin d'aération en (kg)

$a'$ : fraction de substrat oxydé en kg de  $O_2$ /kg de  $DBO_5$

$b'$ : la consommation en métabolisme endogène en kg de  $O_2$ /kg de  $DBO_5$

Les valeurs conventionnelles de  $a'$  et  $b'$  sont mentionnées dans le tableau.

**Tableau V-13 :  $a'$  et  $b'$  en fonction du domaine de charge**

Type de traitement	$a'$	$b'$
Faible charge	0.65	0.065
Moyenne charge	0.60	0.08
Forte charge	0.55	0.12

Dans notre cas :  $a' = 0.6$

$b' = 0.08$

Par ailleurs :

$L_f$ : c'est la quantité de la  $DBO_5$  résiduelle qui sera calculée comme suit :

$$L_f = C_{od} \cdot Q_m \quad (V-39)$$

Avec :

$C_{od}$ : consommation d'oxygène dissoute qui varie de 2 à 2.5 g/l

$Q_m$ : débit moyen journalier.

Les résultats des calculs sont donnés par le tableau

**Tableau V-14 : Besoins journalier en oxygène.**

$Q_J$ (m <sup>3</sup> /j)	$C_{od}$ (kg/l)	$L_f$ (kg/j)	$L_0$ (kg/j)	$P(O_2)$ (kgO <sub>2</sub> /j)
5343.6	$2.5 \cdot 10^{-3}$	13.36	3117.1	2485.66

**B - Consommation de pointe :**

L'élimination de la  $DBO_5$  s'effectue pendant 13 h :

Le métabolisme endogène se déroule en permanence, alors la consommation de pointe en oxygène sera de :

$$P(O_2)_{max} = a' \cdot L_e / 13 + b' \cdot B_a / 24 \quad (V-38)$$

Avec :

$a' = 0.6$

$b' = 0.08$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau

**Tableau V-15 : Capacité d'oxygène nécessaire en consommation de pointe**

$L_e$ (kg/j)	$B_a$ (kg)	$P(O_2)_{max}$ (kg O <sub>2</sub> /h)
3103.74	7792.74	169.22

**C - Puissance de l'aérateur :**

Notre choix s'est porté sur les bassins d'aération équipés par des aérateurs de surface.

Dont le type est à axe vertical à vitesse lente, car c'est le mieux adapté aux bassins de boues activées de toutes dimensions.

Les rapports spécifiques d'oxygène des aérateurs à vitesse lente se situent entre 1.3 et 2.3 kgO<sub>2</sub>/kwh.

$$P_a = P(O_2) / 1.5$$

$$P_a = 169.22 / 1.5$$

$$P_a = 122.81 \text{ kw}$$

A cette puissance, il est indispensable d'ajouter la puissance de brassage afin de mettre les boues en suspension.

La dépense de consommation électrique est de l'ordre de 25 à 30 w/m<sup>3</sup> du bassin.

Nous prendrons :  $P = 30 \text{ w} / \text{m}^3$

$$P_a / V_b = 47.28 \text{ w/m}^3 > 30 \text{ w/m}^3$$

**D - Production des boues en excès : [5] [14]**

Les boues activées en excès sont composées de matières solides de nature hétérogène provenant de deux sources :

Préexistence dans l'eau, à l'entrée de bassin d'activation de nature minérale et organique inerte ;  
Produite par l'épuration biologique de nature organique et qui résulte de la somme algébrique de la synthèse cellulaire et de l'auto-oxydation de la biomasse.

Donc le bilan est

$$X = a_m * L_e - b * B_a + S_{min} + S_{dur} \quad (V-40)$$

Avec:

$X$  : quantité des boues en excès en (kg/j)

$L_e$ : quantité de DBO<sub>5</sub> éliminée en (kg/j)

$B_a$ : quantité des boues organiques dans le bassin en (kg/j)

$S_{min}$ : quantité des matières minérales en suspension apportées par l'effluent en (kg/j)

Elle représente 30% des MES ;

$S_{dur}$ : quantité des matières organique en suspension difficilement biodégradables apportées par l'effluent en (kg/j), elle représente 25% de MVS (70% des MES)

$a_m$ : coefficient de synthèse cellulaire

$b$ : coefficient d'auto-oxydation

Les coefficients  $a_m$  et  $b$  sont données en fonctions des domaines de charge par le tableau

**Tableau V-16 :  $a_m$  et  $b$  en fonction des domaines de charge. [14]**

Type de traitement	$a_m$	$b$
Faible charge	0.65	0.05
Moyenne charge	0.60	0.07
Forte charge	0.55	1

Dans notre cas :  $a_m = 0.55$

$b = 1$

**Tableau V-17 : Bilan des boues**

$a_m * L_e$ (kg/j)	$b * B_a$ (kg/j)	$S_{min}$ (kg/j)	$S_{dur}$ (kg/j)	$X$ (kg/j)
1707.035	7792.74	1202.31	2805.39	2078

### V-8 Age des boues : [2] [5]

L'âge moyen des boues est le rapport de la masse des boues présente à la masse journalière des boues extraites, il s'exprime en jour :

Donc : l'âge moyen des boues est :

$B =$  quantité totale initiale des boues / masse journalière des boues

$$B = [MVS] * V_b / X \quad (V-41)$$

Avec :

[MVS] : concentration de MVS en (g/l) ;

$V_b$  : volume du bassin d'aération en ( $m^3$ ) ;

$X$  : quantité des boues en excès en (kg/j).

Les résultats de calcul d'âge des boues dans le réacteur sont exposés dans le tableau

**Tableau V-18 : Age des boues**

[MVS] (g/l)	$V_b$ ( $m^3$ )	$X$ (kg/j)	$B$ (j)
3	2597.58	2078	3.75

#### Remarque :

L'âge des boues recommandés à maintenir pour assurer le traitement est  $B > 2$  jour.

Dans notre cas  $B = 3.75j$ , donc c'est vérifié.

### V-8-1 Etude de la recirculation des boues :

Dans l'objectif de maintenir la concentration des boues activées constante dans le bassin d'aération, on effectue un recyclage des boues à partir du décanteur secondaire.

Le pourcentage minimum à assurer devient fonction de la concentration en MVS dans l'aérateur et de l'indice de MOHLMAN ( $I_m$ ).

$$R = [MES] / C - [MES] \quad (V-42)$$

Avec :

$R$  : pourcentage des boues à recycler ;

$X_a$  : concentration en MVS dans le réacteur (g/l) ;

C : concentration des boues au fond du clarification qui peut être évaluée par la formule suivante :  $C \leq 1000 * 1.3 / I_m$

(Pour un temps de séjour de 90 mn des boues dans le clarification).

Le facteur 1.3 tient compte de l'épaississement des boues dans le clarification.

$I_m$  : indice de MOHLMAN caractérise l'aptitude des boues à la décantation.

L'expérience montre que  $I_m$  est fonction de la charge massique.

**Tableau V-19 : Valeur de  $I_m$  en fonction de  $C_m$  [14]**

$C_m$	0.035	0.065	0.09	0.15	0.3	0.6	0.9
$I_m$	150	150	150	170	200	250	300

$I_m = 217$  pour  $C_m = 0.4$  (par interpolation)

$$R = [MES] / C - [MES] \tag{V-42}$$

$$R = 0.75 / (6 - 0.75)$$

$$R = 0.1428$$

$$R = 14.28 \%$$

- Le débit de recirculation sera :

$$Q_R = R \cdot Q_p \tag{V-43}$$

- Le débit du à l'extraction des boues est :

$$Q_{ER} = X_a / C \tag{V-44}$$

- Le débit recycle au réacteur est :

$$Q \cdot (1 - E) \cdot R = (1 - E) \cdot Q_R \tag{V-45}$$

$$E = Q_{ER} / (R \cdot Q_p)$$

$$E = 346.33 / 4157.76$$

$$E = 0.083 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc :

$$Q \cdot (1 - E) \cdot R = (1 - 0.083) \cdot 4157.76$$

$$Q \cdot (1 - E) \cdot R = 3811.43 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau :

**Tableau V-20 : Calcul de la recirculation des boues**

$I_m$	Taux de recirculation (%)	C (g/l)	$Q_R$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{ER}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{RR}$ (m <sup>3</sup> /j)
217	100	6	4157.76	346.33	3811.43

## V-9 Décantation secondaire :

Le décanteur secondaire est un ouvrage qui permet la séparation du floc biologique et de l'eau épurée, laquelle est évacuée en surverse par goulotte ; alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour être recirculées dans le bassin de boues activées et pour une partie (boues en excès) envoyée au traitement des boues.

### V-9-1 Dimensionnement du clarificateur :

Le dimensionnement de clarificateur est dépendant de deux paramètres savoir la charge superficielle et le temps de séjour.

Le taux de recirculation conditionne le volume et le temps de séjour de la boue dans le clarificateur.

#### V-9-1-1 Calcul de la surface utile : [7]

On calcule la surface utile ( $S_u$ ) pour une vitesse ascensionnelle à moyenne charge qui varie entre 1 et 1.25 m/h.

On prend dans notre cas  $V_{\max} = 1.25$  m/h

Avec :

$$S_u = Q_p / V_{\max} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{V-46})$$

Tel que :

$Q_p$  : débit de pointe ;

$V_{\max}$  : vitesse ascensionnelle

$S_u$  : surface utile

#### V-9-1-2 Calcul de la hauteur périphérique du clarificateur :

$$H_{tp} \geq 1.8 + 0.03.D_T \quad (\text{V-47})$$

Avec :

$D_T$  : diamètre totale de clarificateur (m)

$H_{tp}$  : hauteur périphérique du clarificateur (m)

#### V-9-1-3 Calcul des diamètres des éléments du clarificateur :

Le clarificateur est généralement, formé par une série de quatre cercles concentriques dont l'ordre est :

- La buse :  $D_1$
- La jupe :  $D_2$
- Le diamètre de la surface utile :  $D_u$
- Le diamètre de la goulotte :  $D_T$
- La buse possède généralement un diamètre  $D_1 = 1$  m

Donc :  $S_1 = 0.785 \text{ m}^2$

- **La jupe** : pour déterminer le diamètre de la jupe on se base sur la vitesse maximale admissible dans la jupe pour assurer la séparation liquide / boue qui est de 90 m/h pour le débit maximum majoré par la circulation.

$$S_2 = [(R\% / 100)+10+(Q_p / 90) \quad \text{avec : } R=150\% \quad (V-48)$$

$$S_2 = 11.5 \text{ m}^2$$

$$D_2 = \sqrt{n. (S_1 + S_2) / \pi} \quad (V-49)$$

Avec:

$$n=4 \text{ et } \pi=3.14$$

$$D_2 = 3.95 \text{ m}$$

- **Le diamètre de la surface utile :**

$$D_U = \sqrt{n. (S_1 + S_2 + S_u) / \pi} \quad (V-50)$$

$$D_U = 35.38 \text{ m}$$

- **Le diamètre de la goulotte :**

La vitesse de l'eau est environ 0.7 m/s (2520 m/h), ce qui donne une surface :

$$S_3 = Q_p / 2.V \quad (\text{m}^2) \quad (V-51)$$

$$S_3 = 337 / 2 * 2520$$

$$S_3 = 0.067 \text{ m}^2$$

Si on fixe une hauteur maximum de (h=0.4 m), on obtient une longueur(L) :

$$L = S_3 / 0.4 = 0.067 / 0.4 \quad (V-52)$$

$$L = 0.167 \text{ m}$$

Donc le diamètre de la goulotte est :

$$D_T = D_U + 2.L \quad (\text{m}) \quad (V-53)$$

$$D_T = 35.38 + 2 * 0.167$$

$$D_T = 35.7 \text{ m}$$

- **Le volume utile de clarificateur :**

Le volume unitaire est :

$$V_u = H_{tp} . S_U \quad (\text{m}^3) \quad (V-54)$$

$$H_{tp} = 2.87 \text{ m}$$

$$V_u = 2.87 * 970.56$$

$$V_u = 2785.5 \text{ m}^3$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

**Tableau V-21 : Résultats de calcul du clarificateur**

S <sub>U</sub>	(m <sup>2</sup> )	970.56
D <sub>1</sub>	(m)	1
D <sub>2</sub>	(m)	3.95
D <sub>U</sub>	(m)	35.38
D <sub>T</sub>	(m)	35.7
H <sub>tp</sub>	(m)	2.87
V <sub>u</sub>	(m <sup>3</sup> )	2785.5

## V-10 Traitement tertiaire :

### V-10-1 Généralités :

On désigne sous le terme général de traitement tertiaire tout traitement allant au delà du traitement secondaire, il est réalisé par désinfection, pour éliminer les dernières traces de germes pathogènes subsistants après les traitements en amont.

### V-10-2 Choix de type de désinfectants :

Plusieurs procédés de désinfection existent, et chacun d'eux présente ses avantages et ses inconvénients :

**Le brome** : son inconvénient est qu'il dégage des vapeurs suffocantes ;

**le dioxyde de chlore** : sa réaction est lente, et n'est complète qu'en présence d'un excès d'acide ;

**le chloramine** : son action est moins rapide que le chlore ;

**le chlore** : c'est le désinfectant le plus utilisé, on obtient une réduction de 99.9% de coliformes ;

**l'ozone** : malgré sa puissance de désinfection, il coûte quatre fois le prix du chlore.

Notre choix s'est porté sur la désinfection par le chlore, vu les avantages technico-économique qu'il présente.

### V-10-3 Dimensionnement du stérilisateur :

Pour dimensionner le stérilisateur, on fixe le temps de contact  $t_c=15$  mn  
La procédure de calcul est alors la suivante :

**A - Volume du bassin : V**

$$V = (Q_p * t_c) / 60 \quad (\text{m}^3) \quad (\text{V-55})$$

Avec :

$Q_p$  : débit de pointe ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

$t_c$  : temps de contact (mn)

**B - La surface horizontale :  $S_h$**

Pour le calcul de la surface horizontale, on fixe la hauteur du stérilisateur  $H=2\text{m}$

$$S_h = V / H \quad (\text{m}^2) \quad (\text{V-56})$$

**C - La largeur du bassin : l**

On adopte un bassin rectangulaire, avec une longueur de  $L= 10\text{m}$

$$l = S_h / L \quad (\text{m}) \quad (\text{V-57})$$

### V-10-4 Quantité de chlore nécessaire :

**Dose unitaire :**

Généralement, la dose unitaire à appliquer aux eaux ayant subies un traitement biologique varie de 2 à 10 mg/l [14]

Pour notre cas, on prendra la moyenne qui est :  $d \ll \text{cl}_2 \gg = 6 \text{ mg/l}$  ;

Dose globale journalière :  $D_j$

$$D_j = d \ll \text{cl}_2 \gg \cdot Q_j \quad (\text{kg/j})$$

$d \ll \text{cl}_2 \gg$  : dose unitaire ( $d \ll \text{cl}_2 \gg = 0.006 \text{ kg/m}^3$ )

$Q_j$ : débit journalière

**Résultats de calcul:**

*Tableau V-22: Calcul de stérilisateur*

V (m <sup>3</sup> )	H (m)	S <sub>h</sub> (m <sup>2</sup> )	L (m)	l (m)	D <sub>j</sub> (kg/j)
303.3	2	151.65	10	15.165	32.06

### ❖ Conclusion :

L'évaluation de tous les paramètres dans les années à venir (horizon 2040)

Un croisement de la population égal 44530 Hab. avec un taux d'accroissement de 2,1% à ce horizon l'accroissement du volume des eaux usées sera égal à 5343.6 m<sup>3</sup>/j et un débit de pointe égal à 29116.8m<sup>3</sup>/j ce volume contenue une charge polluant (équivalent habitant) de DCO 4453 Kg/j, DBO<sub>5</sub> 3117.1Kg/j et MES 4007.7 Kg/j.

Les installations satisfaisant le système de collecte :

- Deux stations de relevage
- Deux conduites de refoulements (TSP)
- Deux collecteurs existants
- Six collecteurs projetés
- Cinq déversoirs d'orage (DO).

Pour le système d'épuratoire le type de traitement a suivre un traitement biologique (boues activées) en considération le rapport DCO/DBO<sub>5</sub> est inférieur a 3 (pollution organique)

L'épuration comprend les installations des stations suivant :

- Dégrillage
- Réservoir de malaxage,
- Dessablage,
- Bassin d'aération,
- Décanteur secondaire
- Epaisseur de boues

## **Conclusion général :**

Le travail réalisé porte sur la protection du barrage contre les eaux usées, provenant de la ville d'Oum Toub qui se situe dans le bassin versant d'Oued Fessa, ce dernier couvre une superficie de 202 Km<sup>2</sup> et fait partie du grand bassin côtier Constantinois. Il est situé au Nord-est algérien, drainé principalement par l'oued Fessa et ces affluents.

L'analyse morphométrique fait ressortir un bassin allongé de relief qualifié très fort, avec un chevelu hydrographique dense aboutissant à une rapide mobilisation des eaux de surface.

Le diagnostic de l'état de la qualité des eaux du barrage Guenitra, montre que dans l'ensemble de la durée d'observation, les eaux présentent un état de qualité assez bon par rapport aux normes de l'OMS.

La partie la plus importante des eaux du barrage est destinée à la satisfaction des besoins domestiques, avec un taux de 44 %. Tout fois, cette dominance est due aux besoins des populations qui ne cessent de croître. L'irrigation tient une place prépondérante dans les prélèvements d'eau (42 %), par son vaste périmètre irrigué. L'industrie ne bénéficie que de 14 %, pour couvrir ses besoins en eau. La tension sur la demande exercée concurremment par les secteurs de l'agriculture et de l'industrie, et plus fortement encore par la population en constant accroissement sera de plus en plus forte, ainsi que par les différents types de pollutions menaçant le bassin,

Une très forte pression a été donc générée sur les eaux de ce barrage. Dans ce contexte délicat, et dans le but principal de notre travail, la protection du barrage contre les eaux usées provenant de la ville d'Oum Toub et les différentes agglomérations voisines, un système de collecte et d'épuration a été envisagé.

Notre intervention a porté sur la réalisation d'un réseau d'assainissement conforme, dont le but est la collecte des rejets et leur acheminement vers une station d'épuration, qui à son tour fait partie de ce travail. Ce dernier s'est fait en prenant en considération l'évaluation de la population à différents horizons, avec un taux d'accroissement moyen de 2,1 et un nombre d'habitants de 44530 habitants dans 25 ans. Cette évaluation de la population et celle des extensions des structures de la région, nous a amené à proposer un réseau d'assainissement du type unitaire.

Ce réseau est constitué d'ouvrages principaux et d'ouvrages annexes, son dimensionnement s'est effectué pour un débit maximal de 337 l/s.

Le système de collecte projeté achemine les eaux usées vers la future station d'épuration, par un système mixte, gravitaire et refoulement. Deux stations de refoulement ont été implantées dans but de relever les eaux usées dans une conduite de refoulement de longueur totale de 1477 m, vers la station d'épuration. Cette dernière a comme rôle de traiter les eaux usées recueillies par le réseau d'assainissement, avant d'être rejetées dans les cours d'eau.

L'épuration comprend les étapes de traitement suivantes :

- le prétraitement qui se caractérise par le dégrillage, réservoir de malaxage et le dessablage ;
- le traitement primaire qui se caractérise par le décanteur ;
- le traitement secondaire qui consiste à réaliser une épuration biologique à l'aide du bassin à boues activées et une décantation finale au niveau du décanteur secondaire ;
- et un traitement des boues résiduelles à l'aide d'un épaisseur de boues.

Finalement, nous espérons que cette étude que nous avons menée au niveau de la plaine d'Oum Toub a apporté un certain nombre d'informations et de précisions, qui pourront orienter de futurs travaux dans le domaine de la protection des eaux de surface.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A.DUPONT**, Hydraulique urbaine T1, T2, 4<sup>ème</sup> édition Eyrolles.,484 pages, 1979 [1]
- A.GAÏD**, Epuration biologique des eaux usées urbaine- O.P.U. 1984 [2]
- ABDELBOST, S. et BELAID, L.**, Etude et dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement, et de la station d'épuration, la zone touristique de Tighremt, commune Toudja, Willaya de Béjaia, Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Béjaia, Algérie, pages, juin 2003 [3]
- Agence national des ressources en eaux** : Les caractéristiques physiques, chimique. [4]
- BECHAC**, Mémento de l'exploitation de l'eau et de l'assainissement, édition Eyrolles, Paris 1007 pages, 1974 [5]
- BOURRIER**, Les réseaux d'assainissement calculs, application perspectives, 3<sup>ème</sup> édition, Paris, 533 pages, 1985 [6]
- CARLIER, M.**, Hydraulique générale, édition Eyrolles, Paris, 565 pages, 1980 [7]
- DEGREMENT** : Mémento technique de l'eau T1, T2, 9<sup>ème</sup> édition, Paris, 592, 1459 pages, 1989 [8]
- DEGREMENT** : Mémento technique de l'eau, 8<sup>ème</sup> édition, Paris, 1200 pages, 1978 [9]
- Direction de l'hydraulique de Skikda** : Les points de rejet [10]
- Direction de l'hydraulique wilaya de Biskra** : Etude du système d'épuration des eaux usées de la ville de Biskra wilaya de Biskra [11]
- HELLOU, K. et IHADDADENE, K.**, Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement séparatif et d'une station d'épuration, Sidi Ali Lebhar Willaya de Béjaia, Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat, Université Abderrahmane Mira de Béjaia, Algérie, pages, juin 2004. [12]
- SATIN, M. et SELMI, B.**, Guide technique de l'assainissement, Le Moniteur, 3<sup>ème</sup> édition, Paris, 726 pages, 2006 [13]
- SIBONY**, Technique de documentation : Traitements des eaux usées urbaines, 1993 [14]
- TABASARAN**, Initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides 2<sup>ème</sup> édition, 1980. [15]
- THOMAZEAU** : Station d'épuration, Editions technique et documentation, 435 pages, 1981 [16]
- VALIRON**, Gestion des eaux AEP, assainissement, presses de l'école nationale de ponts et chaussées France, 2<sup>ème</sup> édition, 505 pages, 1989 [17]

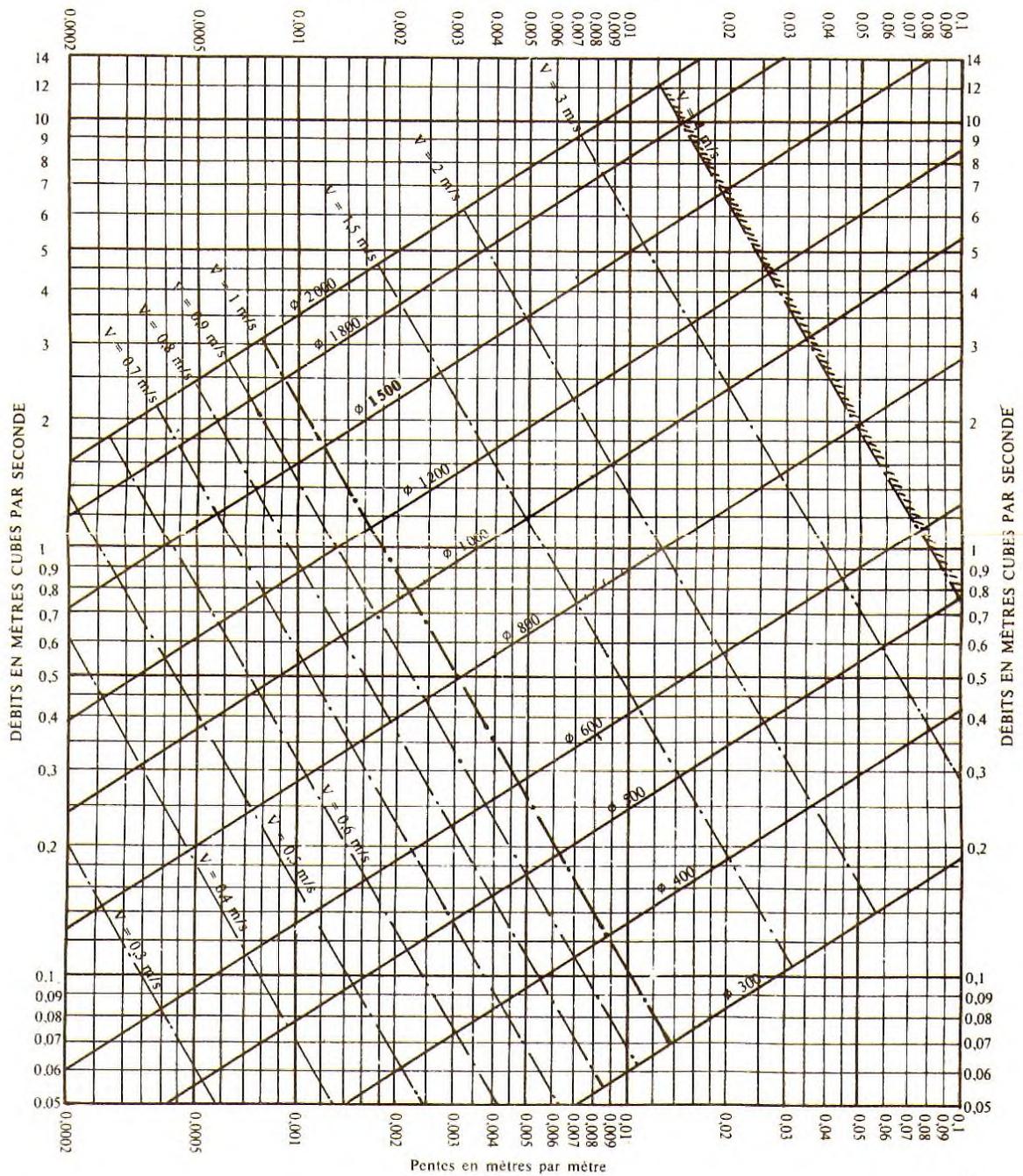
*Annexe II-1 : Récapitulatif des différents paramètres physiques ou chimiques du Barrage  
Guenitra (Données ANRH Constantine)*

Période de prélèvement année 2014												
Paramètres physique												
Paramètres	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juillet	août	sep	oct	nov	déc
T <sub>eau</sub> (°C)	11	12	12	17	17	20	24	27	26	22	22	9
pH	7,7	7,5	7,85	7,85	8,13	8,06	7,95	7,95	7,71	7,79	7,81	7,7
C <sub>élect</sub>	610	600	580	590	600	600	570	600	570	590	580	570
Rs 105°	428	416	368	374	138	392	370	388	360	390	448	374
Eléments chimique (mg/l)												
Ca <sup>++</sup>	57.6	64.9	60.8	56.3	67	58.5	60.1	54.3	57.9	58.3	51.7	53.9
Mg <sup>++</sup> ,	18	19	18	18	19	19	18	19	19	20	19	20
Na <sup>+</sup>	37	35	30	22	25	37	45	38	39	35	37	40
K <sup>+</sup>	3	3	3	4	3	3	2	2	2	2	2	4
Cl <sup>-</sup>	60	60	60	45	55	55	75	50	60	55	55	55
SO <sub>4</sub> <sup>--</sup>	80	102	82	74	100	102	92	142	112	110	112	78
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	170,8	152,5	146,4	152,5	158,6	140,3	109,8	122	128,1	140,3	134,2	152,5
Éléments indicateurs de la pollution urbaine (mg/l)												
DBO <sub>5</sub>	3	3	2	3	2	2	4	4	3	2	1	3
DCO	18	35	35	44	35	35	35	35	35	35	44	35
O <sub>2</sub>	0,376	0,379	0,461	0,42	7,11	5,376	6,381	8,01	0,378	0,376	0,339	0,336
NO <sub>3</sub>	1	2	2	3	1	4	2	1	0	2	1	2
NO <sub>2</sub>	0,005	0,003	0,003	0,003	0,006	0,006	0,022	0,003	0,002	0,003	0,008	0,005
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	0,013	0,004	0,01	0,129	0	0,003	0	0,002	0,002	0,001	0,003	0,001

**Annexe III-1 : Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydrauliques des eaux pluviales transportées.**

ANNEXE VII

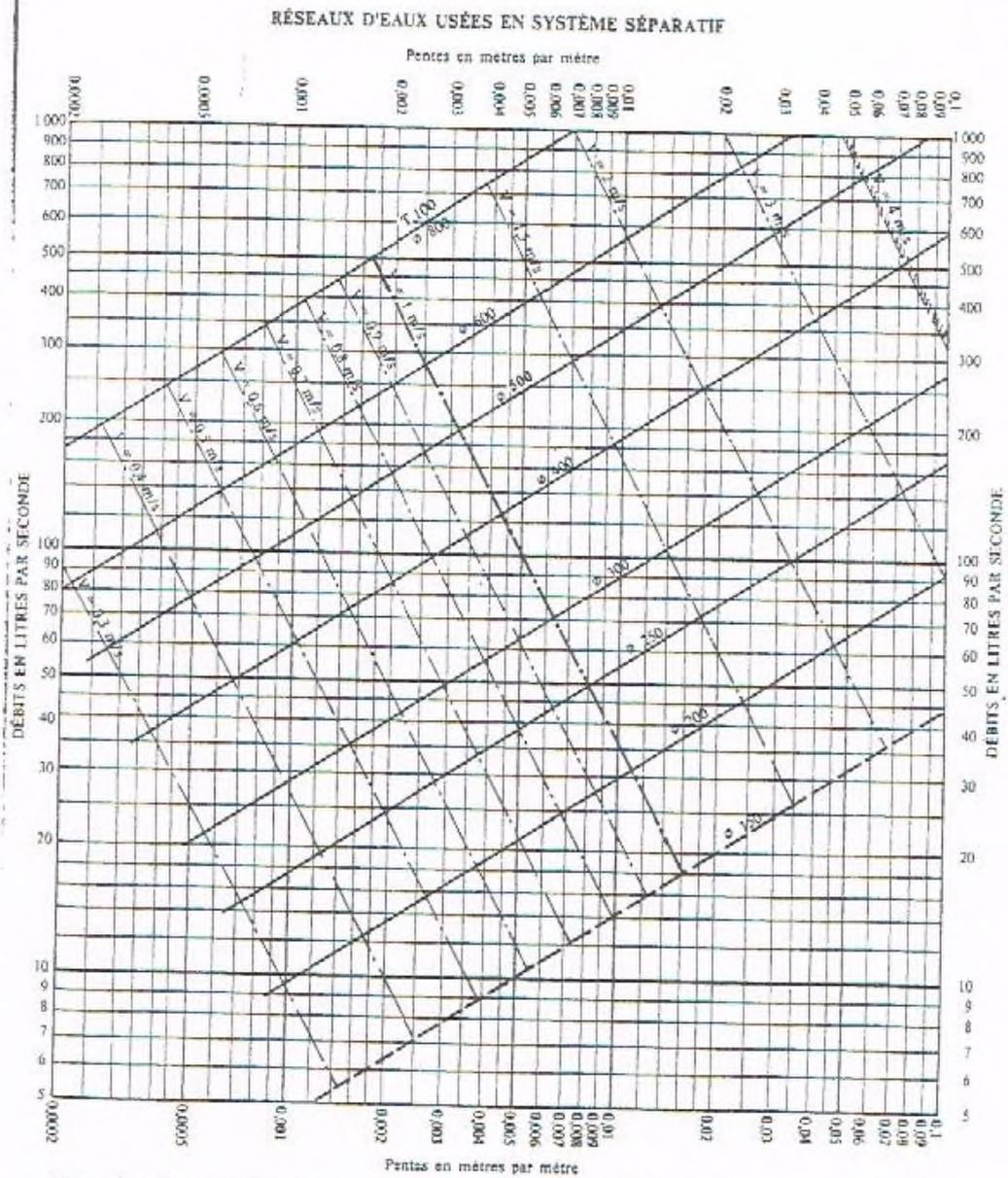
**RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF**  
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)



**Annexe III-2 : Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydrauliques des eaux usées transportées.**

ABaque Ab. 3

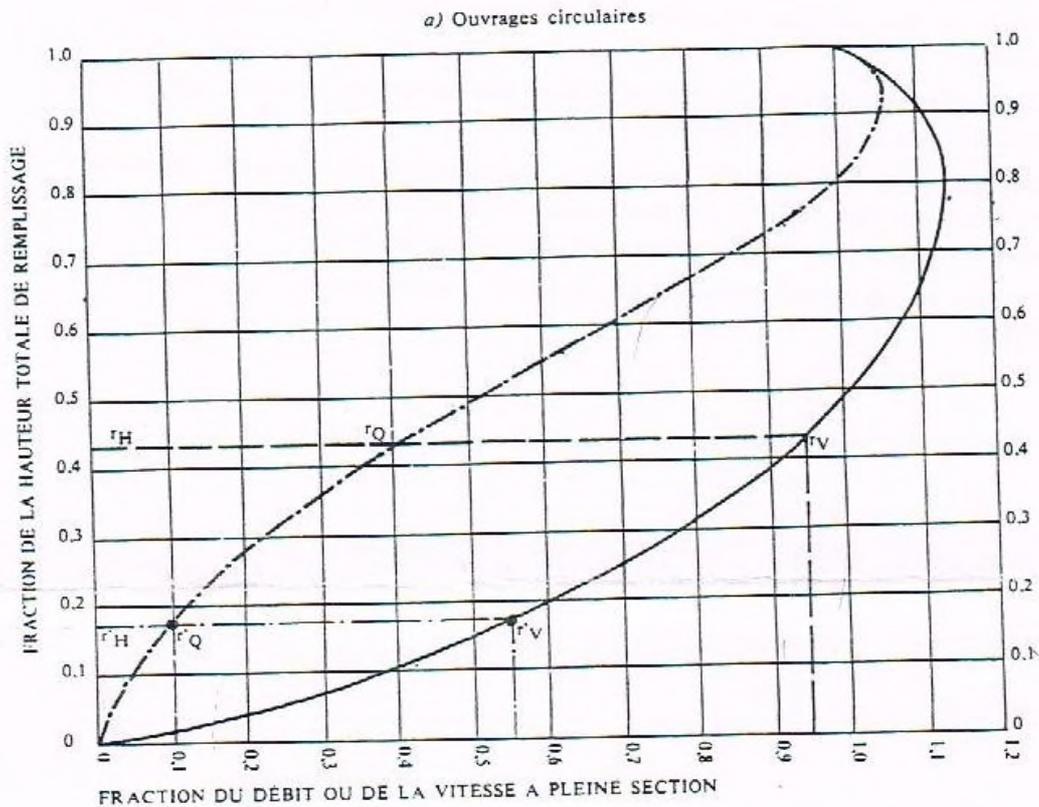
Ab. 3



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ( $\gamma = 0,16$ ). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

**Annexe III-3 : Nomogramme d'évaluation des caractéristiques hydrauliques en fonction du remplissage des ouvrages circulaire**

**VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE**



**MODE D'EMPLOI.**

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitives des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

*Exemples :*

Pour  $r_Q = 0.40$ , on obtient  $r_V = 0.95$  et  $r_H = 0.43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r_V = 0.55$  et  $r_H = 0.17$  (autocurage).

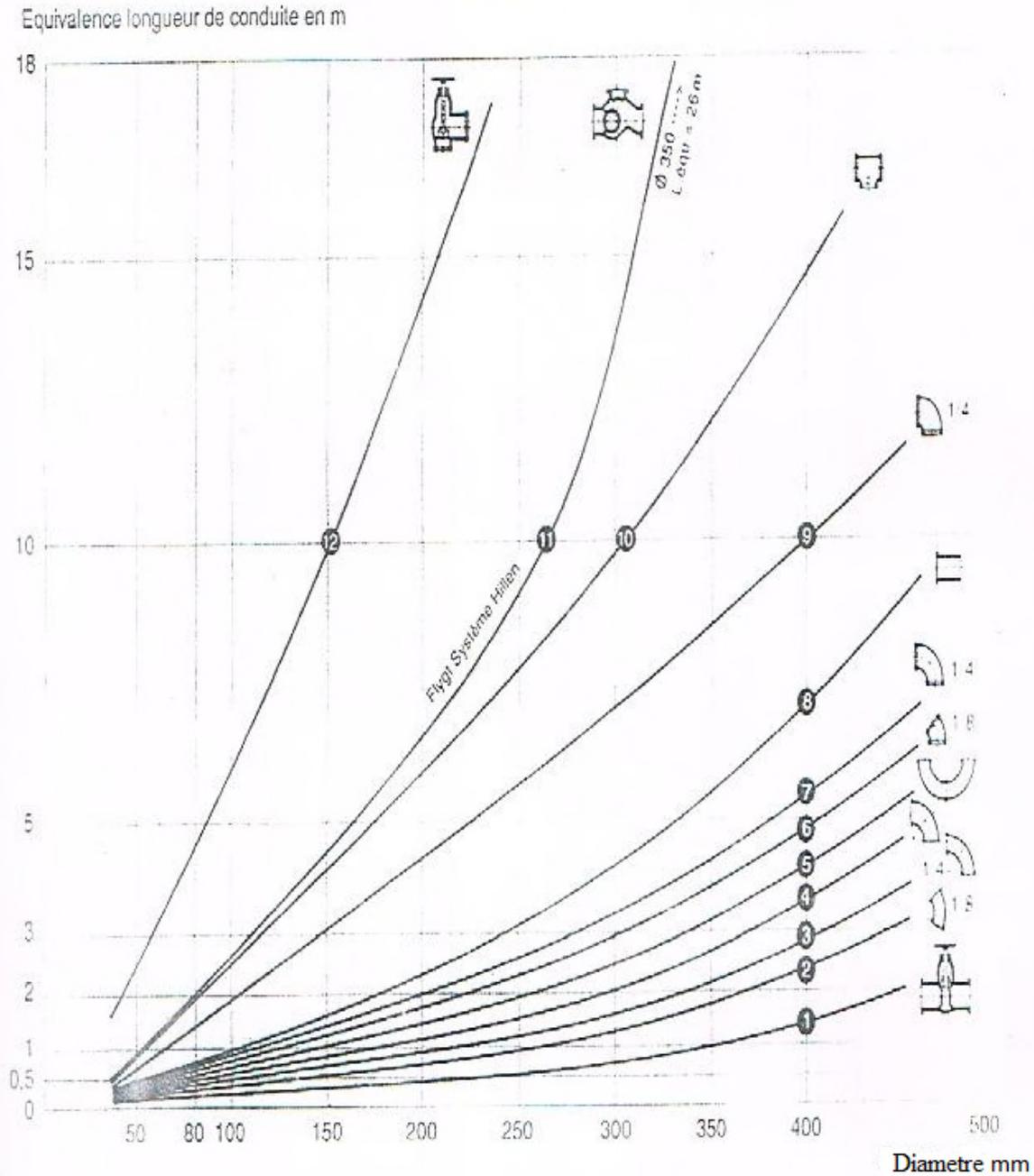
**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1.00$  est obtenue avec  $r_H = 0.80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1.07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0.95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1.14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0.80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

**Annexe IV-1 : Pertes de charge des accessoires de tuyauteries (longueurs équivalente de conduite en m)**



- 1-Vanne à passage direct à bride
- 2-Coude au 1/8 grand rayon à bride
- 3-Coude au 1/4 grand rayon à bride
- 4-Coude au 1/4 normal à bride
- 5-Coude double normal
- 6-Coude au 1/8 normal vissé

- 7-Coude au 1/4 grand rayon vissé
- 8-Entrée à arrêtes vives
- 9-Coude au 1/4 normal vissé
- 10-té droit vissé
- 11-Clapet de non retour à boulet
- 12-Robinet d'angle vissé

## ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هو إنشاء محطة لتنقية المياه القذرة لمدينة أم الطوب و ذلك لحماية مياه سد القنيطرة من التلوث و قبل كل شيء قمنا بتحليل مياه السد لمعرفة نسبة التلوث من عناصر فيزيائية و كيميائية و أيضا قمنا بوضع مخطط مناسب لشبكة الصرف و ذلك أخذ بعين الاعتبار مشاكل استرجاع و إعادة استعمال تلك المياه و ذلك بعد فصلها عن مياه الأمطار التي بدورها تذهب إلي مجمعات لحفظ مياه الأمطار (السد) ذلك من خلال مرور المياه الملوثة بالمحطة التي قمنا بتصميمها حسب التزايد السكاني في أفق 2040 حيث صممنا الحاجز المشبك الذي يمنع مرور الأجسام الكبيرة ولإزالة الرمل و الزيوت فتكون بحوض الرمل كل هذا في التنقية الأولية بعدها تأتي عملية الترسيب الأولي تتم بأحواض دائرية الشكل و الطمي جلاؤه بمضخات و تتبع بعملية التهوية في أحواض مستطيلة بضخ الهواء بعدها الترسيب الثانوي و تأتي أخيرا عملية التطهير .

## Résume :

Le but de cette étude est d'adopter un réseau d'assainissement dans un premier lieu, puis de dimensionner une station d'épuration des eaux usées recueillies de la ville d'Oum Toub. Des analyses des eaux du barrage de Guenitra ont été effectuées pour évaluer leur qualité afin de quantifier leurs éléments physiques, chimiques, etc. Il a été envisagé une réutilisation de ces eaux. Le réseau d'assainissement ainsi que la station d'épuration ont été dimensionnés pour l'horizon 2040. Nous avons procédé par la conception d'une chaîne de prétraitement, suivie d'un traitement primaire, puis secondaire, une recirculation des boues a été envisagée, une décantation secondaire permettra la séparation des floes obtenus, puis enfin, on termine par un traitement tertiaire.

**Mots clés :** eau usée, station d'épuration, réseau d'assainissement, barrage, eau de pluie.

## Abstract:

The aim of this study is to establish a wastewater treatment plant to treat the waste water of the city of Oum Toub and for the protection of the dam, and we analyzed the dam water to see the quality of the physical and chemical elements. and also we have developed is suitable sanitation network diagram, and reuse of these waters and the problems after separating from rainwater, the treatment plant we designed based on growth the population in the outlook for 2040 when we designed the pretreatment chain then comes the primary treatment process and secondary treatment and after it is done in the study of sludge recirculation and arrive at the secondary settling and in the end we at the tertiary treatment.