

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ASSAINISSEMENT**

**THEME DU PROJET :**

**CONCEPTION DE LA STATION D'ÉPURATION DE LA  
VILLE DE ZIGHOUD YUCEF (W.CONSTANTINE)**

**PRESENTE PAR :**  
**M<sup>r</sup> BOUZIANE Ali**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> : KHETTAL Tahar	M.C.A	Président
M <sup>em</sup> : CHENITI Nawel	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> : HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examinateur
M <sup>em</sup> : TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> : MEDDI M'hamed	Ingénieur (DRE)	Invité
M <sup>em</sup> : HOULI Samia	M.A.A	Promotrice

**Septembre - 2014**

## REMERCIEMENTS

*Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.*

*Je remercie MES PARENTS qui m'ont permis et facilité les choses pour accomplir mes études.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M<sup>me</sup>: HOULI Ainsi que sa disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.*

*A tout le personnage de la DRE de Constantine*

*Je tiens à remercier aussi les enseignants qui m'ont accordé un peu de leur de leur de leur temps pour consulter le travail avec eux en toute aisance.*

*Je tiens à remercier aussi :*

*Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail ;*

*Tous les professeurs qui ont contribués à ma formation ;*

*Mes amis pour leur présence.*

# Dédicaces

*En ce jour solennel qui clos le cycle de mes études, qu'il me soit permis de dédier ce Travail :*

*Je dédie ce modeste travail d'abord :*

- *A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminés mon chemin depuis ma naissance,*
- *A mes très chers frères **Mounir, Rabie, Messaoud, Mohamed, et Walid** je ne vous remercierai*
- *A mes sœurs **Hanifa et Meryame***
- *A mes oncles paternels et maternels.*
- *A tous mes cousins et cousines.*
- *A tous mes amis du primaire jusqu'au lycée sans exception.*
- *A tous mes amis de l'ENSH sans exception.*
- *A tous mes amis **Ripou, Kheireddine , Hicham , Seif , Babi , Nabil .***

## ملخص

تتمركز مذكرة نهاية الدراسة على إنجاز محطة تصفية على مستوى مدينة زيغود يوسف بولاية قسنطينة وهذا من أجل حماية الصحة العمومية وحماية البيئة المحيطة بواد السمندو لأن هذا الأخير يصب مباشرة في سد بني هارون. قمنا في هذا العمل بدراسة مقارنة بين خيارين من أجل استنتاج الخيار الأفضل، وهذا على أساس حجم المنشآت وعلى ضوء خصائص كل خيار وبناء على مزاياه وعيوبه.

## Résumé :

La réalisation d'une station d'épuration au niveau de la ville de Zighoud Youcef (Constantine) est nécessaire afin de protéger la santé publique, ainsi que le milieu récepteur (Oued smendou) car ce dernier déverse directement vers le Barrage de Beni Haroune.

En ce présent travail nous avons opté à faire une étude comparative entre deux variantes moyenne et faible charge.

Le choix de cette variante d'épuration et le dimensionnement de ses différents ouvrages de traitement ont été effectués à base des résultats de calcul, ainsi que les avantages et les inconvénients de chaque variante.

## Abstract:

The realization of a purification station at the level of the city of Zighoud Youcef (Constantine) is necessary in order to protect the public health, as well as the receiving environment (Oued smendou) because this last pours directly toward the Dam of Beni Haroune. In this present work we have made a comparative survey between two variants middle and weak load. The choice of this purification variant and the dimensionality of his/her/its different works of treatment have been done to basis of the calculus results, as well as the advantages and the disadvantages of every variant.

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I. Présentation générale de la région d'étude .....	1
I.1. Situation géographique et administrative .....	1
I.2. Relief.....	2
I.3.Climat et précipitations .....	3
I.3.1. Températures .....	3
I.3.2. Précipitations .....	3
I.4 Hydrographie .....	4
I.5. Situation géologique.....	5
I.6. Situation démographique : .....	5
I.7. Situation actuelle de l'alimentation en eau potable .....	6
I.7.1.Production.....	6
I.7.2.Stockage.....	6
I.8.Situation actuelle du réseau d'assainissement .....	7
I.8.1. Assainissement de la ville de ZIGHOUD YUCEF .....	7
I.8.2. Assainissement de la ville de DIDOUCHE MOURAD.....	7
I.9. Industries.....	8
I.10. Agricultures .....	9
I.11. Implantation de la station.....	11
I.12.Site d'implantation de la nouvelle STEP .....	12
I.12.1.Situation géographique du site .....	12
I.12. Conclusion.....	12

### Chapitre II : Généralité sur les eaux usées

II.1. Définition des eaux usées .....	13
II.1.1. Origine des eaux usées .....	13
II.1.2. Les eaux usées domestiques .....	13
II.1. 3. Les eaux de ruissellement .....	13
II.1.4. Les eaux usées industrielles .....	14
II.2. Caractéristiques des eaux usées.....	15

II .2.1. Les paramètres physico-chimiques .....	15
II .2.1.1. La température .....	15
II .2.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH) .....	16
II.2.1.3. La turbidité.....	16
II .2.1.4. Les matières en suspension (MES).....	16
II .2.1.5. La conductivité électrique (CE) .....	17
II .2.1.6. La demande biochimique en oxygène (DBO5) .....	17
II .2.1.7. La demande chimique en oxygène (DCO).....	17
II .2.1.8.La biodégradabilité .....	18
II .2.2.Les paramètres complémentaires .....	18
II .2.2.1.Le phosphore .....	18
II .2.2.2.L'azote .....	19
II .2.2.3.L'équilibre nutritionnel .....	19
II .2.3. Paramètres biologiques .....	19
II.3. Qualité microbiologique.....	20
II.3.1. Les virus.....	20
II.3.2. Les bactéries .....	21
II.3.3. Les protozoaires.....	21
II.3.4. Les helminthes .....	22
II .4. Les normes de rejet .....	23
II.5.Conclusion .....	23

### Chapitre III : Les procédés de traitements des eaux usées

III. procédés de traitements des eaux usées.....	24
III.1. prétraitements .....	24
III.1.1. dégrillage .....	24
III.1.2.dessablage.....	26
III.1.3.déshuilage .....	26
III.1.3.1.déshuilage .....	27
a- Le déshuilage longitudinal.....	27
b- Les déshuileurs flottateurs.....	27
III.2.Les traitements primaires.....	27
III.2.1. La décantation physique naturelle .....	27
III.2.2. types des décanteurs physico-chimiques .....	28
III.2.3. La filtration .....	29
III.3. Les traitements secondaires ou les traitements biologiques .....	29

III.3.1. Traitements anaérobies.....	30
III.3.2. Traitements aérobies.....	30
III.3.2.1. lits bactériens.....	30
III.3.2.2. Les cultures libres (boues activées).....	33
III.3.2.3. Lagunage naturel .....	34
III.3.2.4. Disques biologiques .....	36
a) Présentation du procédé .....	36
b) Technologie des disques biologiques. ....	37
III.4. Les traitements tertiaires .....	38
III.4.1. Elimination biologique de l'azote et du phosphore.....	38
III.4.1.1. Elimination de l'azote .....	38
III.4.1.2. Elimination du phosphore.....	39
III.4.2. Elimination et traitement des odeurs .....	39
III.4.3. Les procédés de désinfections .....	40
III.4.3.1. Les traitements chimiques de désinfection.....	40
III.4.3.2. Les traitements physiques de désinfection par les ultraviolets .....	40
III.4.4. Conclusion .....	41

#### **Chapitre IV: Procédé d'épuration par boues activées**

IV.1. Introduction :	42
IV.2. Principe de fonctionnement .....	43
IV.3. Différents types de procédés de traitement par boues activées .....	45
IV.3.1. Traitement à faible charge ou aération prolongée .....	45
IV.3.2. Traitement à moyenne et forte charge .....	46
IV.4. Paramètres de fonctionnement .....	47
IV.4.1. La charge massique ( $C_m$ ) .....	47
IV.4.2. La charge volumique ( $C_v$ ).....	47
IV.4.3. L'âge des boues (A) .....	48
IV.4.4. La quantité d'oxygène.....	49
IV.4.5. La quantité de boues produites.....	49
IV.4.6. Le temps de séjour hydraulique ( $t_s$ ).....	50
IV.4.7. Le temps de contact ( $t_c$ ).....	50
IV.4.8. La recirculation des boues .....	50
IV.5. Régime hydraulique d'un procédé à boue activée .....	51
IV.5.1. Les aérateurs de surface.....	51
IV.5.2. Les systèmes à insufflation .....	51

IV.5.3. Les systèmes à base de pompes .....	52
IV.6. Le clarificateur (décantation secondaire).....	52
IV.7. Les traitements tertiaires ou complémentaires .....	52
IV.8. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne .....	53
IV.9. Paramètres influençant le processus épuratoire .....	55
IV.10. Conclusion .....	56

## Chapitre V :Traitement des boues

V. Introduction.....	57
V.1. Origine et composition des boues d'épuration.....	57
V.1.1. Les boues primaires .....	57
V.1.2. Les boues secondaires .....	58
V.1.3. Les boues tertiaires .....	59
V.2. Filières de traitement de boues.....	59
V.2.1. Stabilisation des boues.....	60
V.2.2.Épaississement des boues.....	61
V.2.3. Conditionnement des boues.....	62
V.2.4. Déshydratation des boues .....	63
V.3. Destination des boues .....	65
V.3.1. Incinération des boues d'épuration .....	65
V.3.2. Mise en décharge : .....	66
V.3.3. Epannage.....	67
V.4. Conclusion.....	68

## Chapitre VI : Dimensionnement

VI.1. Introduction.....	69
VI.2. Estimation des débits .....	69
VI.1.2. Evaluation des charges polluantes .....	71
VI.3. Prétraitements .....	72
VI.3.1. Dégrillage.....	72
VI.3.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement.....	72
VI-3-1.2 Calcul des pertes de charge .....	74
VI.3.2. Dessableur – dégraisseur.....	76
VI.3.2 .1. Dimensionnement du Dessableur – dégraisseur .....	76
VI.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur .....	79



<b>VI.4.Traitement primaire .....</b>	<b>80</b>
<b>VI.4.1.Dimensionnement du décanteur primaire.....</b>	<b>80</b>
<b>VI.5. Traitement biologique.....</b>	<b>83</b>
<b>VI.5.1.Étude de la variante à moyenne charge.....</b>	<b>83</b>
<b>VI.5.1.1.Dimensionnement du bassin d'aération .....</b>	<b>84</b>
<b>VI.5.1.2.Besoins théoriques en oxygène .....</b>	<b>85</b>
<b>VI.5.1.3.Calcul des caractéristiques de l'aérateur .....</b>	<b>86</b>
<b>VI.5.1.4.Bilan de boues.....</b>	<b>87</b>
<b>VI.5.1.5.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) .....</b>	<b>89</b>
<b>VI.5.2.Étude de la variante à faible charge .....</b>	<b>91</b>
<b>VI.5.2.1.Dimensionnement du bassin d'aération .....</b>	<b>92</b>
<b>VI.5.2.2.Besoins théoriques en oxygène .....</b>	<b>93</b>
<b>VI.5.2.3.Calcul des caractéristiques de l'aérateur .....</b>	<b>94</b>
<b>VI.5.2.5.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) .....</b>	<b>97</b>
<b>VI.6. Traitement tertiaire (désinfection) .....</b>	<b>99</b>
<b>VI.6.1.Dose du chlore à injecter.....</b>	<b>99</b>
<b>VI.6.2.Dimensionnement du bassin de désinfection .....</b>	<b>100</b>
<b>VI.7. Traitement des boues .....</b>	<b>101</b>
<b>VI.7.1.Choix de la filière de traitement de boues pour la variante à moyenne charge ..</b>	<b>101</b>
<b>VI.7.1.1.Dimensionnement de l'épaississeur .....</b>	<b>101</b>
<b>VI.7.1.2.Dimensionnement du digesteur.....</b>	<b>103</b>
<b>VI.7.1.3. Calcul du filtre-Bande.....</b>	<b>105</b>
<b>VI.7.2.Étude de la variante à faible charge .....</b>	<b>107</b>
<b>VI.7.3.Conclusion .....</b>	<b>108</b>

## **Chapitre VII :Calcul hydraulique**

<b>VII.1. Introduction :.....</b>	<b>109</b>
<b>VII.1.2. Données de base :.....</b>	<b>109</b>
<b>VII.1.3. Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel : .....</b>	<b>109</b>
<b>VII.1.4. Calcul du diamètre du collecteur principal: .....</b>	<b>110</b>
<b>VII.1.5.Calcul des niveaux d'eau dans le collecteur principal .....</b>	<b>110</b>
<b>VII.1.6. Calcul de la longueur du déversoir .....</b>	<b>111</b>
<b>VII.2.Profil hydraulique .....</b>	<b>112</b>
<b>VII.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages .....</b>	<b>112</b>

<b>VII.2.2. Calcul des pertes de charges, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration : .....</b>	<b>113</b>
<b>VII.2.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages.....</b>	<b>114</b>
<b>VII.2.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.....</b>	<b>115</b>
<b>VII.3.CONCLUSION.....</b>	<b>119</b>

### **Conclusion générale**

# Liste de tableau

Tableau I.1 : Température moyenne mensuelle .....	3
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1994/2008) .....	3
Tableau I.3 : Distribution fréquentielle du vent par direction .....	4
Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	4
Tableau I.5 : Population actuelle et future. ....	6
Tableau I.6 : Inventaire des stations de pompage et production en eau potable de la ville de ZIGHOUD YUCEF .....	6
Tableau I.7 : Inventaire de la station de pompage et production en eau potable de la ville de DIDOUCHE MOURAD.....	6
Tableau I.8 : Ouvrages de stockage de la ville de ZIGHOUD YUCEF .....	7
Tableau I.9 : Ouvrages de stockage de la ville de DIDOUCHE MOURAD .....	7
Tableau I.10 : superficie agriculture .....	9
Tableau I.11 : agricole irriguée. ....	9
Tableau I.12 : agricole en sec. ....	9
Tableau I.13 : aviculture. ....	9
Tableau I.14 : élevages. ....	9
Tableau I.15 : Forêts. ....	10
Tableau I.16 : Agricole .....	10
Tableau I.17 : Arboriculture. ....	10
Tableau I.18 : Elevage. ....	11
Tableau II.2 : Les bactéries pathogènes dans les eaux usées(Asano, 1998).....	21
Tableau II.3 : Les parasites pathogènes dans les eaux usées(Asano, 1998).....	22
Tableau II.4 : normes de rejets de l'O.M.S., appliqué en Algérie .....	23
Tableau IV.1 : Avantages et inconvénients de procédé de boue activée : .....	45
Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients de traitement à faible charge .....	46
Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients du traitement à moyenne et forte charge ....	47
Tableau IV.4 : classement des procédés par boues activées. ....	48
Tableau V.1 : les rendements de traitement primaire .....	58
Tableau V. 1 : défient débit pour les deux horizons .....	70
Tableau VI. 2 : résultats du dimensionnement des grilles .....	75
Tableau VI. 3 : Dimensions du déssableur-déshuileur.....	78
Tableau VI.4 : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ (Bechir, 1999).....	80
Tableau VI.5 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire.....	83
Tableau VI.6 : Résultats de calcul d'aérateur et du clarificateur a moyenne charge.....	90

<b>Tableau VI.7.Résultats de calcul d'aérateur et du clarificateur à faible charge. ....</b>	<b>97</b>
<b>Tableau VI.8 : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection. ....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VI.9: Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.....</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.10: Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge. ....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau VII.1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau VII.2 : valeurs de K, m et <math>\beta</math> .....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step : .....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau : VII.4 : Récapitulatif des résultats :.....</b>	<b>119</b>

# Liste des figures

<b>Figure I.1 : Plan de situation de Zighoud Youcef et Didouche Mourad.....</b>	<b>2</b>
<b>Figure I.2 : Collecteur principal Ø 1000 de type unitaire en cour de réaliser (Didouche Mourad).....</b>	<b>8</b>
<b>Figure I.3 : Site d'implantation de la future station d'épuration.....</b>	<b>12</b>
<b>Figure II.1 : Nature de la pollution des eaux. ....</b>	<b>15</b>
<b>Figure III.1 : Grille mécanique.....</b>	<b>25</b>
<b>Figure III.2 : Schéma du principe du lit bactérien .....</b>	<b>31</b>
<b>Figure III.3 : Lit bactérien.....</b>	<b>33</b>
<b>Figure III.4 : Schéma du principe d'épuration a boues activées .....</b>	<b>34</b>
<b>Figure III.5 : Le lagunage naturel. ....</b>	<b>36</b>
<b>Figure III.6 : Schéma du principe des biodisques .....</b>	<b>38</b>
<b>Figure IV.1 : Bassin d'aération.....</b>	<b>43</b>
<b>Figure IV.2 : Clarificateur .....</b>	<b>44</b>
<b>Figure IV.3 : Recirculation des boues .....</b>	<b>44</b>
<b>Figure IV.6 : Progression de la masse microbienne.....</b>	<b>53</b>
<b>Figure VII.1 : schéma d'une station d'épuration intégrant l'ensemble des étapes de traitement .....</b>	<b>119</b>
<b>Figure VII.2 : schéma général des traitements des boues. ....</b>	<b>124</b>

## Liste des planches

- 1- Plan de situation de la station
- 2- Plan d'implantation de la station
- 3- Profil hydraulique
- 4- Ouvrage de la statio

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une denrée de plus en plus rare en Algérie et de moins en moins renouvelable. Elle fait actuellement l'objet d'une exploitation concurrentielle entre les besoins de la population, ceux de l'agriculture et de l'industrie qui se disputent une disponibilité limitée.

La pollution des eaux de surface et souterraines est possible par les rejets d'eaux usées tant domestiques qu'industrielles ainsi que par l'utilisation d'engrais et de pesticides en agriculture. La pollution risque de constituer, à court terme, un risque de pénurie d'eau accentué imposant la nécessité de protéger cette ressource contre toute altération et utilisation irrationnelle.

L'intérêt porté par les pouvoirs publics algériens au traitement des eaux usées s'est manifesté par l'allocation de crédits importants à la réalisation de stations d'épurations qui sont en nombre d'une centaine déjà réalisées ou en voie de réalisation.

Seulement, ces réalisations n'ont pas été suffisantes pour atteindre l'objectif de protéger l'environnement d'une manière générale et les ressources hydriques en particulier : (Niveau de pollution alarmant des cours d'eau, tels que Hamiz, Rhumel, Seybouse, eutrophisation de Hammam Grouz et pollution des réserves souterraines par les nitrates et les métaux lourds).

La politique de valorisation des eaux usées est nécessaire d'autant plus que celles-ci une fois traitées, pourraient constituer une source non négligeable pouvant participer à la réduction du déficit du bilan hydrique par sa valorisation en irrigation.

Cependant, la prise de conscience des dangers que représentent les polluants pour la santé publique a conduit les gouvernements à une réflexion sur le problème des rejets urbains. La directive de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) a imposé des niveaux d'épuration des systèmes aquatiques, mais cela impose de bien savoir implanter et gérer les STEP, car l'exploitation et la gestion de ces dernières nécessitent un professionnalisme développé regroupant :

- La connaissance des procédés ;
- Le dimensionnement ;
- La maîtrise de mode d'exploitation et de gestion.

Dans ce contexte, notre étude s'intéresse particulièrement au dimensionnement d'une station d'épuration pour traiter les eaux de la ville ZIGHOUD YUCEF et DIDOUCHE MOURAD. Pour deux horizons 2033 et 2043 et un calcul hydraulique relatif à cette station.

CHAPITRE I:  
PRÉSENTATION DE  
LA ZONE D'ÉTUDE



## Introduction

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et de mener à bien notre travail, pour cela, nous allons présenter les différents points suivants : la situation géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

## I. Présentation générale de la région d'étude

### I.1. Situation géographique et administrative

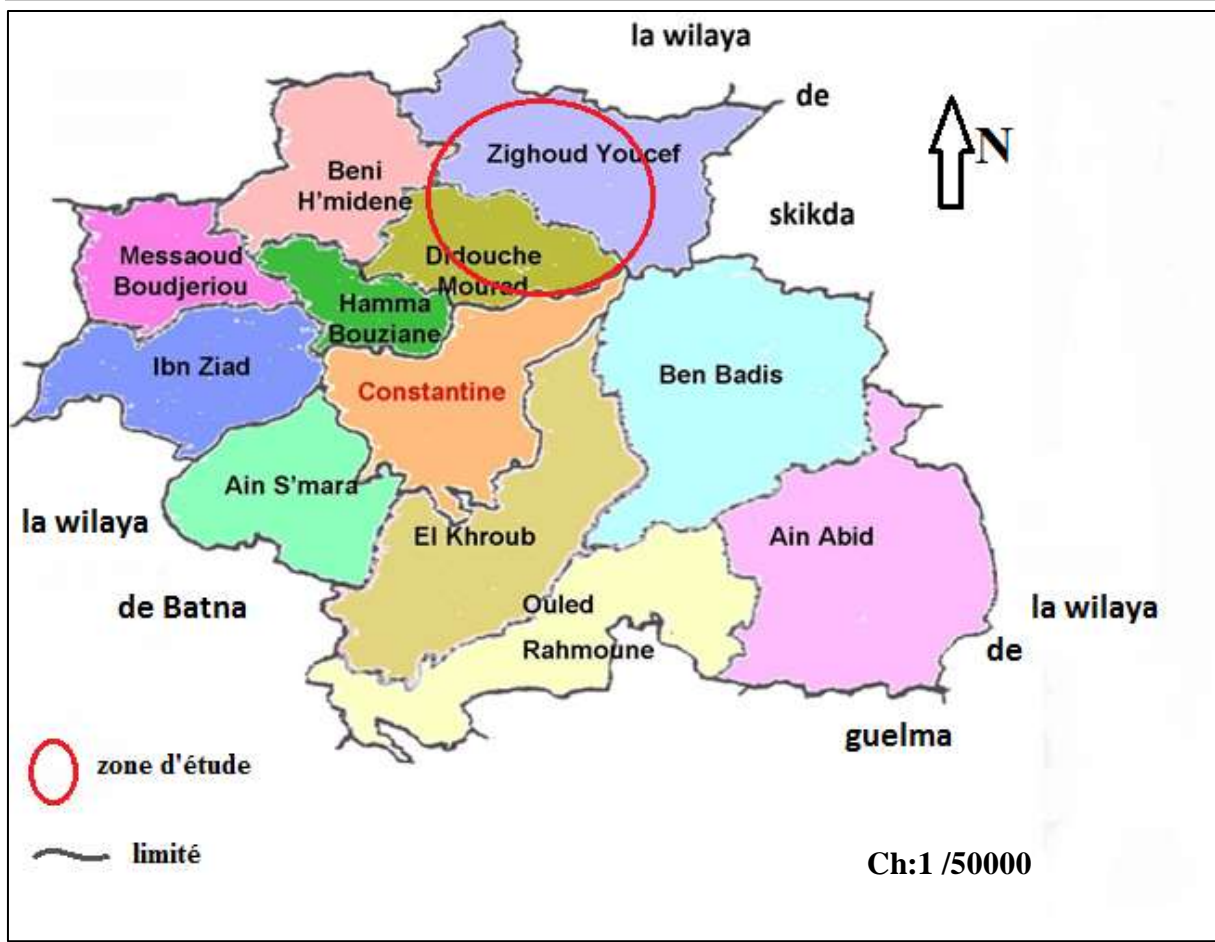
La ville de ZIGHOUD YUCEF est située à environ **25km** au nord de la ville de Constantine sur la route nationale **RN 03**, Constantine - Skikda, appartenant administrativement à la wilaya de Constantine sur une surface de **23596 hectares** elle est limitée :

- A l'Est ; Par la ville de Skikda ;
- A l'Ouest ; Par la commune de BENHIDENE ;
- Au Nord ; Par la commune de BENI WELDANE (wilaya de Skikda) ;
- Au Sud ; Par la commune de DIDOUCHE MOURAD ;
- Au Sud Est ; Par la commune de BEN BADIS.

De sa part, la ville de DIDOUCHE MOURAD se trouve au nord du chef-lieu de la wilaya de Constantine à 14 KM sur l'axe routier national Constantine Skikda RN N° 3

Avec une superficie de 1 1770 hectare elle est limitée :

- Au Nord-Ouest ; Par la commune de BEHMIDANE ;
- Au Nord- Est ; Par la commune de ZIGHOUD YUCEF ;
- Au Sud-Ouest ; Par la commune de HAMMA BOUZIANE ;
- Au Sud Est ; Par la commune de CONSTANTINE.



**Figure I.1 : Plan de situation de Zighoud Youcef et Didouche Mourad wilaya CONSTANTINE.**

## I.2. Relief

Zighoud Youcef est une zone alternative entre les hauts plateaux et les séries montagneuses côtières, elle se caractérise par une topographie dure et elle contient deux catégories de relief :

La première : on la trouve dans les limites Est et Nord, dans les extrémités de la commune, on trouve un style montagneux et un relief pouvant atteindre l'altitude de 800 m. l'ensemble des surfaces que compte cette catégorie de relief représente un quart (1/4) de la surface totale de la commune.

La deuxième : on la trouve à l'intérieure des bassins au long des plaques séparées l'une de l'autre par des plateaux à fortes pentes entre 3% et 25%. La moyenne d'altitude dans la commune est de 700 m entre Djebel Wahch 1200 m et oued Rrahim.

### I.3. Climat et précipitations

La région appartient au climat continental qui est caractérisé par un été chaud et sec où la température peut atteindre 34.7°C au mois de juillet et un hiver froid et humide avec une moyenne de pluie qui peut atteindre 993 mm alors que la température baisse jusqu'à 2.5°C en janvier, et les vents qu'on trouve sont les vents Nord Est et les vents Nord-Ouest.

#### I.3.1. Températures

**Tableau I.1** : Température moyenne mensuelle

mois		Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T°C	TM	12.3	13.4	16.7	19.7	25.6	31.3	34.7	34.2	28.6	24.4	17	12.9
	Tm	2.5	2.8	4.9	7.2	11.5	15.7	18.5	18.8	15.4	11.8	6.6	3.8
	Tmoy	7.4	8.1	10.8	13.5	18.6	23.5	26.6	26.5	22	18.1	11.8	8.4

(Source ANRH Constantine)

TM: Température maximale moyenne

Tm : Température minimale moyenne

Tmoy: Température moyenne (TM + Tm) /2.

#### I.3.2. Précipitations

Dans l'étude de la STEP, il est très important de préciser la pluie moyenne annuelle qui tombe sur la région étudiée. Pour cela on a contacté le service climatologique de l'Agence Nationale des ressources Hydrauliques pour nous informer sur les stations pluviométriques qui sont proches et qui conviennent à notre zone d'étude ; on nous a donné les informations suivantes :

**Tableau I.2** : Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1994/2008)

mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
p (mm)	39.93	22.55	37.78	56.45	18.53	37.18	58.15	48.07	37.05	11	8.43	13.98

(Source ANRH Constantine)

### I.3.3. Vents

Pour caractériser le régime des vents nous avons dépouillé les données de la station météorologique de Constantine, qui ne se trouve pas loin et qui possède des données des observations les plus complètes.

**Tableau I.3** : Distribution fréquentielle du vent par direction

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Calme
Fréquence.%	11.7	2.6	2.4	3.1	4.6	8.1	10.2	13.9	43.4

(Source O.N.M Constantine)

Dans le territoire étudié, les vents prédominants sont de direction nord-ouest et nord.

Du mois d'octobre jusqu'au mois de février inclus les vents prédominants sont ceux d'ouest (des directions sud-ouest jusqu'à nord-ouest) sont froids et humides en hiver. De mars à avril les vents prédominants sont ceux du nord et du nord-ouest, leur fraîcheur adoucissent le climat d'été dans la région.

**Tableau I.4** : Vitesses moyennes mensuelles des vents

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
Vitesse du vent (m/s)	12	15	15	17	19	19	18	16	13	12	11	11

(Source O.N.M Constantine)

Moyenne mensuelle minimale du vent est 11 m/s (juillet - août), celle moyenne mensuelle maximale atteint 18.5m/s (décembre - mars).

### I.4 Hydrographie

Vue la situation topographique de la région, le bassin de Zighoud Youcef est un passage de réseau hydrographique dense et contient plusieurs grands bassins, les cours d'eau les plus importants de Zighoud Youcef sont :

- Oued Zighoud Youcef (Smandou) qui commence dans Djebel Wahch et se dirige vers le Nord-Ouest et qui traverse la ville.
- Oued Beni Brahim qui se situe à l'Est de la ville et qui se dirige vers le Sud-Est.
- Oued Elkhanga à proximité de Douar M'jadria et se connecte avec Oued Beni Brahim.
- Oued Sbikha au Nord de la ville.

### I.5. Situation géologique

La zone concernée par cette étude contient des caractéristiques géomorphologiques géologiques et géotechniques différentes et la possibilité d'aménagement dépend essentiellement de l'équilibre et les conditions d'écoulement et l'évacuation des eaux et en tenant compte de ces données on remarque :

**Terrains aménageables:** on distingue deux catégories, le premier se situe au Nord-Ouest et au Sud Est de la ville avec des pentes allant de 3% à 15% le sol est constitué de marne et de marne limoneuse, la deuxième catégorie se situe au Sud-ouest de l'Oued Beni Brahim à l'Est de la route nationale N°3 de pente allant de 5% à 8% le sol de cette deuxième catégorie est constitué de marne limoneuse grise et rouge brique.

**Terrains peu aménageables:** les terrains situés au Nord de la ville montrent la présence de couches de lignite et des galeries de mines qui remontent aux années quarante de plus une nature instable du sol qui la rend sujet au glissement ce qui rend cette partie de la ville plus difficile à aménager.

**Terrains non aménageables :** ce sont une sorte de terrains qu'il faut éviter vu le danger que peut engendrer leur aménagement, ils se situent au Nord, au Sud, au Sud Est et à l'extrême Nord Est, et ce danger est la cause de glissement de terrains vu l'absence de la stabilité de ses composants et sa nature molle.

### I.6. Situation démographique :

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

Où :

P : Population future.

$P_0$  : Population de l'année de référence .

t : Taux d'accroissement démographique.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.83 % d'après APC de CONSTANTINE à partir de l'année de référence 2008.

**Tableau I.5** : Population actuelle et future.

	Ville	Horizons				
		2008	2013	2023	2033	2043
<b>Population (hab)</b>	<b>ZIGHOUD YUCEF</b>	33384	36553	43820	52533	62978
	<b>DIDOUCHE MOURAD</b>	35085	38415	46053	55210	66187
	<b>TOTAL</b>	<b>68469</b>	<b>74968</b>	<b>89873</b>	<b>107743</b>	<b>129165</b>

**I.7. Situation actuelle de l'alimentation en eau potable**

**I.7.1. Production**

Les villes de ZIGHOUD YUCEF et de DIDOUCHE MOURAD, en question d'eau potable et selon les données reçues de la direction de l'hydraulique, la production de l'eau est réalisée par la source de HAMMAM SOUKHNA commune de HAMMA BOUZIANE ; à partir de deux (02) forages constituant les seules ressources qui alimentent actuellement les villes de ZIGHOUD YUCEF et de DIDOUCHE MOURAD. Pour les stations de pompage, sont tabulés dans le tableau I.6 et tableau I.7

**Tableau I.6** : Inventaire des stations de pompage et production en eau potable de la ville de ZIGHOUD YUCEF

Nombre de station	Heures de pompage (h)	Volume produit (m3/j)
<b>06</b>	<b>16</b>	<b>6412</b>

(Source Direction de l'hydraulique- Constantine)

**Tableau I.7** : Inventaire de la station de pompage et production en eau potable de la ville de DIDOUCHE MOURAD

Nombre de station	Heures de pompage (h)	Volume produit (m3/j)
<b>04</b>	<b>16</b>	<b>4838</b>

(Source Direction de l'hydraulique- Constantine)

**I.7.2. Stockage**

Pour assurer une bonne distribution, les villes de ZIGHOUD YUCEF et DIDOUCHE MOURAD ont de multiples ouvrages de stockages assurant chacun l'alimentation d'une partie des localités, comme indiqué dans les tableaux I.8 et I.9.

**Tableau I.8 : Ouvrages de stockage de la ville de ZIGHOUD YUCEF**

nombre de résevoire	Capacité (m <sup>3</sup> /j)	Observation
18	4670	Existants
01	2000	En cours de réalisation
Total	<b>6670</b>	

(Source Direction de l'hydraulique- Constantine)

**Tableau I.9 : Ouvrages de stockage de la ville de DIDOUCHE MOURAD**

nombre de résevoire	Capacité (m <sup>3</sup> /j)	Observation
15	7115	Existants
01	2000	En cour de réalisation
Total	<b>9115</b>	

(Source Direction de l'hydraulique- Constantine)

**I.8.Situation actuelle du réseau d'assainissement****I.8.1. Assainissement de la ville de ZIGHOUD YUCEF**

Les matériaux utilisés pour les collecteurs varient selon les diamètres et leur importance, en plus et d'après les informations reçues de la subdivision ; nous avons une galerie de 4mx 6m au-dessus de la voix du chemin de fer, aussi des caniveaux trapézoïdaux pour l'évacuation des eaux pluviales, traversant la ville. D'où le réseau d'assainissement de la ville de ZIGHOUD YUCEF se divise en plusieurs collecteurs tertiaires, secondaires et principaux. Le système d'assainissement de la ville de ZIGHOUD YUCEF est représenté par un réseau existant de type unitaire. d'une longueur de 42642ml.

**I.8.2. Assainissement de la ville de DIDOUCHE MOURAD**

Pour sa part la ville de DIDOUCHE MOURAD est dotée d'un réseau d'assainissement existant moins important que celui de la ville de ZIGHOUD YUCEF, son état est bon, les matériaux et les diamètres sont divers suivant l'importance du débit, de type unitaire ne dispose pas de déversoir d'orage, d'une longueur de 36356ml ; on note que plusieurs collecteurs sont en cours de réalisation en plus il y a des transfert d'eaux usées vers d'autre rejets pour empêcher les agriculteur d'irriguer avec des eaux usées.

Tous les rejets existants seront dotés de déversoirs d'orage avant d'être raccordés au projet qui mène vers la future station d'épuration.

Pour raccorder l'ensemble des rejets existants, le collecteur d'assainissement de la ville de DIDOUCHE MOURAD à projeter jusqu'à la future station d'épuration doit comprendre un collecteur implanté le long de oued ELHADJAR et un collecteur implanté le long de chaabat (AIN AMRAOUI



Figure I.2 : Collecteur principal Ø 1000 de type unitaire en cour de réalisation (Didouche Mourad)

### I.9. Industries

On note qu'il y a une zone industrielle d'une superficie accessible de 95 hectares dans la ville de ZIGHOUD YUCEF, presque inactive à l'exception de laboratoire des produits pharmaceutiques et une zone d'activité d'entrepôts de 115 hectares. L'unité industrielle la plus importante dans la ville est l'entreprise des matériaux de construction (SOMACO)

Aussi, la ville de ZIGHOUD YUCEF abrite quelques ateliers de fabrication artisanale comme la tapisserie, le tissage et les produits de décoration.

Pour sa part la ville de DIDOUCHE MOURAD est dotée d'une importante zone industrielle de 75 ha, se trouvant dans la partie sud du chef-lieu de la ville sur l'axe routier N°3, abritant plusieurs Petites et Moyennes Industries (PMI) ; telle que une briqueterie ; une usine de céramique ; usine de cuivre et de plastique et l'industrie mécanique. On trouve aussi des unités de production d'agroalimentaires (limonadière ; biscuiterie etc.). À l'extérieur de la zone industrielle une grande cimenterie se trouve à la sortie de la ville sur l'axe routier N°03.



**I.10. Agricultures**

ZIGHOUD YUCEF est une ville agricole, le fait que la majorité des terres soit des terrains accidentés, la tendance des agriculteurs est pour les cultures maraîchères et arbustives sur de petites parcelles.

Répartition des surfaces occupées par les différentes cultures :

**Tableau I.10 : superficie agriculture**

	<b>Superficie (ha)</b>
Total des terres agricoles (SAT)	195243
Terre de parcours	63503
Terres improductives	8689
Superficie agricole (SAU)	131740

**Tableau I.11 : agricole irriguée.**

<b>Classe de culture</b>	<b>Superficie (ha)</b>
Maraîchage	1032
Arboriculture	1262
Fourrages	1885

**Tableau I.12 : agricole en sec.**

<b>Classe de culture</b>	<b>Superficie (ha)</b>
Céréales	56235
Fourrages	3255

**Tableau I.13 : aviculture.**

Nombre de hangars	77
Nombre de poules pondeuses	199800

**Tableau I.14 : élevages.**

<b>Classe d'élevage</b>	<b>Unités (têtes)</b>
Bovins	43180
Ovins	96470
Caprins	4380

**Tableau I.15 : Forêts.**

Classe de forêts	Superficie (ha)
Superficie forestière	18978
Production bois (m <sup>3</sup> )	2036

D'autre part, la ville de DIDOUCHE MOURAD est dotée d'un périmètre irrigué de **700 ha**. Les cultures céréalières viennent au premier rang suivi des cultures maraîchères ; fourrages ; légumes secs et arboriculture.

L'irrigation des cultures maraîchères et arboricoles se fait à partir de l'oued BENZEKRI, des sources et puits ; actuellement une superficie de 35 hectares environ est irriguée grâce à la réalisation de bassins d'accumulation et puits dans le cadre du FNRDA ; soit 06 bassins de capacité 100m<sup>3</sup> par chacun ; 09 puits et une retenue collinaire à douar BENZEKRI en cour de réalisation d'une capacité de 29000m<sup>3</sup>.

Répartition des surfaces occupées par les différentes cultures :

**Tableau I.16 : Agricole**

N	Classe de culture	Superficie (ha)
1	Céréales	3700
2	Fourrages	250
3	Légumes secs	200
4	Maraîchage	<b>200</b>
5	Arboriculture	73

L'arboriculture est encore embryonnaire au niveau de la commune ; cette spéculation s'intensifie avec le programme de la concession générale agricole lancé en 2000 et qui enregistre un retard vu le manque d'eau.

**Tableau I.17 : Arboriculture.**

Classe arbres	Superficie (ha)
Arbres à pépins	25
Arbres à noyaux	48

**Tableau I.18 : Elevage.**

Classe d'élevage	Unités (tétés)
Bovins	120
Ovins	1050

**I.11. Implantation de la station**

La station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels. La valorisation de l'image de la station passe par un ensemble de dispositions qui sont à prendre en considération dès l'élaboration du projet en commençant par le choix de l'emplacement du site.

A cet égard, quelques règles doivent être rappelées :

- éviter les zones inondables entraînant parfois des dysfonctionnements pendant de longues périodes ; sinon veiller à mettre les équipements électriques hors d'eau,
- éviter de construire à proximité d'habitations, de zones d'activités diverses (sportives, touristiques, industrielles, ...). Dans la pratique, et pour éviter tout contentieux avec le voisinage, on réserve une distance minimale de 200 m en tenant compte de la dominance des vents (si possible) ;
- s'éloigner le plus possible des zones de captage même si le périmètre de protection est respecté ;
- réaliser des études géotechniques (vérification de l'imperméabilité par exemple pour un lagunage). La portance du sol (tenue des ouvrages et des canalisations de liaison) et les qualités de sol conditionnent beaucoup le coût du génie civil ;
- prendre des précautions particulières lorsqu'un aquifère se situe à faible profondeur (clapets en fond de bassins, ...) ;
- ne pas implanter les ouvrages dans les zones plantées d'arbres à feuilles caduques (lit bactérien, lagunage, bassin d'aération...)
- penser aux extensions ou aux aménagements futurs (disponibilité et réservations de terrains).

## I.12.Site d'implantation de la nouvelle STEP

### I.12.1.Situation géographique du site

Avant d'entamer l'étude d'un système d'épuration, il est nécessaire de déterminer le lieu d'implantation de la station.

Le choix du site pour la future station d'épuration STEP se trouve donc dans la partie Sud-Ouest de la ville ZIGHOUD YUCEF et dans la partie Nord DIDOUCHE MOURAD.

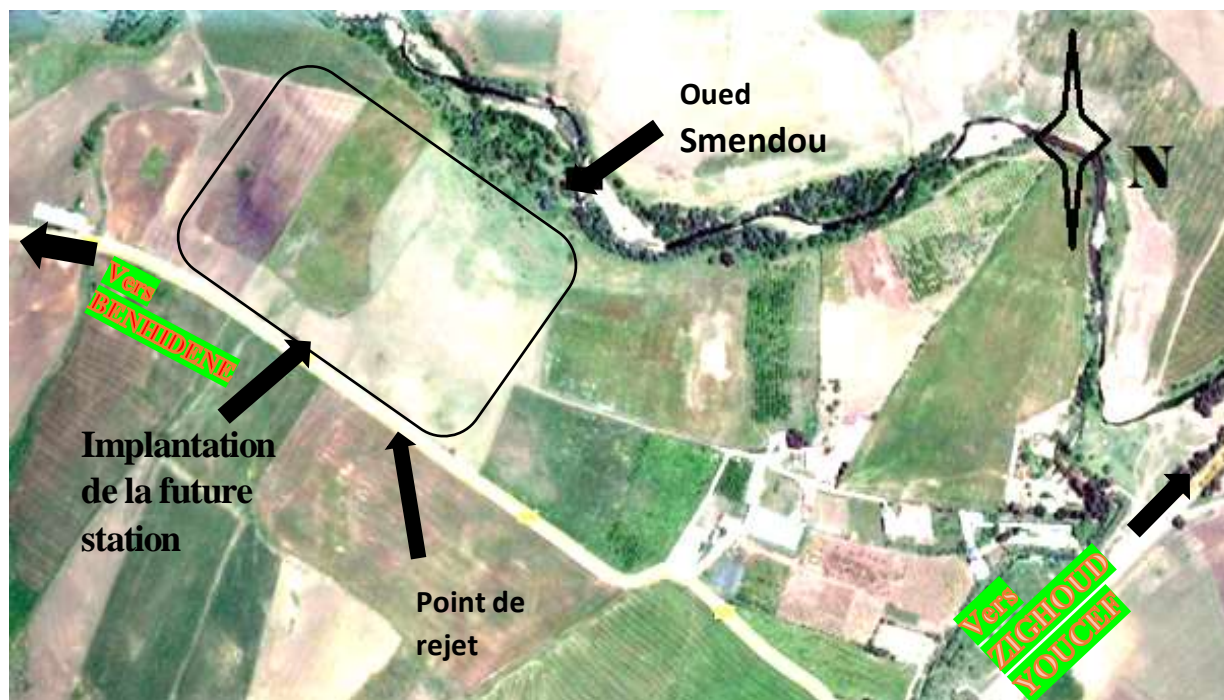


Figure I.3 : Site d'implantation de la future station d'épuration ZIGHOUD YUCEF.

### I.12. Conclusion

D'après les données climatiques mesurées à partir de l'office national de météorologie ( ONM) de Constantine on peut conclure que le climat de la zone d'étude est de type continental, avec un hiver froid et un été chaud.

ZIGHOUD YUCEF est une ville agricole, le fait que la majorité des terres soit des terrains accidentés, la tendance des agriculteurs est pour les cultures maraîchères et arbustives sur de petites parcelles.

D'autre part, la ville de DIDOUCHE MOURAD est dotée d'un périmètre irrigué de **700 ha**. Les cultures céréalières viennent au premier rang suivi des cultures maraîchères ; fourrages ; légumes secs et arboriculture.

CHAPITRE II:  
GÉNÉRALITÉ SUR  
LES EAUX USÉES

## II.1. Définition des eaux usées

les eaux usées comme étant des eaux ayant été utilisées pour des usages domestiques, industriels ou même agricole, constituant donc un effluent pollué et qui sont rejetées dans un émissaire d'égout.

Les eaux usées regroupent les eaux usées domestiques (les eaux vannes et les eaux ménagères), les eaux de ruissellement et les effluents industriels (eaux usées des usines). (Baumont *et al.*, 2004).

### II.1.1. Origine des eaux usées

Selon Eckenfelder, (1982), les eaux usées proviennent de quatre sources principales :

- 1- Les eaux usées domestiques ;
- 2- Les eaux usées industrielles ;
- 3- Les eaux de ruissellement ;
- 4- Le ruissellement dans les zones agricoles.

### II.1.2. Les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (eaux de toilette, de lessive, de cuisine) et les eaux vannes (urines et matières fécales), dans le système dit « tout-à-l'égout » (Baumont *et al.*, 2004).

Les eaux usées domestiques contiennent des matières minérales et des matières organiques. Les matières minérales (chlorures, phosphates, sulfates, etc.) et les matières organiques constituées de composés ternaires, tels que les sucres et les graisses (formés de carbone, oxygène et hydrogène, mais aussi d'azote et, dans certains cas, d'autres corps tels que soufre, phosphore, fer, etc.) (Vaillant, 1974).

### II.1.3. Les eaux de ruissellement

Les eaux qui ruissellent sur les toitures, les cours, les jardins, les espaces verts, les voies publiques et les marchés entraînent toutes sorte de déchets minéraux et organiques : de la terre, des limons, des boues, des silts, des sables, des déchets végétaux (herbes, pailles, feuilles, graines, etc.) et toute sortes de micropolluants (hydrocarbures, pesticides venant des jardins, détergents utilisés pour le lavage des cours, des voies publiques, des automobiles, débris microscopique de caoutchouc venant de l'usure des pneumatiques des véhicules .

Plomb venant du plomb tétra éthyle contenu dans l'essence, retombées diverses de l'atmosphère, provenant notamment des cheminées domestiques et des cheminées d'usines (Desjardins, 1997).

---

**Remarque**

Les eaux usées urbaines comprennent les eaux usées domestiques et les eaux de ruissellement (eaux pluviales, eaux d'arrosage des voies publiques, eaux de lavage des caniveaux, des marchés et des cours)

**II.1.4. Les eaux usées industrielles**

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejets industriels. Cette définition concerne les rejets des usines, mais aussi les rejets d'activités artisanales ou commerciales : blanchisserie, restaurant, laboratoire d'analyses médicales, etc.

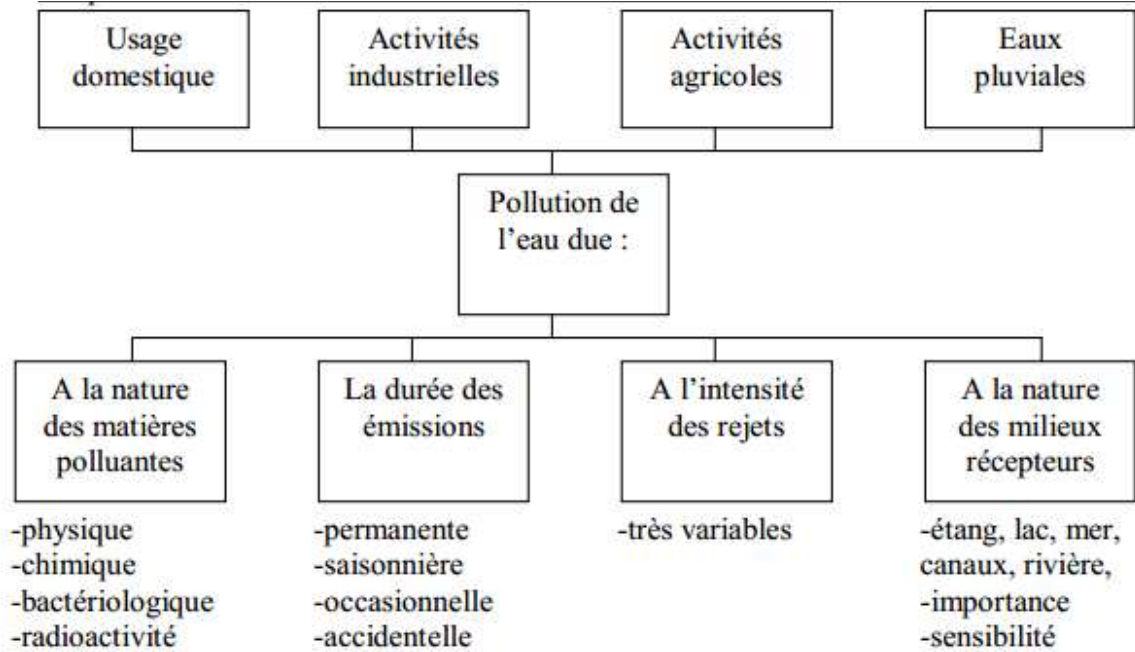
La variété des eaux usées industrielles est très grande. Certains de ces eaux sont toxiques pour la flore et la faune aquatiques, ou pour l'homme. Il faut bien distinguer les eaux résiduaires et les liquides résiduaires de certaines industries.

Les eaux résiduaires sont celles qui ont été utilisées dans des circuits de réfrigération, qui ont servi à nettoyer ou laver des appareils, des machines, des installations, des matières premières ou des produits d'une usine, ou qui ont servi à retenir des poussières de fumées ; elles peuvent contenir des substances chimiques utilisées au cours des fabrications. Les liquides résiduaires sont des liquides résultant des fabrications ; c'est le cas des solutions de produits chimiques, des solutions de sous-produits, c'est le cas des liquides acides provenant de la vidange des cuves de décapage des métaux (Edline, 1979).

Selon (Baumont *et al.*, 2004), les rejets industriels peuvent donc suivre trois voies d'assainissement :

- ils sont directement rejetés dans le réseau domestique ;
- ils sont prétraités puis rejetés dans le réseau domestique ;
- ils sont entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel.

la pollution peut être classée selon plusieurs critères qui sont résumés dans la figure ci-après



(Source : Direction de l'environnement, 1990).

**Figure II.1** : Nature de la pollution des eaux.

## II.2. Caractéristiques des eaux usées

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et biologique. Ce potentiel de pollution généralement exprimés en mg/l, est quantifié et apprécié par une série d'analyses. Certains de ces paramètres sont indicateurs de modifications que cette eau sera susceptible d'apporter aux milieux naturels récepteurs. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, on peut retenir les analyses suivantes :

### II .2.1. Les paramètres physico-chimiques

Ils résultent de l'introduction dans un milieu des substances conduisant à son altération, se traduisant généralement par des modifications des caractéristiques physico-chimiques du milieu récepteur. La mesure de ces paramètres se fait au niveau des rejets, à l'entrée et à la sortie des usines de traitement et dans les milieux naturels.

#### II .2.1.1. La température

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Elle joue un rôle important dans la nitrification et la dénitrification biologique qui consiste en La nitrification est optimale pour des températures variant de 28 à 32°C par contre, elle est fortement diminuée pour des



températures de 12 à 15°C et elle s'arrête pour des températures inférieures à 5°C (Bollags JM 1973 ; Rodier et al, 2005).

### **II .2.1.2. Le potentiel d'Hydrogène (pH)**

Les organismes sont très sensibles aux variations du pH ; un développement correct de la faune et de la flore aquatique n'est possible que si sa valeur est comprise entre 6 et 9. L'influence du pH se fait également ressentir par le rôle qu'il exerce sur les autres éléments comme les ions des métaux dont il peut diminuer ou augmenter leur mobilité en solution biodisponible et donc leur toxicité. Le pH joue un rôle important dans l'épuration d'un effluent et le développement bactérien. La nitrification optimale ne se fait qu'à des valeurs de pH comprises entre 7,5 et 9.

### **II.2.1.3. La turbidité**

La turbidité est inversement proportionnelle à la transparence de l'eau, elle est de loin le paramètre de pollution indiquant la présence de la matière organique ou minérale sous forme colloïdale en suspension dans les eaux usées. Elle varie suivant les matières en suspension (MES) présentes dans l'eau.

### **II .2.1.4. Les matières en suspension (MES)**

Elles représentent, la fraction constituée par l'ensemble des particules, organiques (MVS) ou minérales (MMS), non dissoutes de la pollution. Elles constituent un paramètre important qui marque bien le degré de pollution d'un effluent urbain ou même industriel. Les MES s'expriment par la relation suivante :

$$\text{MES} = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS}$$

### **Les matières volatiles en suspension (MVS)**

Elles représentent la fraction organique des MES et sont obtenues par calcination de ces MES à 525°C pendant 2 heures. La différence de poids entre les MES à 105°C et les MES à 525°C donne la « perte au feu » et correspond à la teneur en MVS en (mg/l) d'une eau ;

### **Les matières minérales (MMS)**

Elles représentent le résultat d'une évaporation totale de l'eau, c'est-à-dire son « extrait sec » constitué à la fois par les matières en suspension et les matières solubles telles que les chlorures, les phosphates, etc.

L'abondance des matières minérales en suspension dans l'eau augmente la turbidité, réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau, entraînant ainsi une

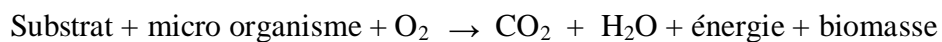
chute en oxygène dissous et freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la réaération de l'eau. Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matières organiques consommatrices d'oxygène (Duguet et al, 2006).

#### II .2.1.5. La conductivité électrique (CE)

La conductivité est la propriété que possède une eau à favoriser le passage d'un courant électrique. Elle fournit une indication précise sur la teneur en sels dissous (salinité de l'eau). La conductivité s'exprime en micro Siemens par centimètre et elle est l'inverse de la résistivité qui s'exprime en ohm par centimètre. La mesure de la conductivité permet d'évaluer la minéralisation globale de l'eau (REJSEK, 2002). Sa mesure est utile car au-delà de la valeur limite de la salinité correspondant à une conductivité de 2500  $\mu\text{Sm/cm}$ , la prolifération de microorganismes peut être réduite d'où une baisse du rendement épuratoire.

#### II .2.1.6. La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La DBO5 est définie comme étant la quantité d'oxygène consommée par les bactéries, à 20°C à l'obscurité et pendant 5 jours d'incubation d'un échantillon préalablementensemencé, temps qui assure l'oxydation biologique d'une fraction de matière organique carbonée. Ce paramètre mesure la quantité d'oxygène nécessaire à la destruction des matières organiques grâce aux phénomènes d'oxydation par voie aérobie. Pour la mesurer, on prend comme référence la quantité d'oxygène consommée au bout de 5 jours ; c'est la DBO<sub>5</sub>. Elle se résume à la réaction chimique suivante :



#### II .2.1.7. La demande chimique en oxygène (DCO)

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) est la mesure de la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimique de toute la matière organique biodégradable ou non contenue dans les eaux à l'aide du bichromate de potassium à 150°C. Elle est exprimée en mg O<sub>2</sub>/l. (Suschka et Ferreira, 1986). Généralement la valeur de la DCO est :

- DCO = 1.5 à 2 fois DBO      Pour les eaux usées urbaines ;
- DCO = 1 à 10 fois DBO      Pour tout l'ensemble des eaux résiduaires ;
- DCO > 2.5 fois DBO      Pour les eaux usées industrielles.

La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO<sub>5</sub> et la DCO est donnée par l'équation suivante :

$$\text{MO} = (2 \text{ DBO}_5 + \text{DCO})/3$$

### II .2.1.8. Biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que,  $K = \text{DCO} / \text{DBO}_5$  :

Si  $k < 1,5$  : cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradable ;

Si  $1,5 < K < 2,5$  : cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables.

Si  $2,5 < K < 3$  : les matières oxydables sont peu biodégradables.

Si  $K > 3$  : les matières oxydables sont non biodégradables.

Un coefficient K très élevé traduit la présence dans l'eau d'éléments inhibiteur de la croissance bactérienne, tels que, les sels métalliques, les détergents, les phénols, les hydrocarbures ... etc.

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter, si l'effluent est biodégradable, on applique un traitement biologique, si non on applique un traitement physico-chimique.

#### Remarque

La pollution organique est la plus répandue. Elle est engendrée par le déversement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, papeteries, industries de bois, de raffineries, d'abattoirs et d'agroalimentaires (Liu et al, 1997).

Cette pollution peut être absorbée par le milieu récepteur tant que la limite d'auto épuration n'est pas atteinte. Au-delà de cette limite la respiration de divers organismes aquatiques peut être compromise au profit de la dégradation de cette matière organique.

### II .2.2. Paramètres complémentaires

#### II .2.2.1.phosphore

La concentration en phosphore dans les effluents secondaires varie de 6 à 15 mg/l (soit 15 à 35 mg/l en  $\text{P}_2\text{O}_5$ ). Cette quantité est en général trop faible pour modifier le rendement

Mais s'il y a excès, il est pour l'essentiel retenu dans le sol par des réactions d'adsorption et de précipitation ; cette rétention est d'autant plus effective que le sol contient des oxydes de fer, d'aluminium ou du calcium en quantités importantes. On ne rencontre pas en général de problèmes liés à un excès de phosphore (Asano, 1998).

### II .2.2.2.L'azote

L'azote se trouve dans l'eau usée sous forme organique ou ammoniacale dissoute. Il est souvent oxydé pour éviter une consommation d'oxygène (O<sub>2</sub>) dans la nature et un risque de toxicité par l'ammoniaque gazeux dissous (NH<sub>3</sub>), en équilibre avec l'ion ammoniac (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>) (Martin, 1979).

La nitrification est une transformation chimique de l'azote organique par l'intermédiaire de bactéries et passe par les étapes :

- N organique à NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : ammonification
- NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : à NO<sub>2</sub><sup>-</sup> : nitritation par Nitrosomonas
- NO<sub>2</sub><sup>-</sup> à NO<sub>3</sub><sup>-</sup> : nitratisation par Nitrobacter (Chellé et al , 2005).

L'azote est l'un des éléments qui favorise la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet des eaux est plus que nécessaire.

### II .2.2.3.L'équilibre nutritionnel

Le traitement biologique exige un certain équilibre nutritionnel qui permet la prolifération des micro- organismes responsables de la dégradation de la matière organique. Tout déséquilibre entraîne un faible rendement.

L'azote et le phosphore sont utiles pour le bon fonctionnement de l'épuration biologique. (Degrémont,2005)

$$DBO_5/N/P = (100 \text{ à } 150)/5/1$$

$$DBO_5/N = 20$$

$$DBO_5/P = 100$$

$$DCO/DBO_5 = 2, 5$$

### II .2.3. Paramètres biologiques:

Les micro-organismes présents dans les eaux usées sont à l'origine du traitement biologique, ils sont constitués :

Des germes pathogènes (mycobactéries, colibacilles etc....).

Des parasites (des œufs de vers etc....).

Des champignons. (Boutin et.al, 1987)

### II.3. Qualité microbiologique

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes, par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes (Baumont et al., 2004).

#### II.3.1. virus

Ce sont des organismes infectieux de très petite taille (10 à 350 nm) qui se reproduisent en infectant un organisme hôte.

Les virus ne sont pas naturellement présents dans l'intestin, contrairement aux bactéries (tableau 2). Ils sont présents soit intentionnellement (après une vaccination contre la poliomyélite, par exemple), soit chez un individu infecté accidentellement. L'infection se produit par l'ingestion dans la majorité des cas, sauf pour le Coronavirus où elle peut aussi avoir lieu par inhalation (CSHPPF, 1995).

On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10<sup>3</sup> et 10<sup>4</sup> particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel.

Les virus entériques sont ceux qui se multiplient dans le trajet intestinal ; parmi les virus entériques humains les plus importants, il faut citer les entérovirus (exemple : polio), les rota virus, les rétrovirus, les adénovirus et le virus de l'Hépatite A (Asano, 1998).

**Tableau II.1** : Les virus dans les eaux usées

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nombre pour un litre d'eau usée	Voies de contamination principales
Virus de l'hépatite A	Hépatite A		Ingestion
Virus de l'hépatite E	Hépatite E		Ingestion
Rotavirus	Vomissement, diarrhée	400 à 85 000	Ingestion
Virus de Norwalk	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Adénovirus	Maladie respiratoire, conjonctivite, vomissement, diarrhée		Ingestion
Astrovirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Calicivirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Coronavirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion / inhalation
Réovirus	Affection respiratoire bénigne et diarrhée		Ingestion
Entérovirus :			
Poliovirus	Paralysie, méningite, fièvre	182 à 492 000	Ingestion
Coxsackie A	Méningite, fièvre, pharyngite, maladie respiratoire		Ingestion
Coxsackie B	Myocardite, anomalie congénitale du cœur (sicontamination pendant la grossesse), éruption cutanée, fièvre, méningite, maladie		Ingestion

Echovirus	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, rash, diarrhée, fièvre		Ingestion
Entérovirus 68-71	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, conjonctivite hémorragique aiguë, fièvre.		Ingestion

### II.3.2. Les bactéries

Les bactéries sont des organismes unicellulaires simples et sans noyau (tableau 3). Leur taille est comprise entre 0,1 et 10  $\mu\text{m}$ . La quantité moyenne de bactéries dans les fèces est d'environ 10<sup>12</sup> bactéries/g (Asano, 1998).

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10<sup>6</sup> à 10<sup>7</sup> bactéries/100 ml dont 10<sup>5</sup> proteus et entérobactéries, 10<sup>3</sup> à 10<sup>4</sup> streptocoques et 10<sup>2</sup> à 10<sup>3</sup> clostridium.

Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les salmonellas dont on connaît plusieurs centaines de sérotypes différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoins de contamination fécale sont communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau ce sont les coliformes thermotolérants (Faby, 1997).

**Tableau II.2 :** Les bactéries pathogènes dans les eaux usées (Asano, 1998).

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nombre pour un litre d'eau usée	Voies de contamination principales
<i>Salmonella</i>	Typhoïde, paratyphoïde, salmonellose	23 à 80 000	Ingestion
<i>Shigella</i>	Dysenterie bacillaire	10 à 10 000	Ingestion
<i>E. coli</i>	Gastro-entérite		Ingestion
<i>Yersinia</i>	Gastro-entérite		Ingestion
<i>Campylobacter</i>	Gastro-entérite	37 000	Ingestion
<i>Vibrio</i>	Choléra	100 à 100 000	Ingestion
<i>Leptospira</i>	Leptospirose		Cutanée/Inhalation/Ingestion
<i>Legionella</i>	Légionellose		Inhalation
<i>Mycobacterium</i>	Tuberculose		Inhalation

### II.3.3. Les protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires munis d'un noyau, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qu'ils se développent aux dépens de leur hôte.

Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de résistance, appelée kyste. Cette forme peut résister généralement aux procédés de traitements des eaux usées (Baumont et al, 2004). Parmi les protozoaires les plus importants du point de vue sanitaire, il faut citer *Entamoeba histolytica*, responsable de la dysenterie amibienne et *Giardia lamblia* (Asano, 1998).

### II.3.4. Les helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. La concentration en œufs d'helminthes dans les eaux usées est de l'ordre de 10 à 10<sup>3</sup>œufs/l. Il faut citer, notamment, *Ascaris lumbricades*, *Oxyuris vermicularis*, *Trichuris trichuria*, *Tænia saginata* (CSHPF, 1995). Beaucoup de ces helminthes ont des cycles de vie complexes comprenant un passage obligé par un hôte intermédiaire. Le stade infectieux de certains helminthes est l'organisme adulte ou larve, alors que pour d'autres, ce sont les œufs. (Faby, 1997). Les œufs d'helminthes sont très résistants et peuvent notamment survivre plusieurs semaines voire plusieurs mois sur les sols ou les plantes cultivées (Baumont et al., 2004).

**Tableau II.3 :** Les parasites pathogènes dans les eaux usées(Asano, 1998).

Organisme	Symptômes, maladie	Nombre pour un litre	Voies de contamination principales
<b>Protozoaires</b>			
<i>Entamoeba histolytica</i>	Dysenterie amibienne	4	Ingestion
<i>Giardia lamblia</i>	Diarrhée, malabsorption	125 à 100 000	Ingestion
<i>Balantidium coli</i>	Diarrhée bénigne, ulcère du colon	28-52	Ingestion
<i>Cryptosporidium</i>	Diarrhée	0,3 à 122	Ingestion
<i>Toxoplasma gondii</i>	Toxoplasmose : ganglions, faible fièvre		Inhalation / Ingestion
<i>Cyclospora</i>	Diarrhée, légère fièvre, perte de poids		Ingestion
<i>Microsporidium</i>	Diarrhée		Ingestion
<b>Helminthes</b>			
<i>Ascaris</i>	Ascariase : diarrhée, troubles nerveux	5 à 111	Ingestion
<i>Ancylostoma</i>	Anémie	6 à 188	Ingestion / Cutanée
<i>Necator</i>	Anémie		Cutanée
<i>Tænia</i>	Diarrhée, douleurs musculaires		Ingestion de viande

			mal cuite
Trichuris	Diarrhée, douleur abdominale	10 à 41	Ingestion
Toxocora	Fièvre, douleur abdominale		Ingestion
Strongyloïdes	Diarrhée, douleur abdominale, nausée		Cutanée
Hymenolepis	Nervosité, troubles digestifs, anorexie		Ingestion

#### II .4. Les normes de rejet

Conformément aux recommandations de l'organisation mondiale de la santé (O.M.S), les normes de rejets des eaux usées en Algérie sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 :** normes de rejets de l'O.M.S., appliqué en Algérie

Paramètres	normes
Température (°C)	30
PH	6,5- 8,5
O2 (mg/l)	5
DBO5 (mg/l)	30- 40
DCO (mg/l)	90 – 120
MES (mg/l)	30
Zinc (mg/l)	2
Chrome (mg/l)	0,1
Azote total (mg/l)	50
Phosphates (mg/l)	2
Hydrocarbures (mg/l)	10
Détergents (mg/l)	1
Huiles et graisses (mg/l)	20

#### II.5.Conclusion :

Les conséquences de la pollution des eaux sont multiples, que ce soit sur l'homme directement ou sur le milieu où il vit. L'assainissement des eaux répond donc à deux préoccupations essentielles : préserver les ressources en eau ainsi que le patrimoine naturel et la qualité de vie.



CHAPITRE III :  
LES PROCÉDÉS DE  
TRAITEMENTS DES  
EAUX USÉES

### **III. procédés de traitements des eaux usées**

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, plusieurs niveaux de traitements sont définis : les prétraitements, le traitement primaire et le traitement secondaire. Dans certains cas, des traitements tertiaires sont nécessaires, notamment lorsque l'eau épurée doit être rejetée en milieu particulièrement sensible.

#### **III.1. prétraitements**

Les eaux brutes doivent généralement subir, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement qui comporte un certain nombre d'opérations, uniquement physiques ou mécaniques. Il est destiné à extraire de l'eau brute, la plus grande quantité possible d'éléments dont la nature ou la dimension constitueront une gêne pour les traitements ultérieurs. Selon la nature des eaux à traiter et la conception des installations, le prétraitement peut comprendre les opérations :

- le dégrillage
- le dessablage
- le dégraissage-déshuilage

##### **III.1.1. dégrillage**

Au cours du dégrillage, les eaux usées passent au travers d'une grille dont les barreaux, plus ou moins espacés, retiennent les matières les plus volumineuses et flottantes charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements suivants ou en compliquer leur exécution. Le dégrillage permet aussi de protéger la station contre l'arrivée intempestive des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation. Les éléments retenus sont, ensuite, éliminés avec les ordures ménagères.

Cette opération est effectuée si possible avant la station de relevage afin de protéger les pompes à vis d'Archimède et de ne pas gêner le fonctionnement des étapes ultérieures du traitement et Selon l'espacement entre les barreaux on distingue :

- Le pré dégrillage grossier dont les barreaux des grilles sont espacés de 30 à 100mm ;
- Le dégrillage moyen de 10 à 30mm ;
- Le dégrillage fin moins de 10mm.

Selon la nature et l'importance des effluents à traiter, il existe différents types de grille :

- Grille manuelle : composée des barreaux en acier inclinés de  $60^\circ$  à  $80^\circ$  sur l'horizontal. Elles sont réservées en petite station, le nettoyage se fait avec un râteau et se fait quotidiennement.
- Grille mécanique : équipées d'un râteau motorisé et animées d'un mouvement rotatif (grille courbe) ou de va et vient (grille droite), la mise en service est commandée par une horloge (cadence durée), asservie au fonctionnement du relèvement (avec temporisation de retard) ou par détection d'une mise en charge du canal amont.



**Figure III.1** : Grille mécanique

### **III.1.2. dessablage**

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, les sables et les particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, ainsi pour protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion et à éviter de surcharger les stades de traitements ultérieurs en particulier les réacteurs biologiques.

L'écoulement de l'eau, à une vitesse réduite, dans un bassin appelé "dessableur" entraîne leur dépôt au fond de l'ouvrage. Les sables récupérés, par aspiration, sont ensuite essorés, puis lavés avant d'être soit envoyés en décharge, soit réutilisés selon la qualité du lavage.

Cette opération concerne les particules minérales de granulométrie supérieure à  $100\mu\text{m}$ .

## Type de Dessableur

On trouve deux types de dessableur :

- **Dessableurs canaux gravitaires**

Dessableur couloires simple

Dessableur couloires à vitesse constante

Dessableur carrés pour les grandes installations

Dessableur à insufflation d'air

Dessableur circulaire de forme cylindro-conique

- **hydro cyclones**

Séparation des particules par classification

Hydraulique centrifuge

### III.1.3.déshuilage

Les graisses et les l'huiles étant des produits de densité légèrement inférieure à l'eau issues non seulement des habitations, mais aussi des restaurants, des garages, des chaussées, des usines, des abattoirs, ... etc.

Le déshuilage est une opération de séparation liquide-liquide, alors que le dégraissage est une opération de séparation solide-liquide (à la condition que la température de l'eau soit suffisamment basse, pour permettre le figeage des graisses). Ces deux procédés visent à éliminer la présence des corps gras dans les eaux usées, qui peuvent gêner l'efficacité du traitement biologique qui intervient en suite

#### III.1.3.1.déshuilage

##### a- Le déshuilage longitudinal

L'ouvrage à une forme rectangulaire à circulation longitudinale.

Le déshuilage s'effectue dans l'ouvrage par flottation naturelle des gouttelettes d'huile.

##### b- Les déshuileurs flottateurs

Ce sont des appareils utilisés en traitement d'eaux résiduaire contenant des pigments, des graisses ou des hydrocarbures, les techniques de flottation habituelle par pressurisation (mise sous pression en petites bulles).

## III.2. Les traitements primaires

Le traitement "primaire" fait appel à des procédés physiques naturels, filtration et décantation plus ou moins aboutie, éventuellement assortie de procédés physicochimiques, tels que la coagulation- floculation.

### III.2.1. La décantation physique naturelle

La décantation est un procédé qu'on utilise dans, pratiquement, toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Son objectif est d'éliminer les particules dont la densité est supérieure à celle de l'eau par gravité. La vitesse de décantation est en fonction de la vitesse de chute des particules, qui elle-même est en fonction de divers autres paramètres parmi lesquels : grosseur et densité des particules.

La base de ces procédés de séparation solide liquide est la pesanteur. On utilise le terme de décantation lorsque l'on désire obtenir la clarification de l'eau brute ; si l'on veut obtenir une boue concentrée, on parle de sédimentation qui a pour but d'éliminer les matières en suspension de la fraction liquide, en utilisant la seule force de gravité.

Elle permet d'alléger les traitements biologiques et physico-chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation). La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1,2 m/h, 40 à 60 % des MES, soit 40% de matière organique, 10 à 30 % des virus, 50 à 90 % des helminthes et moins de 50 % des kystes de protozoaires et entraîne également avec elle une partie des micropolluants, (Faby, 1997).

Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé "décanteur" pour former les boues "primaires". Ces dernières sont récupérées au moyen de systèmes de raclage.

L'utilisation d'un décanteur lamellaire permet d'accroître le rendement de la décantation. Ce type d'ouvrage comporte des lamelles parallèles inclinées, ce qui multiplie la surface de décantation et accélère donc le processus de dépôt des particules. La décantation est encore plus performante lorsqu'elle s'accompagne d'une floculation préalable.

### **III.2.2. Type des décanteurs physico-chimiques**

La turbidité et la couleur d'une eau sont principalement causées par des particules très petites, dites particules colloïdales. Ces particules, qui peuvent rester en suspension dans l'eau durant de très longues périodes, peuvent même traverser un filtre très fin. Par ailleurs, puisque leur concentration est très stable, ces dernières n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres. Pour les éliminer, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation.

La coagulation a pour but principale de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération. En pratique, ce procédé est caractérisé par l'injection et la dispersion rapide de produits chimiques : sels minéraux cationiques (sels de fer ou d'aluminium).

La floculation a pour objectif de favoriser, à l'aide d'un mélange lent, les contacts entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par les procédés de décantation et de filtration

Ces traitements sont généralement utilisés dans les stations d'épuration de grande capacité, ou dans celles ayant à faire face à de grandes variations de charge dans l'année (zone touristique).

La séparation du floc a lieu pendant la phase de clarification (décantation secondaire). Les procédés les plus modernes utilisent du micro sable injectés dans l'effluent afin d'accélérer la décantation des floes. On parle alors d'élimination à floes lestés (Lazarova, 2003).

Les traitements physico-chimiques permettent un bon abattement des virus. Cependant, leur utilisation, et notamment le dosage de sels de fer et d'aluminium, n'est pas toujours bien optimisée, sinon maîtrisée. Il y a donc un risque de surcoût lié à une mauvaise utilisation, voire un risque environnemental.

### **III.2.3. La filtration**

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide, qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en

suspension, ainsi retenus par le milieu poreux, s'y accumulent ; il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.

La filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et, indirectement, de certains goûts et odeurs.

### **III.3. Les traitements secondaires ou les traitements biologiques**

Les traitements secondaires également appelés traitements biologiques visent à dégrader la matière organique biodégradable contenue dans l'eau à traiter. Des micro-organismes mis en contact avec l'eau polluée assimilent la matière organique qui, leur sert de substrat de croissance. L'ensemble de la pollution avec les microorganismes vivants forme la liqueur mixte ou boue biologique contenue dans des bassins de traitement biologique. En règle générale, l'élimination complète de la pollution organique de ces bassins se déroule en conditions aérées par des souches aérobies strictes ou facultatives. Plusieurs procédés existent à ce stade du traitement biologique. Ce sont les procédés à culture en suspension ou procédés à boues activées, les procédés à culture fixée (disques biologiques rotatifs, lits bactériens, etc.) les procédés à décantation interne (lagunage), les techniques d'épandage-irrigation, etc.

Le traitement par boues activées est très largement utilisé. Il s'agit d'un réacteur qui contient les eaux à traiter, dans lequel est injectée une boue chargée de bactéries. Les bactéries consomment la matière organique et contribuent aussi à l'élimination de l'azote et du phosphore. A la sortie du réacteur, l'effluent passe dans un clarificateur. La boue décantée est séparée en deux flux : l'un rejoint le réacteur (ensemencement) et l'autre est évacué vers la filière des boues. L'action des bactéries dans le réacteur nécessite de l'oxygène.

Une épuration biologique (boues activées, puis bassin de clarification) permet d'éliminer 90 % des virus, 60 à 90 % des bactéries, mais par contre a peu d'effet sur les kystes de protozoaires et les œufs d'helminthes. (Faby, 1997)

Un traitement par boues activées élimine 90 % des bactéries entériques, 80 à 99 % des entérovirus et des rotavirus. L'élimination a lieu grâce à la sédimentation des MES, la compétition avec les micro-organismes non pathogènes et la température ; la part la plus importante est due à la sédimentation. (Asano, 1998),

Ces traitements conçus à l'origine essentiellement pour l'élimination de la pollution carbonée et des matières en suspension, ainsi pour poursuivre l'épuration de l'effluent provenant du décanteur primaire ; par voie biologique le plus souvent.

Les micro-organismes, les plus actifs, sont les bactéries qui conditionnent en fonction de leur modalité propre de développement, deux types de traitements :

### **III.3.1. Traitements anaérobies**

Les traitements anaérobies font appel à des bactéries n'utilisant pas de l'oxygène, en particulier, aux bactéries méthanogènes qui conduisent, comme leur nom l'indique, à la formation du méthane à partir de la matière organique, et à un degré moindre de CO<sub>2</sub>.

Ce type de fermentation est appelé digestion en hydrologie. C'est une opération délicate qui demande une surveillance importante. En effet, la température doit être maintenue à un niveau très stable et suffisamment élevé. Il faut aussi éviter les écarts brutaux de pH et les substances inhibitrices du développement bactérien, à titre d'exemple : les cyanures, les sels de métaux lourds et les phénols.

### **III.3.2. Traitements aérobies**

Les micro-organismes utilisés exigent un apport permanent d'oxygène. On distingue cinq méthodes essentielles :

#### **III.3.2.1. lits bactériens**

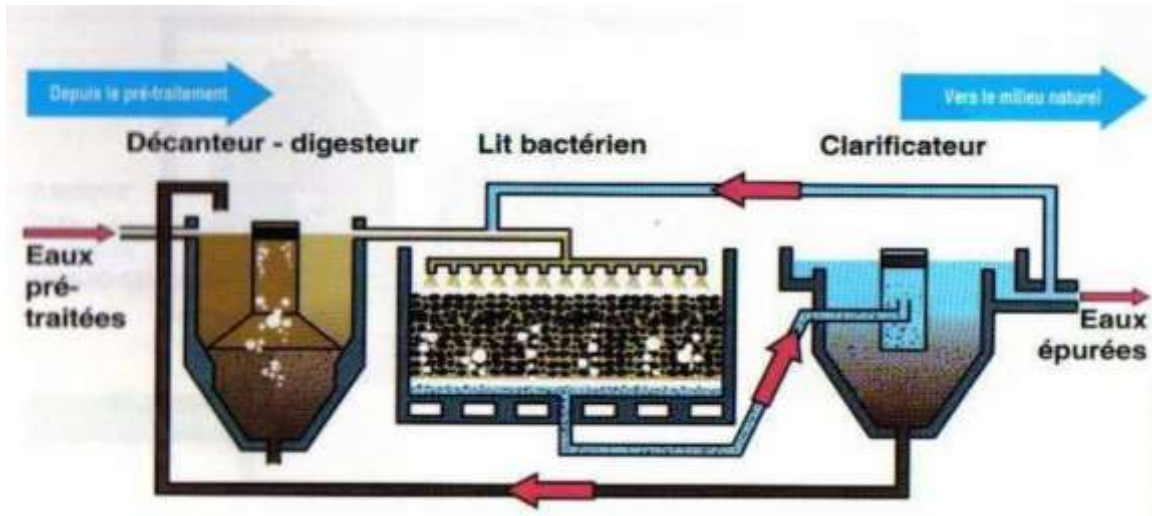
Les procédés à cultures fixées sur supports grossiers sont intéressants pour les petites collectivités car ils offrent des contraintes d'exploitation limitées et de faibles coûts énergétiques. Seront abordés dans ce document les lits bactériens

#### **Traitement primaire**

Les cultures fixées sur supports grossiers nécessitent un traitement primaire en tête ne générant pas d'effluents septiques à traiter. Généralement, en tête des lits bactériens seront



prévus des décanteurs-digestedeurs.



**Figure III.2 :** Schéma du principe du lit bactérien

Le décanteur-digestedeur assure :

- le dépôt des particules en suspension contenues dans les eaux usées préalablement prétraitées par simple séparation gravitaire,
- la digestion anaérobie de la fraction organique de ces dépôts progressivement accumulée.

#### Points à surveiller

- Nette séparation physique (parois) entre la partie décantation et la digestion anaérobie. La pente de ces parois doit être d'au moins  $50^\circ$ . Bien souvent, dans les décanteurs-digestedeurs à forme horizontale, cette séparation n'est pas optimale. Ces ouvrages sont davantage équivalents à ce titre à des fosses septiques.
- Système fonctionnel d'écumage manuel et d'extraction des flottants. Ces flottants peuvent être stockés provisoirement dans des toiles de jute pour égouttage.
- En cas de démarrage en sous-charge (moins de 50 %) sur une période prolongée (plusieurs années), afin de limiter les problèmes d'odeurs et de septicité, il peut être souhaitable d'installer deux décanteurs-digestedeurs en parallèle et de ne mettre en service qu'un seul ouvrage durant la période de sous charge.
- Les décanteurs-digestedeurs, même couverts, ne doivent pas être fermés avec des plaques bétons d'un poids excessif.
- Les matériaux utilisés doivent résister à la corrosion générée par la septicité : bétons adaptés, aluminium, Inox, matériaux composites. L'acier galvanisé est à proscrire.

- Des raccords fixes disposés à l'extérieur du décanteur-digester sont souhaitables pour faciliter l'extraction des boues.
- L'accessibilité à l'ouvrage pour le curage des boues est à vérifier.
- Les points de passage entre les compartiments de décantation et de digestion doivent être limités pour éviter la remontée des boues de la partie anaérobie vers la partie décantation.
- La fixation des cloisons internes de l'ouvrage sera réalisée en matériau inox de qualité résistant à la corrosion.
- Le digester est à équiper d'un dispositif de reprise des boues en fond de trémie.
- Pour repérer le niveau maximum de boue dans les digesteurs hors sol, il est souhaitable d'installer un piquage muni d'un robinet vanne accessible.

### **Principe du traitement par lit bactérien**

Ce procédé consiste à alimenter en eau usée préalablement décantée, un ouvrage contenant une masse de matériaux servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film biologique, tout en maintenant, dans la plupart des cas, une aération naturelle.

La masse du lit bactérien se compose soit : de pouzzolane (roche volcanique) ou de matériaux plastiques. Les eaux usées sont distribuées sur le matériau filtrant et s'écoulent au travers du lit sous l'effet de la pesanteur.

A la base du lit bactérien, les eaux sont collectées puis évacuées vers le décanteur secondaire. Le fond de l'ouvrage est construit de telle sorte que soit assurée l'entrée d'air (oxygène) dans la masse du lit.



**Figure III.3 : Lit bactérien**

- **Avantage :**
  - les dépenses d'énergies ne sont pas élevées.
  - -un fonctionnement demandant d'entretien et de contrôle.
- **Inconvénients :**
  - une sensibilité au colmatage, accentuée par des rejets industriels comprenant des graisses, poils, fibres, etc.
  - ce procédé entraîne souvent l'émanation d'odeurs.

### III.3.2.2. Les cultures libres (boues activées)

Les boues activées constituent le traitement biologique aérobie le plus répandu (WHO, 1989).

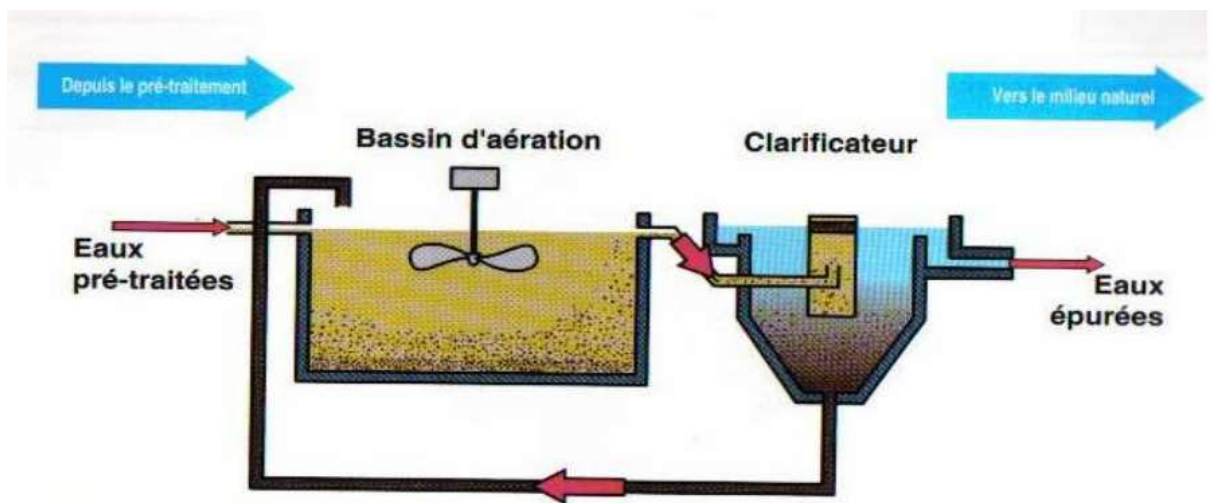
Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées), dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer. Dans ce bassin, le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange des flocons bactériens et de l'eau usée (liqueur mixte) ; l'aération peut se faire à partir de l'oxygène de l'eau, du gaz enrichi en oxygène par (le brassage, l'injection d'air comprimé, voire même d'oxygène pur), a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte, afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies.

- **Avantage :**

- réduction de temps de séjour de la pollution et les surfaces du terrain utilisées.
- -plusieurs variantes de ce procédé ont été adoptées pour traiter, selon le cas, les eaux usées à forte, moyenne, et faible charge donnant des rendements assez appréciables.
- -recirculation de la culture bactérienne permet d'enrichir le bassin par les micro-organismes épurateurs.
- -faible influence de la température sur la cinétique de dégradation bactérienne.

- **Inconvénients**

- l'exploitation de ce type de stations exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.



**Figure III.4 :** Schéma du principe d'épuration à boues activées

### III.3.2.3. Lagunage naturel

On désigne par lagunage ou bassin de stabilisation, toute dépression ou excavation naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement ou artificiellement les eaux usées brutes ou décantées, pour ressortir, sans intervention extérieure, dans un état où elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur.

Le lagunage est un système biologique d'épuration extensive, qui consiste à déverser les eaux usées dans plusieurs bassins successifs de faible profondeur. La matière polluante, soustraite aux eaux usées, se retrouve en grande partie dans la végétation et les sédiments accumulés, et en faible partie dans l'atmosphère sous forme de méthane et d'azote gazeux.

Il simule, en l'amplifiant, l'action auto-épuratrice des étangs ou des lacs. Associés aux systèmes conventionnels de traitement secondaire, ils constituent aussi d'excellents dispositifs tertiaires aptes à réduire les risques liés aux micro-organismes pathogènes.

Les mécanismes de l'épuration et le fonctionnement d'un lagunage simple peuvent être décrits par le schéma suivant :

Eau usée + oxygène [(présence de bactérie) donne] boues + effluent traité +  $\text{CO}_2$  +  $\text{H}_2\text{O}$ .

Il consiste, à retenir les effluents dans des bassins pendant une période plus ou moins longue au cours de laquelle les organismes présents permettent d'éliminer 20 à 60 Kg de

$\text{DBO}_5/\text{hectare j}$  (Ghoualem-Saouli, 2007)

On peut classer les lagunes en fonction de leur régime ou en fonction de leur place dans la filière épuratoire.

On aura donc, selon le premier critère, des bassins de stabilisation :

Anaérobies : sorte de pré-digester exposé à l'air ;

Aérobies : fonctionnant grâce à une association typique d'algues et de bactéries ;

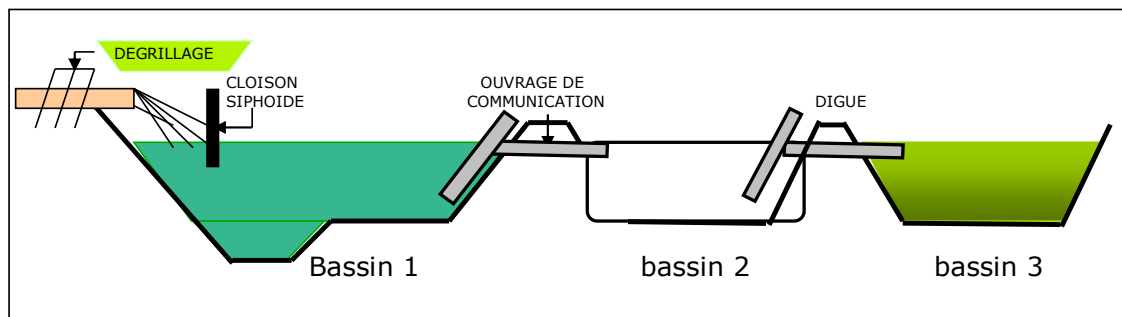
Facultatifs : où la zone supérieure est aérobie et la zone inférieure anaérobie ;

On parle aussi, selon le deuxième critère, de :

Lagunage complet : lorsque l'installation est directement alimentée d'eau brute non décantée ;

Lagunage secondaire : lorsque l'installation est alimentée d'eau décantée ;

Lagunage tertiaire : pour une installation directement alimentée d'un effluent traité suivant un procédé conventionnel (boues activées, lits bactériens,...).



**Figure III.5** : Le lagunage naturel.

- **Avantage :**

- -efficacité du traitement
- -économie du traitement
- -permet une épuration à charge organique très élevée.
- -production minimale de boues en excès

- **Inconvénients :**

- -les lagunes anaérobies et facultatives dégagent de mauvaises odeurs,
- -la prolifération de la flore aquatique favorise l'apparition des insectes nuisibles tels que mouches et moustiques
- -nécessité d'utiliser de grandes surfaces de terrain
- -le curage des boues

### III.3.2.4. Disques biologiques

Ce procédé peut être rangé parmi les systèmes d'épuration biologique aérobie où la culture bactérienne est fixée sur un support comme c'est le cas pour les lits bactériens. Il est également appelé procédé d'épuration par biodisques.

#### a) Présentation du procédé

Le support solide est constitué ici, par un ensemble de disques parallèles régulièrement espacés par un axe commun pour constituer un tambour.

Actuellement, les tambours mis en œuvre comptent de 10 à 200 disques par tambour. Pour des valeurs supérieures, il apparaît des problèmes de flexion de l'arbre support et de mise en œuvre du dispositif.

L'écartement entre les disques est d'environ 2 cm. Les disques plongent, sur la moitié de leur diamètre, dans des cuves semi-cylindriques.

Les disques tournent lentement autour d'un axe horizontal de telle sorte que la culture bactérienne présente sur le support se trouve alternativement au contact de l'eau et de l'air (Gaid, 1985)

La vitesse de rotation des disques est également un facteur important car elle doit permettre :

- De ne pas priver la culture d'oxygène par une trop longue immersion.
- De permettre un brassage homogène du liquide afin de favoriser les échanges entre le liquide et la masse bactérienne.
- D'éviter une expulsion de la masse bactérienne par des vitesses de rotation trop élevées.

## b) Technologie des disques biologiques.

Comme les surfaces mises en œuvre sont de plusieurs milliers de m<sup>2</sup>, il importe d'utiliser un matériau léger afin de ne pas rencontrer de difficultés mécaniques et une dépense énergétique trop importante.

Généralement, les disques biologiques ont un diamètre égal à 2 ou 3 m, avec une épaisseur variable entre 7 et 14 mm.

Le tambour dispose de 200 disques au maximum pour permettre à l'arbre de supporter tout le poids imposé, d'autant plus qu'il ne faut pas oublier le poids du gazon biologique qui atteint près de 6 kg / m<sup>2</sup> pour les deux faces. Un ensemble moto-réducteur assure la rotation des disques. Les disques sont immergés presque jusqu'à l'arbre afin de profiter au maximum de la surface disponible (Thomazeau ,1981).

Au point de vue sismicité, le site de la future station d'épuration appartient selon classification des règles parasismique algériennes(R.P.A) de1999 modifiées en 2003, à la zone : 2A (zone de sismicité moyenne)

- **Avantage :**
  - ce procédé présente l'avantage d'une simplicité d'exploitation.
- **Inconvénients :**
  - les disques biologiques sont sensibles à la qualité de l'effluent, aux pointes excessives de concentration et de débit.

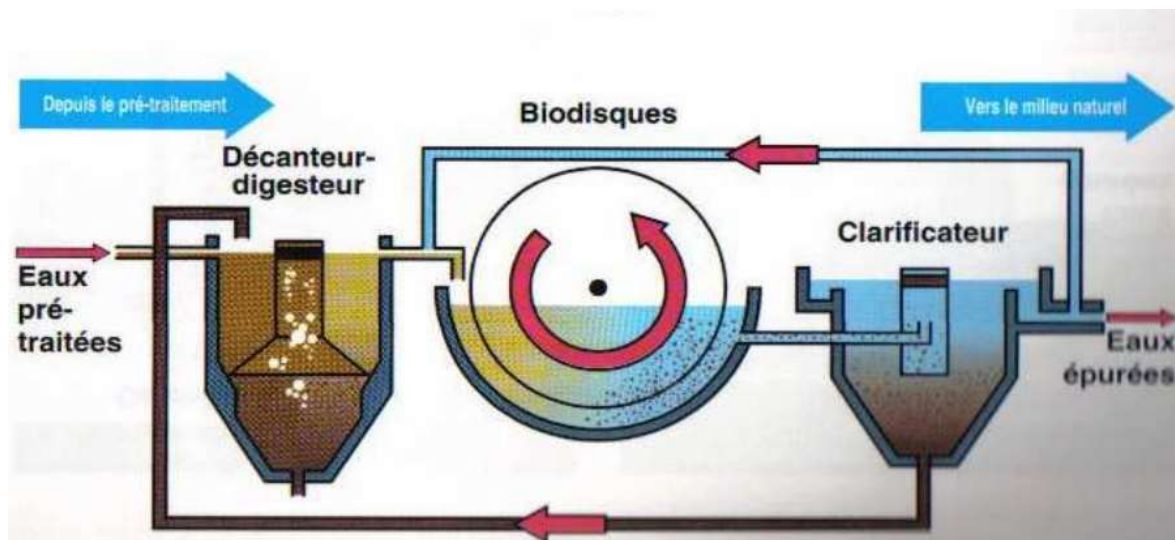


Figure III.6 : Schéma du principe des biodisques

### **III.4. Les traitements tertiaires**

Appelés aussi les traitements complémentaires qui visent l'élimination de la pollution l'azotée et phosphatée ainsi que la pollution biologique des eaux usées domestiques, ayant déjà subi au préalable des traitements primaires et secondaires qui s'avèrent insuffisants pour arriver au bout de ces polluants. Pour cela les traitements tertiaires s'imposent et deviennent plus que nécessaires, afin de garantir une meilleure protection des milieux naturels récepteurs.

Les traitements tertiaires souvent considérés comme facultatif ou complémentaire permettent d'affiner ou d'améliorer le traitement secondaire. De telles opérations sont nécessaires pour assurer une protection complémentaire de l'environnement récepteur ou une réutilisation de l'effluent en agriculture ou en industrie. Les traitements tertiaires visent à améliorer la qualité générale de l'eau.

Leur utilisation s'impose lorsque la nature des milieux récepteurs recevant l'eau dépolluée l'exige. On y distingue généralement les opérations suivantes :

La nitrification-dénitrification et déphosphatation biologique ou mixte (biologique et physico-chimique) ; la désinfection bactériologique et virologique.

#### **III.4.1. Elimination biologique de l'azote et du phosphore**

##### **III.4.1.1. Elimination de l'azote**

Les stations d'épuration classiques, prévues pour éliminer les matières carbonées, n'éliminent que des quantités réduites d'azote présent dans les eaux usées. Pour satisfaire aux normes de rejet en zones sensibles, des traitements complémentaires ou tertiaires doivent être mis en place. L'élimination de l'azote est, le plus souvent, obtenue grâce à des traitements biologiques, de "nitrification-dénitrification" ou par échange d'ions.

L'azote subit différentes transformations au cours d'un traitement biologique : passage de la forme nitreuse puis nitrique et de retour à la forme gazeuse. Chacun des composés formés au cours de ces différentes étapes à un poids moléculaire différent.

Le suivi de l'évolution de l'azote au cours du traitement ne peut être effectué qu'à partir d'une base commune : le nombre de moles d'azote ou les masses d'azote mises en jeu.

C'est la raison pour laquelle les charges et les concentrations de  $\text{NH}_4^+$  donnent les équivalences suivantes :



1,29 mg  $\text{NH}_4^+$  sont équivalents à 1mg d'azote ammoniacal  $\text{N-NH}_4^+$  ;

3,29 mg  $\text{NO}_2^-$  sont équivalents à 1mg d'azote nitreux  $\text{N-NO}_2^-$  ;

4,43 mg  $\text{NO}_3^-$  sont équivalents à 1mg d'azote nitrique  $\text{N-NO}_3^-$ .

#### **III.4.1.2. Elimination du phosphore**

L'élimination du phosphore, ou "déphosphatation", peut être réalisée par des voies physico-chimiques ou biologiques.

La déphosphatation biologique consiste à provoquer l'accumulation du phosphore dans les cultures bactériennes des boues. Les mécanismes de la déphosphatation biologique sont relativement complexes, et leur rendement variable (en fonction notamment de la pollution carbonée et des nitrates présents dans les eaux usées). Dans les grosses installations d'épuration, ce procédé est souvent couplé à une déphosphatation physico-chimique, pour atteindre les niveaux de rejets requis.

#### **III.4.2. Elimination et traitement des odeurs**

La dépollution des eaux usées produit des odeurs, qui sont parfois perçues comme une gêne par les riverains des stations d'épuration. Les principales sources de mauvaises odeurs sont les boues et leur traitement, ainsi que les installations de prétraitement.

Le seuil de tolérance de ces nuisances olfactives est subjectif et aucune norme en matière d'émissions malodorantes n'existe. Cependant, les exploitants de stations d'épuration cherchent à limiter les odeurs dégagées par les traitements.

La conception des stations est le premier élément permettant de limiter l'émission d'odeurs dans le voisinage. Il faut, par exemple, veiller à réduire les surfaces d'échange entre l'air et les eaux usées.

Ainsi, les ouvrages les plus odorants sont souvent regroupés pour concentrer l'émission d'effluves nauséabonds. Leur couverture est aussi une manière d'atténuer les émissions malodorantes.

Des installations de désodorisation chimique ou biologique sont également mises en place, au sein des stations d'épuration. La désodorisation chimique est la technique la plus utilisée. Les gaz malodorants sont captés puis envoyés dans des tours de lavage, où un liquide désodorisant est pulvérisé. Ces lavages peuvent comporter de la soude, de l'acide et/ou de l'hypochlorite de sodium (eau de javel), réactifs qui capturent ou neutralisent les mauvaises odeurs.

### **III.4.3. Les procédés de désinfections**

A l'issue des procédés décrits précédemment, les eaux sont normalement rejetées dans le milieu naturel. Dans le cadre d'une réutilisation, les eaux usées nécessitent des traitements supplémentaires, essentiellement pour éliminer les micro-organismes qui pourraient poser des problèmes sanitaires. Ce ne sont pas des traitements d'épuration classiques ; par contre ils sont fréquemment utilisés dans les usines de production d'eau potable. On peut donc supposer qu'ils constituent l'aménagement technique minimum d'une station d'épuration en vue d'une réutilisation.

#### **III.4.3.1. Les traitements chimiques de désinfection**

a) Le chlore est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organiques, et avec les micro-organismes. Les traitements de purification et de clarification en amont ont une très grande importance pour permettre une bonne efficacité du traitement, et éviter d'avoir à utiliser trop de chlore. D'autant plus que le coût de la déchloration, qui permet de limiter considérablement l'effet toxique de certains produits dérivés formés lors du traitement, est élevé.

b) L'ozone est un procédé de désinfection utilisé aux États-Unis, en Afrique du Sud et au Moyen-Orient essentiellement. En France, seule la station d'épuration de Saint-Michel-en-Grèves (Côtes d'Armor). Il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires. C'est le seul procédé vraiment efficace contre les virus (Lazarova, 2003).

Les tests de toxicité effectués sur des poissons, des crustacés et des algues n'ont pas permis de mettre en évidence une quelconque toxicité (Cauchi, 1996).

On peut également utiliser l'acide péracétique, le dioxyde de chlore et les ferrates

#### **III.4.3.2. Les traitements physiques de désinfection par les ultraviolets**

Le traitement par rayons ultraviolets utilise des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux microorganismes.

Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées. La durée d'exposition nécessaire est très courte (20 à 30 s). L'efficacité du traitement dépend essentiellement de deux paramètres :

a) les lampes, doivent être remplacées régulièrement : elles sont usées au bout d'un an et demi. De plus, elles doivent être nettoyées car elles ont tendance à s'encrasser ;

b) la qualité de l'effluent, dont les MES et certaines molécules dissoutes absorbent les UV, ce qui diminue l'efficacité des lampes.

### **Remarque**

Les désinfections utilisant des produits chimiques (chlore, ozone, etc.) sont efficaces, sauf contre *Cryptosporidium*. Il a été montré que des kystes de *Cryptosporidium* pouvaient résister à des traitements à pH = 11,2, à la chloration et à d'autres traitements chimiques

(Rose et al, 1999).

Cependant, la plus grande partie des kystes de *Cryptosporidium* sont éliminés pendant les phases primaires de décantation et coagulation/floculation. Par ailleurs, il faut trouver l'équilibre entre le risque posé par les désinfectants en eux-mêmes, et le risque lié aux microorganismes pathogènes (Asano, 1998).

C'est essentiellement le cas pour le chlore dont l'utilisation crée des dérivés halogénés potentiellement cancérigènes. Pour les ultraviolets, ce problème ne se pose pas. Leur action sur les virus et les coliformes fécaux est bonne. Seules les formes de résistances, comme les œufs d'helminthes, ne sont pas trop affectées (Cauchi et al, 1996).

Le traitement aux rayons UV est plus économique et pose moins de problèmes de toxicité que le chlore. Il est beaucoup utilisé aux États-Unis et au Canada.

### **III.4.4. Conclusion**

On peut dire qu'à partir d'une eau usée et grâce aux procédés de traitements, il est possible d'obtenir toute une gamme d'eaux de qualités différentes. A chacune de ces qualités peut correspondre un usage particulier. Il est clair que les traitements qui existent peuvent réduire les concentrations des polluants sous toutes leurs formes, à des niveaux qui sont actuellement considérés comme non dangereux. Toutefois, le procédé par boues activées est la technique la plus répandue dans le monde et notamment en Algérie grâce à ses bannes performances épuratoires.

CHAPITRE IV :  
PROCÉDÉ  
D'ÉPURATION PAR  
BOUES ACTIVÉES

#### IV.1. Introduction :

La boue activée est constituée de l'ensemble « floc-eau interstitielle ». Le floc désigne un agglomérat composé de particule (ou débris) diverses (végétales, animales, minérales) et de colonies bactériens.

Le traitement biologique par biomasse libre est actuellement le plus utilisé pour l'épuration des eaux résiduaires urbaines.

L'origine des boues activées résulte des observations d'ARDEN et LOCKETT qui, en 1914, constatèrent que des agglomérats bactériens se forment spontanément, lors de l'aération prolongée d'une eau résiduaire urbaine. La matière organique est, d'une part convertie en matière vivante et, d'autre part minéralisée.

Les agglomérats bactériens peuvent ensuite être séparés de l'eau traitée par simple décantation, les phases d'aération et de décantation étant initialement réalisées dans le même bassin.

Très rapidement, la phase de décantation fut isolée dans un second bassin, ce qui permit un fonctionnement continu du procédé. La technique des boues activées était née. On voit donc qu'elle se met en œuvre par la combinaison de 3 dispositifs :

- Un réacteur biologique où sera sélectionnée une biomasse apte à la décantation,
- Un système d'aération fournissant l'oxygène nécessaire à la biologie,
- Un ouvrage de séparation, essentiellement par décantation, où l'eau purifiée sera séparée de la biomasse formée

Les eaux usées urbaines sont généralement soumises dans les stations d'épuration à boues activées :

- ❖ des prétraitements :
  - \* dégrillage
  - \* dessablage
  - \* déshuilage
- ❖ éventuellement un traitement primaire :
  - \* décantation
- ❖ un traitement secondaire comprenant :
  - \* un bassin d'aération
  - \* un décanteur secondaire (clarificateur)
- ❖ enfin, parfois à un traitement tertiaire

- \* biologique d'élimination de l'azote et du phosphore,
- \* chimique de précipitation et de décantation du phosphore,
- \* physico - chimique de désinfection.

#### IV.2.Principe de fonctionnement

Le principe du procédé consiste donc à provoquer le développement d'un floc bactérien dans un bassin alimenté par l'eau usée généralement en provenance du décanteur primaire soumis à une aération (bassin d'activation). Le brassage doit être suffisant pour conserver l'homogénéité de la suspension.

L'aptitude du floc à la décantation explique la bonne séparation obtenue dans le clarificateur entre la boue et l'eau clarifiée (c'est la raison essentielle du succès de ce procédé).

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.



**Figure IV.1** : Bassin d'aération

- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne



**Figure IV.2 : Clarificateur**

- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organismes constante pour assurer le niveau d'épuration recherché



**Figure IV.3 : Recirculation des boues**

- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre les micro-organismes et la nourriture, d'éviter les dépôts, et de favoriser la diffusion de l'oxygène.

**Tableau IV.1** : Avantages et inconvénients de procédé de boue activée :

Filière	Avantages	Inconvénients
<b>Boues activées</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites)</li> <li>- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ;</li> <li>- Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ;</li> <li>- Boues légèrement stabilisées</li> <li>- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coûts d'investissement assez importants</li> <li>- Consommation énergétique importante ;</li> <li>- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;</li> <li>- Sensibilité aux surcharges hydrauliques</li> <li>- Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ;</li> <li>- Forte production de boues qu'il faut concentrer.</li> </ul>

### IV.3. Différents types de procédés de traitement par boues activées

Les procédés sont classés en trois catégories différentes suivant leurs valeurs de charges volumique et massique. Les rendements épuratoires dépendent donc de la charge de l'installation.

#### IV.3.1. Traitement à faible charge ou aération prolongée

Ces procédés sont utilisés pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités, les performances actuelles exigées pour le traitement de l'azote et du phosphore nécessitent des installations à faible charge.

Le traitement est réalisé avec une charge massique suffisamment basse pour que la stabilisation des boues puisse être assurée simultanément. Ce procédé se caractérise par l'admission des eaux prétraitées sans décantation primaire. Les principaux avantages et inconvénients de ces procédés sont portés dans le tableau IV.2.



**Tableau IV.2 : Avantages et inconvénients de traitement à faible charge**

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Assure une bonne élimination de la DBO<sub>5</sub>,</li> <li>- Les boues produites sont minéralisées,</li> <li>- Résiste mieux aux fluctuations de la charge polluante,</li> <li>- L'exploitation de telles stations est très simplifiée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le temps de séjour élevé dans le bassin d'aération</li> <li>- Les boues sont plus concentrées d'où une décantation lente dans le clarificateur, il faut prévoir une surface plus importante,</li> <li>- Investissement coûteux,</li> <li>- Un bassin d'aération plus largement dimensionné,</li> <li>- Nitrification très avancée (transformation de l'azote ammoniacale en nitrate).</li> </ul>

### IV.3.2. Traitement à moyenne et forte charge

Le procédé à moyenne et forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grande importance.

L'élimination seule de la pollution organique biodégradable permet de fonctionner à moyenne ou forte charge. Les avantages et inconvénients de ce traitement sont portés dans le tableau IV.3.

**Tableau IV.3 : Avantages et inconvénients du traitement à moyenne et forte charge**

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> <li>- La dimension du bassin d'aération et du clarificateur est plus réduite (investissements moins coûteux),</li> <li>- La consommation énergétique du poste aération est plus faible,</li> <li>- Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le rendement d'élimination de DBO<sub>5</sub> est plus faible,</li> <li>- La nitrification est incomplète ou difficile,</li> <li>- Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.</li> </ul>

**IV.4.Paramètres de fonctionnement**

**IV.4.1.La charge massique (C<sub>m</sub>)**

La charge massique C<sub>m</sub> est le rapport entre la quantité journalière en Kg de DBO<sub>5</sub> introduit dans le réacteur et la masse en Kg de boues activées (MVS) dans le réacteur (SALEM, 2010).

$$C_m = \frac{Q \times L_0}{V \times X_a} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec :

Q : Le débit journalier (m<sup>3</sup>/j).

L<sub>0</sub> : La concentration moyenne en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/m<sup>3</sup>).

V : Le volume du bassin en (m<sup>3</sup>).

X<sub>a</sub> : concentration des MVS dans le bassin d'aération (Kg/m<sup>3</sup>).

**IV.4.2.La charge volumique (C<sub>v</sub>)**

La charge volumique C<sub>v</sub> est le rapport de la quantité journalière reçue en Kg de DBO<sub>5</sub> au volume de bassin d'aération .

$$C_v = \frac{Q \times L_0}{V} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

Q : Le débit journalier (m<sup>3</sup>/j).

L<sub>0</sub> : La concentration moyenne en DBO<sub>5</sub> à l'entrée du bassin d'aération en (Kg/m<sup>3</sup>).

V : Le volume du bassin en (m<sup>3</sup>).

#### IV.4.3.L'âge des boues (A)

L'âge des boues (A) est le rapport entre la masse de boues présentes dans le réacteur et la masse moyenne journalière de boues extraites de la station.

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

X<sub>t</sub> : La masse de boues dans le bassin d'aération.

ΔX : La quantité moyenne des boues en excès évacuées quotidiennement hors du bassin d'aération.

**Tableau IV.4 :** classement des procédés par boues activées.

Appellation	Charge massique C <sub>m</sub> (Kg DBO <sub>5</sub> /Kg MES .j)	Charge volumique C <sub>v</sub> (KgDBO <sub>5</sub> /m <sup>3</sup> .j)	Ages des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO <sub>5</sub>
Faible charge	<b>C<sub>m</sub>&lt;0,15</b>	<b>C<sub>v</sub>&lt;0,40</b>	<b>10à30</b>	<b>R≥90%</b> <b>Nitrification possible</b>
Moyenne charge	<b>0,15≤C<sub>m</sub>&lt;0,4</b>	<b>0,5&lt;C<sub>v</sub>&lt;1,5</b>	<b>4à10</b>	<b>R=80à90%</b> <b>Nitrification possible aux températures</b>
Forte charge	<b>0,4≤C<sub>m</sub>&lt;1,2</b>	<b>1,5&lt;C<sub>v</sub>&lt;3</b>	<b>1,5à4</b>	<b>R&lt;80%</b>

#### IV.4.4.La quantité d'oxygène

La quantité d'O<sub>2</sub> est corrélée à la pollution à éliminer à partir de la relation suivante .

$$Q(O_2) = a' * L_e + b' * X_t \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

$Q(O_2)$  : Quantité d'oxygène à apporter aux boues activées (Kg O<sub>2</sub> / j).

$L_e$  : Quantité de pollution journalière éliminée (Kg DBO<sub>5</sub> / j).

$X_t$  : La quantité de boues dans le bassin d'aération.

$a'$  : Besoin pour la synthèse de la biomasse.

$b'$  : Besoin pour la respiration endogène.

$a' L_e$  : Quantité d'O<sub>2</sub> nécessaire pour l'élimination (dégradation).

$b' X_a$  : Quantité d'O<sub>2</sub> nécessaire pour la respiration des boues.

#### IV.4.5. La quantité de boues produites

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

- Préexistantes dans l'eau à l'entrée du bassin d'aération, de nature minérale et organique inerte ;
- Produites par l'épuration biologique, de nature organique et qui résultent de la somme algébrique de la synthèse cellulaire et de l'auto-oxydation de la biomasse.

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_t - X_{eff} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :  $\Delta X$  : Quantité de boues en excès (Kg / j).

$L_e$  : Quantité de DBO<sub>5</sub> éliminée (Kg / j).

$X_t$  : Quantité de boues dans le bassin MVS (Kg).

$X_{\min}$  : Quantité minérales en suspension apportées par l'effluent (Kg / j).

$X_{dur}$  : Quantité organiques en suspension difficilement biodégradables apportées par l'effluent : 25% des MVS.

$a_m$  : Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO<sub>5</sub>.

b : Diminution de la biomasse par respiration endogène.

#### IV.4.6. Le temps de séjour hydraulique ( $t_s$ )

Le temps de séjour hydraulique de l'eau dans un bassin est donné par :

$$t_s = \text{volume du bassin} / \text{débit de l'effluent} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

#### IV.4.7. Le temps de contact ( $t_c$ )

Le temps de contact de l'eau à traiter avec les boues activées.

$$t_c = \text{volume du bassin} / (\text{débit de l'effluent} + \text{débit de recirculation des boues}) \dots\dots\dots(\text{IV.7})$$

#### IV.4.8. La recirculation des boues

La croissance de la biomasse au sein du bioréacteur n'est pas suffisante pour compenser la perte engendrée par le débit de sortie de la liqueur mixte. Pour conserver une concentration en biomasse constante dans le réacteur, une partie des boues du clarificateur est recyclée vers le réacteur. Des purges ont également lieu afin d'extraire la quantité de boues en excès dans le procédé. Les taux de recyclage et de purge permettent également de maîtriser l'âge des boues, temps au bout duquel la biomasse est entièrement renouvelée.

Le taux de recyclage des boues est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{Q_r}{Q} \dots\dots\dots(\text{IV.8})$$

Avec :

r : Taux de recirculation des boues (%).

$Q_r$  : Débit de recyclage ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

Q : Le débit journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

#### IV.5. Régime hydraulique d'un procédé à boue activée

La fourniture de l'oxygène, indispensable à la vie de la biomasse épuratrice, constitue la part prépondérante de la consommation énergétique d'une station d'épuration à boues activées (50 à 80 %). Généralement, cet oxygène dissous est fourni à partir du transfert de l'air atmosphérique dans le mélange eaux-boues activées, soit par injection d'air dans l'eau, soit par projection d'eau dans l'air.

Dans beaucoup de cas, les dispositifs utilisés ont une double fonction : l'aération et le brassage des boues, afin de maintenir en suspension les micro-organismes et permettre les échanges d'oxygène et de matières nutritives entre le liquide et les bactéries.

L'oxygène apporté doit satisfaire aux besoins liés à la respiration des bactéries et autres organismes vivants de la boue activée, ce qui représente une part non négligeable des besoins.

Les principaux appareils utilisés de nos jours dans les stations d'épuration peuvent être classés en trois catégories :

- les aérateurs mécaniques de surface,
- les systèmes à injection d'air,
- les systèmes à base de pompes (Office international de l'eau, 2005).

#### **IV.5.1. Les aérateurs de surface**

Ils sont dominants sur les petites et moyennes installations à boues activées et sur les lagunes, rares sur les très grosses stations d'épuration.

Il s'agit d'appareils qui assurent principalement la dissolution d'oxygène par projection dans l'air de la liqueur à aérer. Interviennent également l'introduction dans la masse liquide des bulles formées lors de la retombée de l'eau projetée et le renouvellement de la surface libre du liquide.

On distingue deux types d'aérateurs de surface :

- les turbines à axe vertical (turbines rapides et lentes).
- les brosses à axe horizontal.

#### **IV.5.2. Les systèmes à insufflation**

Ces systèmes réalisent l'introduction d'air surprise en profondeur dans les bassins, ce qui limite les nuisances spécifiques telles que le bruit et les aérosols des aérateurs de surface.

La fourniture d'air provient soit de systèmes de soufflage centrifuge, mais le plus souvent de compresseurs volumétriques.

Si on veut disposer de capacités supérieures à 25 000 m<sup>3</sup> d'air par minute pour des pressions de refoulement de 0,5 à 0,6 bar, on a recours à des soufflantes centrifuges.

Pour des débits moins élevés, on fait plutôt appel à des compresseurs volumétriques tournant de 360 à 900 tours par minute. Pour le calcul des débits, on devra tenir compte de la variation de température de l'air extérieur et de la température de référence adoptée par le constructeur (en général 15°C).

On classe les dispositifs de diffusion d'air selon le diamètre moyen des bulles qu'ils délivrent :

- grosses bulles ( $\varnothing > 6$  mm)
- moyennes bulles ( $\varnothing = 4$  à 6 mm)
- fines bulles ( $\varnothing < 3$  mm)

#### **IV.5.3. Les systèmes à base de pompes**

Ils sont assez peu utilisés, en France, pour l'aération des boues activées. Certains d'entre eux ont des utilisations bien spécifiques : aération de lisiers par exemple.

#### **IV.6. Le clarificateur (décantation secondaire)**

Le rôle de la décantation secondaire est d'assurer une meilleure séparation de la biomasse de l'eau traitée et de permettre par ailleurs un premier épaissement des boues biologiques décantées. Cette décantation est opérée dans des bassins spéciaux « les clarificateurs ».

L'eau épurée peut alors être rejetée dans le milieu naturel. Les boues récupérées en fond d'ouvrage sont pour partie renvoyées vers le bassin d'aération pour y maintenir la concentration voulue en micro-organismes épuratoires et, pour partie, extraites et envoyées sur la ligne de traitement des boues.

#### **IV.7. Les traitements tertiaires ou complémentaires**

La sensibilité de certains milieux récepteurs, et/ou les besoins de potabilisation d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer les constituants spécifiques de l'eau usée tels que les nutriments et les métaux lourds, qui ne sont pas enlevés par le traitement secondaire et qui sont responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau, danger pour la santé ...).

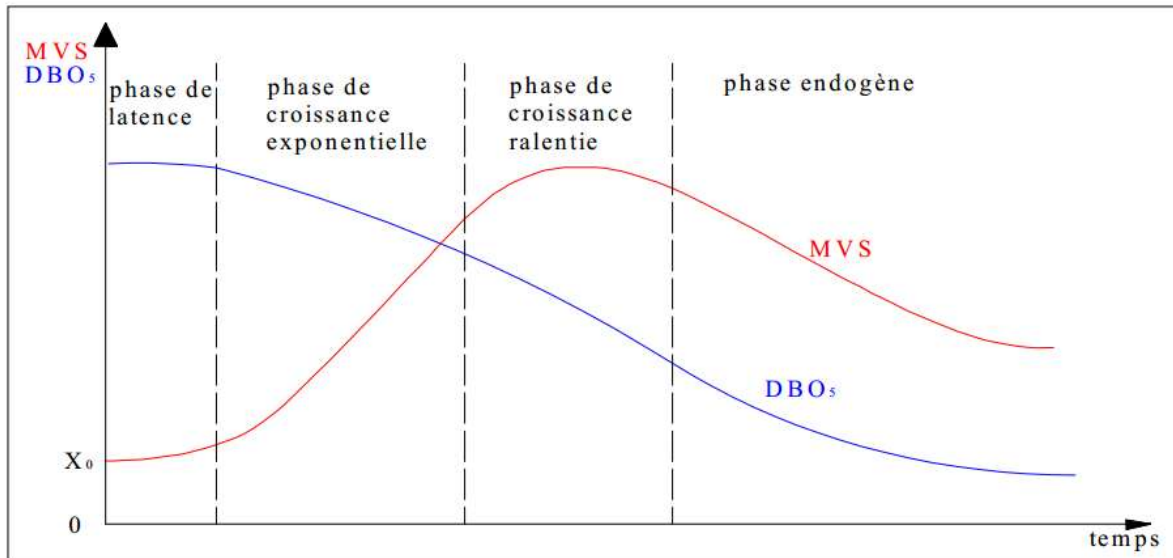
Les traitements complémentaires qui peuvent être effectués :

- Désinfection par le chlore ou d'autres produits oxydants (Ozone) ;
- Filtration sur lit de sable ;
- Traitement par charbon actif (adsorption) ;
- Séparation par les membranes ;
- Les lagunes de désinfection ;

- Désinfection par ultraviolets (BECHAC, 1984).

**IV.8. Evolution de la matière organique en présence d'une masse bactérienne :**

Lorsqu'on apporte des matières organiques dans un milieu microbien, et si celui-ci n'est pas dépourvu en éléments nutritifs, on assiste à une évolution progressive de la masse microbienne suivant cinq phases principales :



**Figure. IV.6 :** Progression de la masse microbienne

**Phase I : de latence :**

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO<sub>5</sub> reste pratiquement constante.

**Phase II : de croissance exponentielle :**

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

$$\frac{dX}{dt} = \mu X \dots \dots \dots (IV.9)$$

X : La masse bactérienne présente au temps (t)

μ: Taux de croissance en j<sup>-1</sup>

Par intégration de l'équation précédente, on aura :



$$X = X_o . e^{(\mu t)} \dots\dots\dots(IV.10)$$

X<sub>o</sub> : La masse bactérienne présente au temps t<sub>o</sub>

**Phase III : croissance ralentie :**

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS

$$\frac{dX}{dt} = K.X.S \dots\dots\dots(IV.11)$$

On définit la notion du rendement comme suit

$r = \frac{\Delta X}{\Delta S}$  qui est exprimé en mg/l de biomasse formée par mg/l de substrats éliminés.

$\Delta X = r\Delta S$  soit encore  $dX/dt = r(dS/dt)$

En posant  $K'' = K'/r$  on a :  $dX/dt = K'' . s X \dots\dots\dots(IV.12)$

En intégrant, on aura :  $S_f = S_o . e^{(-K'' T)}$

Et par un développement en série de TAYLOR on aura :

$$S_f/S_o = 1 / (1 + K'' x T) \dots\dots\dots(IV.13)$$

S<sub>f</sub> : Quantité de substrat final (DBO final)

S<sub>o</sub> : Quantité de substrat initial (DBO initial)

**Phase IV : stationnaire**

Les bactéries continuent à se diviser, mais en utilisant les réserves accumulées au cours des stades précédents. Et on a :

$$\frac{dX}{dt} = -bX \dots\dots\dots(IV.14)$$

dX/dt : Vitesse de disparition du substrat

b : Taux de mortalité

---

**Phase V : de déclin ou phase endogène :**

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène.

L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ ,  $\text{NO}_2$ ...).

Le traitement par boues activées développera trois principaux procédés de traitement :

1. Boues activées à forte charge
2. Boues activées à moyenne charge
3. Boues activées à faible charge (Edeline, 1996)

**IV.9. Paramètres influençant le processus épuratoire :****➤ Besoins en oxygène :**

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins.

**➤ Besoins en nutriments :**

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est par contre pas le cas des eaux industrielles.

**➤ Effet de la température :**

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

La température optimale pour l'activité des microorganismes intervenant est comprise entre 25 et 30 °C.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente.

**➤ Influence de pH :**

L'épuration biologique des eaux résiduaires est un processus enzymatique. Ce qui implique une zone optimum de pH, aux environs de la neutralité entre 6,5 et 8,5.

**➤ Influence de la toxicité :**

---

La présence de substances toxiques dans l'effluent à traiter se traduira par une inhibition partielle ou totale de l'activité des micro-organismes.

**IV.10. Conclusion :**

On a examiné tous les types de traitement par voie biologique et on propose l'adoption du processus par boue activée comme moyen de traitement, en raison du bon rendement épuratoire qu'il procure.

CHAPITRE V :  
TRAITEMENT DES  
BOUS

## V. Introduction

Depuis plusieurs décennies, la plupart des pays, ont mis en place des stations d'épuration dans le cadre de la politique publique de préservation de la qualité des eaux naturelles. Mais celles-ci génèrent un sous-produit inévitable qui sont les boues d'épuration et dont l'élimination fait partie des problèmes environnementaux actuels.

En effet, les eaux usées sont collectées puis acheminées vers les stations d'épuration où elles sont traitées. En fin de traitement, à la sortie de la station, l'eau épurée est rejetée dans le milieu naturel mais il demeure des résidus d'épuration qui sont les boues résiduelles. Elles sont composées d'eau et de matières sèches contenant des substances minérales et organiques. Les stations d'épuration produisent des boues liquides, pâteuses ou solides en fonction de leur siccité (pourcentage de matière sèche qu'elles contiennent).

### V.1. Origine et composition des boues d'épuration

La composition des boues urbaines dépend de la nature de charge polluante des effluents bruts et des techniques de traitement.

Plusieurs types de boues doivent être différenciés en fonction de leur origine, dans la mesure où leur traitement doit être conçu différemment.

On rencontre ainsi des boues primaires, secondaires et des boues physico-chimiques.

#### V.1.1. Les boues primaires

Elles proviennent du décanteur primaire et correspondent en grande partie au piégeage de la pollution particulaire d'entrée. Dans le cas où la pollution colloïdale doit être piégée, l'ajout de réactifs chimiques (coagulants et floculant) est nécessaire.

Leurs principales caractéristiques sont :

- d'avoir une bonne aptitude à la décantation, ce qui permet l'obtention de concentrations élevées par simple épaissement car elles contiennent des particules de grosse taille et de densité élevée.
- d'être favorable à la déshydratation et donc aux traitements visant à les épaisir ;
- d'avoir une teneur importante en matières organiques, fonction de la typologie des eaux d'entrée. Ce taux de matières organiques par rapport aux MES (matières en suspension) diminue lors des épisodes pluvieux ou lors d'ajout de réactifs chimiques (et plus particulièrement lors d'ajout de coagulants minéraux).

A titre d'information, les rendements obtenus peuvent être les suivants :

**Tableau V.1** : les rendements de traitement primaire

	DCO	DBO5	MES
Traitement primaire simple	25 à 30 %	25 à 30 %	55 à 65 %
Traitement primaire avec réactifs chimiques	55 à 60 %	55 à 60 % >	> à 70 %

### V.1.2. Les boues secondaires

Les boues secondaires, ou biologiques, proviennent du traitement biologique qui est possible grâce aux micro-organismes épurateurs du milieu, essentiellement des bactéries. Sous l'effet des paramètres de fonctionnement retenus sur le réacteur biologique, les bactéries libres épuratrices du départ vont adopter une structure en floccs. Ceux-ci sont de taille différente selon la charge massique retenue dans le système et de qualité différente (taux de MVS) selon la part d'auto oxydation de la biomasse, dépendante aussi de la charge massique et de la typologie des eaux d'entrée (fraction des MVS sur les MES).

La formation de floccs va faciliter la rétention par décantation de la biomasse au sein du clarificateur.

En fonction de la charge massique retenue (quantité de MO entrante, quantité de biomasse présente dans le bassin), on distingue :

- les boues dites d'aération prolongée ( $C_m \leq 0.1 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$ ) avec un taux de MVS de l'ordre de 65 à 70 %
- les boues dites de moyenne charge ( $C_m \leq 0.5 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$ ) avec un taux de MVS de 70 à 75 %.
- les boues dites de forte charge ( $C_m > 0.5 \text{ kg de DBO5/kg MVS}$ ) avec un taux de MVS supérieur de 80 %

Les boues secondaires ou biologiques ont pour caractéristiques :

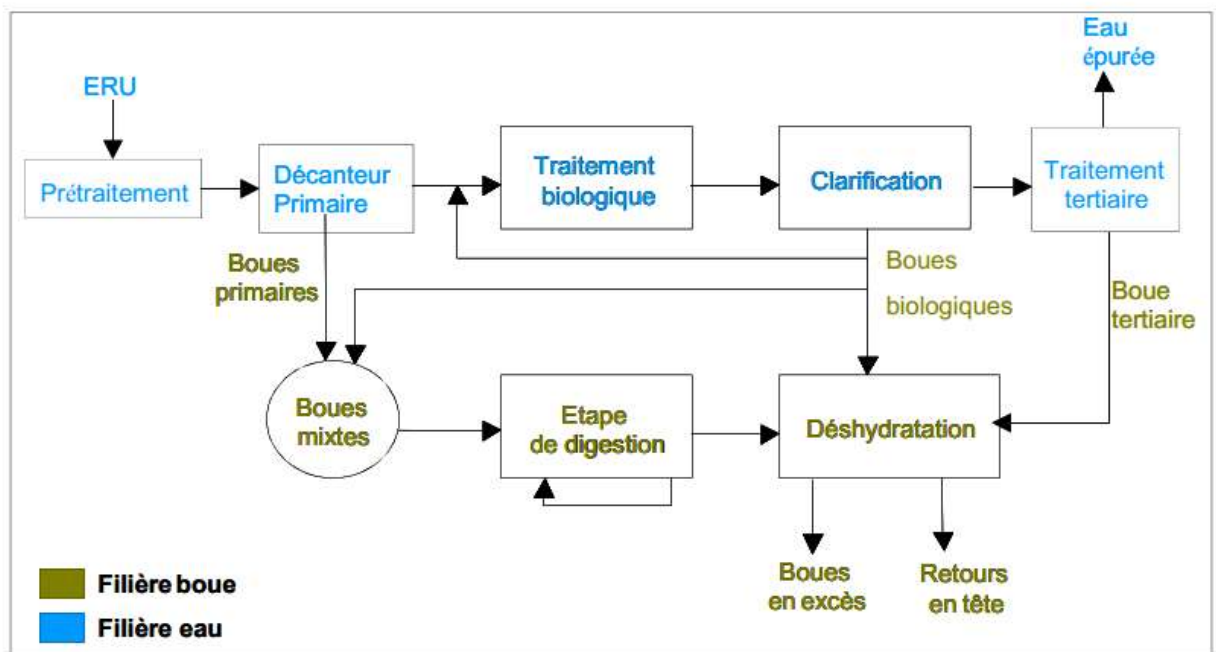
- d'être peu favorable à la déshydratation, ce qui engendre des coûts supplémentaires pour l'épaississement

- d'être de qualité variable suivant les paramètres de fonctionnement fixés ou subis qui engendrent des siccités différentes.

### V.1.3. Les boues tertiaires

Les boues tertiaires sont le plus souvent issues d'un traitement physico-chimique après un traitement biologique (d'où la notion de traitement tertiaire) . Ce traitement tertiaire a pour principal objectif un rôle d'affinage du traitement.

Il s'avère obligatoire derrière une boue activée lorsque les niveaux de rejets demandés sont très contraignants comme une teneur en MES inférieure à 20 mg MES/l , une teneur en phosphore inférieure à 1 mg Pt/l et une concentration en DCO inférieure à 60 mg/l. Elles sont le plus souvent obtenues par l'ajout de réactifs chimiques et elles sont aussi le plus souvent plus difficiles à déshydrater.



**Figure V.1** : schéma d'une station d'épuration intégrant l'ensemble des étapes de traitement

## V.2. Filières de traitement de boues

La maîtrise et la valorisation des boues d'épuration sont devenues une priorité pour l'avenir, face à l'expansion des zones urbaines, à la multiplicité des sites de dépollution, et à la législation toujours plus contraignante. Les boues ainsi issues des différentes étapes de

traitement des eaux, ont vu leur volume considérablement augmenter ces dernières années. Les filières de traitement des boues se sont ainsi développées et améliorées en parallèle des sites de dépollution des eaux. La destination finale des boues conditionne le choix de traitement.

En fonction de leur devenir, les boues sont soumises à un cahier des charges précis régissant leur qualité. Ces filières ont pour objectifs principaux, de produire une boue de meilleure qualité en moindre quantité tout en générant des boues sans risques pour l'environnement.

Trois principales étapes de traitement sont ici distinguées: la réduction de la teneur en eau via l'épaississement et la déshydratation, la stabilisation et l'hygiénisation.

Le traitement imposé aux boues s'effectue d'une manière générale en plusieurs étapes, modulables selon la filière retenue :

- Stabilisation biologique, chimique ou thermique ;
- Épaississement ;
- Conditionnement ;
- Déshydratation.

### **V.2.1. Stabilisation des boues**

Le traitement de stabilisation des boues est indispensable afin d'assurer la réduction de leur pouvoir fermentescible. Ils s'appliquent aux boues mixtes fraîches, aux boues secondaires ou à l'ensemble des boues.

Il existe divers types de stabilisation des boues :

- Stabilisation biologique aérobie ou anaérobie ;
- Stabilisation chimique ;
- Stabilisation thermique.

#### **a) Digestion aérobie**

Les boues primaires et les boues activées en excès sont souvent mélangées, elles présentent une tendance à la fermentation. Pour éviter les nuisances, on aéré ce mélange avec de l'air (turbine ou air comprimé) ou de l'oxygène pur. Au cours de cette phase, les micro-organismes aérobies placés en phase de respiration endogène dégradent les matières organiques.



La stabilisation aérobie est fortement influencée par la température. Le temps de séjour des boues en aération est au minimum de 10 jours à 20° C et de 14 jours à 12° C.

### **b) Digestion anaérobie**

La digestion anaérobie est un procédé biologique qui se réalise par fermentation méthanique des boues dans des digesteurs en l'absence d'oxygène.

Le principe de ce type de digestion est de favoriser le développement de bactéries méthanifères qui agissent en anaérobiose sur la matière organique et la décompose avec production du méthane.

### **c) Stabilisation chimique**

La stabilisation chimique des boues est obtenue par adjonction de chaux qui, par augmentation du pH, bloque les fermentations ; ce qui évite les dégagements de mauvaises odeurs. Les doses de chaux  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  à mettre en œuvre sont de l'ordre de 8 % à 10 % de la concentration des boues solides dans le cas des boues urbaines.

L'intérêt de cette stabilisation réside dans le fait que l'on apporte au moment de l'épandage un appoint en calcium qui peut être bénéfique pour la culture ; l'inconvénient major est le coût de ce traitement.

### **d) Stabilisation thermique**

La stabilisation thermique des boues peut être réalisée :

- Par pasteurisation des boues liquides à une température de 70°C pendant 30 minutes. La destruction des germes pathogènes est obtenue par ce procédé à l'exception de quelques espèces (sous forme de spores) ;
- Par séchage thermique partiel ou poussé, à une température de 80 à 100°C ;
- Par autoclavage (cuisson à 180° C - 220° C) induisant une destruction totale des germes.

## **V.2.2.Épaississement des boues**

Le premier stade de la déshydratation est l'épaississement induisant une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbaines

De nombreuses techniques sont utilisées pour réaliser l'épaississement des boues :

- L'épaississement gravitaire ou décantation ;
- La flottation ;

- L'égouttage ;
- La centrifugation.

**a) Épaississement gravitaire**

Les épaisissements peuvent être de type statique ou mécanique ;

Le taux optimal de l'épaississement est atteint en général après 24h de sédimentation, L'optimisation technico-économique de l'épaississement des boues fraîches réside dans une opération de séparation des boues primaires (par épaisissement statique) et des boues biologiques (par épaisissement dynamique) avant leur mélange au niveau de la déshydratation.

**b) Épaississement par flottation**

La flottation est un procédé particulièrement adopté aux boues biologiques, elle s'opère par production de microbulles d'air.

La flottation des boues biologique en excès est dite "directe "si l'épuration biologique est précédée d'un traitement primaire.

L'épaississement des boues par flottation peut se réaliser dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires.

**c) Épaississement par égouttage**

L'épaississement des boues peut s'opérer dans le cas de petite station d'épuration par une table d'égouttage. Il s'agit d'un système sommaire de pressage qui permet d'obtenir des siccités de l'ordre de 6 % à 7% sur des boues en excès, préalablement conditionnées par des polymères avant stockage en silo.

**d) Épaississement par centrifugation**

L'épaississement des boues peut être aussi réalisé par centrifugation cette technique paraît bien adaptée à l'épaississement des boues activées.

**V.2.3. Conditionnement des boues**

Le conditionnement des boues est obtenu par l'application de plusieurs principes physiques, chimiques et thermiques.

Il a pour but d'assurer la filtration ou la centrifugation, ce qui optimise la déshydratation. Le conditionnement des boues le plus souvent utilisé est de type thermique ou chimique.

**a) Conditionnement chimique**

Le conditionnement chimique peut être réalisé au moyen de réactifs minéraux (Sels de fer ou l'aluminium et chaux) ou au moyen de poly-électrolytes organiques synthétiques.

Le conditionnement par réactifs minéraux conduit à la formation d'un floc relativement fin et stable. Ce type de conditionnement est très particulièrement adapté à la déshydratation par filtration alors que le conditionnement par poly-électrolytes conduit à la formation de floccs volumineux assez fragiles. Ce type de conditionnement est utilisé en particulier dans le cas d'une centrifugation ou de filtres à bande presseuse.

**b) Conditionnement thermique**

Cette technique consiste en un échauffement de la boue à une température comprise entre 150 et 210°C, pendant un temps de cuisson variant de 30 à 60 minutes. Le conditionnement thermique est particulièrement adapté aux grandes stations d'épuration équipées de digesteurs anaérobies et d'installations de déshydratation mécanique par filtres presses.

**VII.2.4. Déshydratation des boues**

La déshydratation des boues constitue la deuxième étape de réduction du volume des boues. Elle s'opère sur des boues épaissies, stabilisées ou non, en vue d'une élimination plus ou moins poussée de leur humidité résiduelle de manière à leur rendre pelletables (Siccité de 16 % à 30 %). La déshydratation modifie l'état physique des boues, celles-ci passant de l'état liquide à l'état pâteux ou solide.

Plusieurs techniques de déshydratation ont été mise en œuvre sur des boues urbaines préalablement conditionnées.

**a) Lits de séchage naturels**

C'est une technique de déshydratation naturelle, le système consiste à sécher les boues à l'air libre sur les lits de séchage drainés

Les lits de séchage sont constitués d'une couche de sable lavé surmontant des couches de granulométrie plus importante incluant le réseau de drainage. L'amélioration des rendements des lits se fait par l'ajout de polymères qui permet d'augmenter considérablement la vitesse de drainage.

**b) Lits de séchage à plantations macrophytes**

Le traitement des boues par des roseaux est basé sur le principe d'une déshydratation sur lits de séchage plantés de macrophytes (roseaux). Il s'agit d'un procédé de filtration des boues sur massif filtrant planté de roseaux. Les boues sont extraites directement du bassin d'aération vers ce massif filtrant en couches successives. Les roseaux constituent un véritable réseau de drainage de l'eau (Mercier et al 1987).

**c) Déshydratation mécanique**

Les techniques de déshydratation mécanique sont les suivantes :

- Les filtres à bandes et les centrifugeuses (à noter que les centrifugeuses donnent selon leur réglage des boues liquides ou pâteuses) donnent des boues plutôt pâteuses en raison de performances de déshydratation qui plafonnent à 18-20 % de siccité pour la première famille de matériels, et 20-25 % de siccité pour la seconde.
- Les filtres-presses produisent par contre des boues de structure solide (30 à 35 % de siccité) car conjuguant un conditionnement au lait de chaux et des pressions élevées. Ces matériels sont réservés aux installations les plus importantes, car elles sont plus coûteuses et contraignantes d'emploi que les filtres à bande et les centrifugeuses. Des perfectionnements technologiques sont régulièrement enregistrés

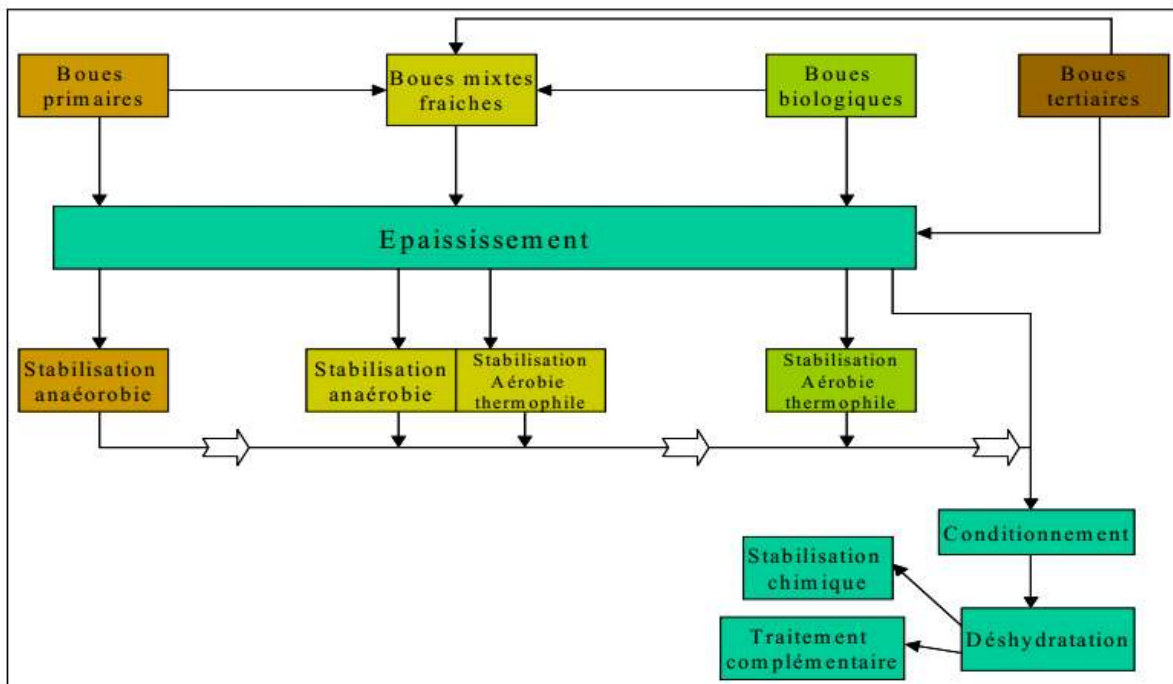


Figure V.2 : schéma général des traitements des boues.

### V.3. Destination des boues

#### V.3.1. Incinération des boues d'épuration

Deux caractéristiques des boues influencent leur faculté d'incinération :

- La teneur en matière organique,
- La siccité ou teneur en matière sèche.

Ces caractéristiques déterminent la valeur du Pouvoir Calorifique Inférieur ou PCI.

Selon la méthode choisie pour les incinérer, les boues peuvent nécessiter des traitements préalables afin d'accroître leur siccité : séchage mécanique plus ou moins prononcé par exemple.

L'incinération produit des fumées qu'il faut traiter avant rejet à l'atmosphère, ainsi que des cendres (matières minérales où se concentrent notamment les éléments traces et qui doivent être évacuées vers des décharges (Cemagref, 1990).

#### • Co-incinération avec les ordures ménagères (OM)

La co-incinération d'ordures ménagères et de boues, produits aux caractéristiques très différentes (PCI, teneur en eau et en matière organique), nécessite d'adapter certaines caractéristiques des boues.

Selon le volume de boues à incinérer, on peut envisager deux solutions :

##### ❖ Mélange préalable avec les ordures ménagères

Les boues sont déversées dans la fosse des ordures ménagères (OM), le grappin de reprise et d'injection des OM sert à assurer le mélange. Les boues doivent avoir une siccité supérieure à 10 %, de préférence de 15 à 25 %. Les petites stations d'épuration doivent, dans ce cas, s'équiper d'installations de déshydratation ou recourir au service d'une unité mobile de déshydratation.

Cette solution n'est viable que pour de faibles quantités de boues. Le mélange avec des quantités importantes de boues pose en effet de nombreux problèmes (diminution du PCI du mélange boues/OM, imbrûlés...).

##### ❖ Injection de boues pâteuses directement dans le four d'incinération

Dans ce cas, des injecteurs spéciaux introduisent des boues pâteuses (siccité 20 à 40 %) au-dessus du foyer d'incinération des OM en vue de profiter de l'air comburant en excès et de la température (plus de 850° C) pour brûler totalement les boues. Celles-ci ne se rajoutent donc pas à la "charge" de l'incinérateur, et viennent en supplément. En conséquence, un

incinérateur d'OM saturé peut encore accepter un flux raisonnable de boues : entre 10 et 20 % du tonnage d'OM incinéré (la quantité précise dépendra de la siccité et de la teneur en matière organique des boues).

Cette solution évite le séchage des boues par des techniques lourdes : une centrifugation suffit. Les seuls investissements importants sont la fosse de réception et les installations de reprise et d'injection sur l'usine d'incinération. Les injecteurs peuvent être installés sur la plupart des incinérateurs existants.

#### • **Oxydation par voie humide**

A la façon de l'incinération, il s'agit également d'une oxydation de la matière organique, mais réalisée en milieu liquide, avec de l'air ou de l'oxygène pur, à haute température (220 à 320°C) et sous pression (40 à 130 bar). On obtient un résidu minéral à éliminer en décharge (30 à 50 % de la matière sèche entrante), un peu de gaz carbonique et un effluent qui est traitable en station d'épuration.

#### **V.3.2. Mise en décharge :**

Les boues produites par le système d'assainissement, quel que soit le type de traitement adopté pour les eaux usées, doivent trouver une voie de recyclage ou d'élimination qui soit écologiquement et économiquement durable.

##### **a) Champ d'application**

La présente directive s'applique à toutes les décharges, définies comme des sites d'élimination des déchets par dépôt des déchets sur ou dans la terre.

En revanche, la présente directive ne couvre pas :

- les épandages sur le sol de boues (y compris les boues d'épuration et celles provenant des opérations de dragage) ;
- l'utilisation des déchets inertes dans les décharges pour des travaux d'aménagement ou de réhabilitation ;
- le dépôt de terre non polluée ou les déchets inertes non dangereux provenant de la prospection et de l'extraction, du traitement et du stockage de ressources minérales, et de l'exploitation des carrières ;

- le dépôt de boues de dragage non dangereuses le long de petites voies d'eau après l'extraction de celles-ci, et le dépôt de boues non dangereuses dans les eaux de surface, y compris le lit et le sous-sol.

### **b) Catégories de décharges**

Les décharges sont classées en trois catégories :

- les décharges pour déchets dangereux ;
- les décharges pour déchets non dangereux ;
- les décharges pour déchets inertes.

### **c) Déchets admis dans les décharges**

Une procédure uniforme d'admission des déchets est définie pour éviter tout danger :

- les déchets doivent être traités avant d'être mis en décharge ;
- les déchets dangereux répondant aux critères de la directive doivent être dirigés vers une décharge pour déchets dangereux ;
- les décharges pour déchets non dangereux doivent être utilisées pour les déchets municipaux et pour les déchets non dangereux ;
- les décharges pour déchets inertes sont exclusivement réservées aux déchets inertes.

### **d) Déchets et traitements non admis dans les décharges**

Les déchets suivants ne sont pas admis dans les décharges :

- les déchets liquides ;
- les déchets inflammables ;
- les déchets explosifs ou comburants ;
- les déchets hospitaliers ou cliniques infectieux ;
- les pneus usés, sauf exceptions ;

### **V.3.3.Epandage**

Il se fait sur terres agricoles et représente 55 à 65% du tonnage des boues. Il s'agit de la voie privilégiée pour le recyclage des boues d'épuration depuis 1975 en raison de l'intérêt agronomique de celles-ci. Cette pratique courante ne concerne pas que les boues d'épuration, mais plusieurs centaines de millions de tonnes ou de mètres cubes de matières diverses.

Ces matières entretiennent la fertilité des sols quand elles sont correctement appliquées, diminuant alors les besoins d'engrais commerciaux. En agriculture, les boues sont utilisées comme un engrais, c'est-à-dire comme produit capable de fournir aux cultures des éléments nutritifs nécessaires à leur croissance et à leur développement. Compte tenu des multiples procédés épuratoires utilisés dans les différentes stations, les boues sont susceptibles de présenter une diversité de composition selon le type de traitement utilisé, le type d'effluent entrant ou encore la taille de la station.

#### **V.4.Conclusion**

L'utilisation des boues en reconstitution de sols et végétalisation à la suite de gros travaux d'aménagement, comme les talus routier et autoroutier, la réhabilitation de friches industrielles, de friches urbaines ou de décharges, permet un apport de matière organique en grande quantité nécessaire à la réinstallation du couvert végétal et à la cicatrisation du paysage.

Le compostage est aussi une voie qui présente des intérêts certains. Par exemple, les boues mélangées à des déchets de bois fermentant pendant trois semaines dans des couloirs de 35 mètres de long où l'air est aspiré en sous-sol et filtré séparément, donnent des terreaux totalement inodores et dépourvus d'organismes pathogènes.



CHAPITRE VI :  
PROCÉDÉ  
DIMENSIONNEMENT  
DE LA STATION

## VI.1. Introduction

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondantes à leur débit et leurs charges de référence

### V.2. Estimation des débits

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation. La direction de l'hydraulique de la willaya CONSTANTINE a opté pour une dotation de 150 L/hab/j pour les communes : ZIGHOUD YOUCEF et DIDOUCHE MOURAD

#### ➤ débit moyen journalier

Le débit moyen journalier se calcule comme suit :

$$Q_{\text{moy.j}} = Q_{\text{con tot}} \times C_r \dots\dots\dots(V-1)$$

$$Q_{\text{con tot}} = Q_{\text{éq}} + (D \times N)$$

$$Q_{\text{éq}} = 2696,19 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2033 d'après (DRE)}$$

$$Q_{\text{éq}} = 3874,95 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2043 d'après (DRE)}$$

Avec :

D : dotation (l/hab/j).

N : nombre d'habitant l'horizon considéré.

$C_r$  : coefficient de rejet.

$Q_{\text{éq}}$  :débit d'équipement.

$$Q_{\text{moy.j}} = \mathbf{15886,11} \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2033}$$

$$Q_{\text{moy.j}} = \mathbf{18599,76} \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{pour l'horizon 2043}$$

#### ➤ débit moyen horaire

Il est donne par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{moy.j}}}{24} \dots\dots\dots(V.2)$$

$$Q_{\text{moy.h}} = 562 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{pour l'horizon 2033}$$

$$Q_{\text{moy.h}} = 775 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{pour l'horizon 2043}$$

➤ **Débit de pointe en temps sec**

On le calcule par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy.j} \dots\dots\dots(V-3)$$

Avec :

$$\begin{cases} K_p = 1.5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} & \text{si } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ l/s.} \\ K_p = 3 & \text{si } Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s.} \end{cases}$$

Pour l'horizon 2033

Dans notre cas le  $Q_{moy.j} = 662,4 \text{ m}^3/\text{h}$  d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1.68$$

$$Q_{pts} = 1112,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour l'horizon 2043

Dans notre cas le  $Q_{moy.j} = 774 \text{ m}^3/\text{h}$  d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1.67$$

$$Q_{pts} = 1292,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Débit de pointe en temps de pluie**

D'après la pluviomètre enregistré dans la zone d'étude on prend une dilution de 3 et on trouve :

Pour l'horizon 2033  $Q_{ptp} = 3337,2 \text{ m}^3/\text{h}$

Pour l'horizon 2043  $Q_{ptp} = 3877,2 \text{ m}^3/\text{h}$

**Tableau V. 1 : défèrent débit pour les deux horizons**

Débit	$Q_{ptp}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{pts}(\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{moy.j}(\text{m}^3/\text{h})$
<b>l'horizon 2033</b>	3337,2	1112,4	662,4
<b>l'horizon 2043</b>	3877,2	1292,4	774

**VI.1.2. Evaluation des charges polluantes**

On calcule les charges polluantes à partir des données de DRE. nous avons adopté les valeurs suivantes

1 - Demande Biochimique en Oxygène en 5 jours (DBO<sub>5</sub>) : 60 g/EH/j ;

2 - Matières En Suspension (MES) : 70 g/EH/j ;

L'horizon 2033

**a- La charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub>**

**NEH= 90867 d'après DRE**

$$Lo \text{ (kg/j)} = DBO5 * N \text{ EH} \quad \Rightarrow \quad Lo = 5452,02 \text{ kg/j}$$

$$C_{DBO5} = \frac{L_0}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots (V-4)$$

$$C_{DBO5} = 343,2 \text{ mg/l}$$

- ✓ Lo : charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub>.
- ✓ C<sub>DBO5</sub> : la concentration en DBO<sub>5</sub> moyenne.
- ✓ Q<sub>moy.j</sub> : débit moyen journalier en m<sup>3</sup> /j.

Cette valeur obtenue est conforme à la norme de rejet exprimée en DBO<sub>5</sub> des eaux résiduaires et qui est comprise entre 300 et 500 mg / l.

**b- La charge en MES**

$$No = MES * N \text{ EH} \quad \Rightarrow \quad No = 6370,7 \text{ kg /j}$$

$$C_{MES} = \frac{No}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$C_{MES} = 400,4 \text{ mg/l}$$

- ✓ No : charge moyenne journalière en MES.
- ✓ C<sub>MES</sub> : la concentration moyenne en MES.

On utilise la même méthode de calcul pour l'horizon 2043

**c-La charge moyenne journalière en DBO<sub>5</sub>**

**NEH=137312 d'après DRE**

$$Lo \text{ (kg/j)} = DBO5 * N \text{ EH} \quad \Rightarrow \quad Lo = 8238,72 \text{ kg/j}$$

$$C_{DBO5} = \frac{L_0}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots (V-6)$$

$$C_{DBO5} = 442,9 \text{ mg/l}$$

**d- La charge en MES**

$$N_o = MES * N_{EH} \quad \Rightarrow \quad N_o = 9611,8 \text{ kg /j}$$

$$C_{MES} = \frac{N_o}{Q_{moy.j}} \dots\dots\dots (V-7)$$

$$C_{MES} = 516,8 \text{ mg/l}$$

**VI.3. Prétraitements**

Les prétraitements constituent l'ensemble des opérations physique et mécanique : dégrillage-dessablage et dégraissage-déshuilage. Ils dépendent de la nature et des caractéristiques des rejets industriels et de la ligne d'épuration prévue en aval.

Les principales opérations de prétraitements sont :

- Le dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage.

**VI.3.1. Dégrillage**

Il permet de filtrer les objets ou les détritrus les plus grossiers véhiculés par les eaux usées. Son principe consiste à faire passer l'eau brute à travers des grilles composées de barreaux placés verticalement ou inclinés de 60° à 80° sur l'horizontal ; La vitesse moyenne de passage de l'eau entre les barreaux est comprise entre 0.6 et 1,2 m/s.

Les refus du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et limiter leur volume. Puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.

L'installation du dégrillage doit être dimensionnée pour garantir la vitesse minimale de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe de pluie ( $Q_{pte p}$ ).

**VI.3.1.1. Formules et lois permettant le dimensionnement**

➤ Méthode de KRISHMER :

*La largeur de la grille est donnée par l'expression :*

$$L_g = S \cdot \sin \alpha / H_{max} \cdot (1 - \beta) \cdot K \dots\dots\dots (V-8)$$

Où :

$L_g$  : largeur de la grille (m).

$\alpha$  : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon ( $\alpha = 60^\circ$ ).

$H_{max}$  : hauteur maximum d'eau admissible sur une grille  $H_{max} = (0.15-1.5)$  m.

$\beta$  : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d+e}$$

On a pour : les grilles grossières :  $d = 2\text{cm}$ .  $e = 5$  à  $10\text{cm}$ .

Les grilles moyennes :  $d = 1\text{cm}$ .  $e = 1$  à  $2,5\text{cm}$ .

$d$  : épaisseur des barreaux (cm)

$e$  : espacement des barreaux.

$K$  : coefficient de colmatage de la grille.

$S$  : surface de passage de l'effluent ( $S = Q_{ptp}/V$ ).

$V$  : Vitesse d'écoulement (m/s).

Donc :  $L_g = Q_{ptp} \cdot \sin\alpha / V \cdot h_{max} (1 - \beta) \cdot K \dots\dots\dots(V-9)$

**Pour horizon 2033**

➤ **Grille grossière**

$\alpha = 60^\circ$ .

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

$H_{max} = 1\text{ m}$ .

$K = 0.5$  (grille automatique).

$$\beta = \frac{d}{d+e} = 0.2$$

**$L_g = 2,00\text{ m}$**

➤ **Grille moyenne**

$e=2\text{cm}$

$\beta = 0,33$

$L_g= 2,4 \text{ m}$

**Pour horizon 2043**

➤ **Grille grossière**

$\alpha = 60^\circ$ .

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

$H_{\max} = 1 \text{ m}$ .

$K= 0. 5$  (grille automatique).

$\beta = 0.2$

$L_g= 2,33\text{m}$

➤ **Grille moyenne**

$e=2\text{cm}$

$\beta = 0,33$

$L_g= 2,78 \text{ m}$

**Calcul de longueur**

On une hauteur de grille de 1 m

On a :  $\sin\alpha = h / l$  alors :  $l = 1 / \sin 60=1.15\text{m}$  ;

Donc

$l = 1.15 \text{ m}$

**VI.3.1.2 Calcul des pertes de charge**

Pour le calcul du dégrilleur Krischmer a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha \dots\dots\dots (V-10)$$

Avec :

$\Delta H$  : perte de charge(m).

$\beta$  : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

$d$  : espacement entre les barreaux (cm).

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

$\alpha$  : angle d'inclinaison de la grille.

$e$  : épaisseur des barreaux.

➤ **La grille grossière**

On a :

$$\beta = 1,79 \text{ (Barreaux de section circulaire)}$$

$$d = 2cm . e = 8cm . \alpha = 60^\circ . V = 1m/s$$

$$\text{Donc : } \Delta H = 0,0125m$$

$$\text{Donc } \Delta H = 1,25cm$$

➤ **la grille moyenne**

On a :  $\beta = 1,79$  (barreaux de section circulaire)

$$d = 1cm . e = 2cm . \alpha = 60^\circ . V = 1m/s$$

$$\text{Donc } \Delta H = 3.1cm$$

**Tableau VI. 2 : résultats du dimensionnement des grilles**

Dégrilleur	Horizon 2033		Horizon 2043	
	Grille grossière	Grille moyenne	Grille grossière	Grille moyenne
La largeur $L_g$ (m)	1,66	1,98	2,33	2,78
La perte de charge $\Delta H$	1,25	3,1	1,25	3,1



(cm)				
nombre	2	2	2	2

**VI.3.2. Dessableur – dégraisseur**

Le sable sera éliminé dans un bassin de dessablage.

Les grains de sable sont déposés au point le plus bas de l'ouvrage. L'aération du dessableur est assurée par un supprimeur ; le relevage des sables est prévu par un air- lift fournit en air également à partir du supprimeur, ou par des pompes à sable, et le fonctionnement de l'air lift sera temporisé de manière à correspondre à la production de sable. Les sables relevés seront rejetés dans le classificateur des sables. Un pont roulant permettra le raclage des huiles et les graisses.

**VI.3.2 .1. Dimensionnement du Dessableur – dégraisseur**

Le bassin de dessablage- dégraissage est du type longitudinal aéré avec insufflation d'air à la partie inférieure.

Pour qu'il y ait une sédimentation des particules, on doit vérifier

$$S = Q_{ptp} / V_{asc} \dots\dots\dots(V-11)$$

Où :

Vasc : Vitesse d'ascensionnelle. (vitesse est :  $10 < V_{asc} < 20$  (m/h).

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur de bassin.

$$L/H = (10-15).$$

Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.

$$H = (1 - 2.5) \text{ m.}$$

➤ On opte pour un dessableur-déshuileur de forme rectangulaire.

**Pour l'horizon 2033**

On prend :

$$V_{asc} = 20\text{m/h.}$$

$$H = 1\text{m.}$$

**a. Section horizontale**

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} \qquad S_h = 166,86m^2$$

**b. Longueur**

**On prend**

La hauteur  $H=1\ m$

$$\frac{L}{H} = 10 \qquad L = 25m$$

**c. Largeur**

$$B = \frac{S_h}{L} \qquad B = 6,7\ m$$

**d. Volume du bassin**

$$V = S_h \cdot H \qquad V = 417,15m^3$$

**e. Le temps de séjour dans le bassin**

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} \qquad T_s = 7,5\ min$$

**f. Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1.5m<sup>3</sup>d'air/m<sup>3</sup>d'eau.

Avec :  $q_{air} = Q_{ptp} \cdot V \dots\dots\dots(V-12)$

V : le volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>).

Q<sub>ptp</sub> : débit de la station.

Donc :  $q_{air} = 5005,8\ m^3\ d'air/h$

**Pour l'horizon 2043**

Pour cet horizon. on doit prévoir un second déssableur dont le débit sera la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{pte(2043)} - Q_{pte(2023)}$$

Donc :  $Q_{ptp} = 0,150m^3/s$

**On prend**

$$v_{asc} = 20 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$H = 1\text{m}.$$

**Section horizontale**

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} \qquad S_h = 27 \text{ m}^2$$

**a. Longueur**

**On prend :**

$$\text{La hauteur } H=1 \text{ m} \cdot \frac{L}{H} = 10 \qquad L = 10\text{m}$$

**b. Largeur**

$$B = \frac{S_h}{L} \qquad B = 2,7 \text{ m}$$

**c. Volume du bassin**

$$V = S_h \cdot H \qquad V = 27 \text{ m}^3$$

**d. Le temps de séjour dans le bassin**

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} \qquad T_s = 3 \text{ min}$$

**e. Le volume d'air à insuffler dans le déssableur**

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1.5m<sup>3</sup>d'air/m<sup>3</sup>d'eau.

Avec : 
$$q_{air} = Q_{ptp} \cdot V$$

V : le volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>).

Q<sub>ptp</sub> : débit de la station.

Donc : 
$$q_{air} = 810 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

**Tableau VI. 3 : Dimensions du déssableur-déshuileur.**

déssableur-déshuileur	Unités	Horizon 2033	Horizon 2043
Section horizontale	m <sup>2</sup>	166,86	27
Longueur	m	25	10

Largeur	m	6,7	2,7
Volume du bassin	m <sup>3</sup>	417,15	27
temps de séjour	min	7,5	3
volume d'air à insuffler	m <sup>3</sup> /h	5005,8	810

### VI.3.2.2. Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales. Celles-ci représentent 35% de MES.

- Les MES contiennent 35% des MM et 65% des MVS.

#### Pour l'horizon 2033

La charge en MES à l'entrée de déssableur est  $MES = 6360,7 \text{ kg/j}$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 4134,46 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 2226,25 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMe = 1558,38 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$MMS = MM - MMe = 667,87 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur:

$$MES_s = MVS + MM_s$$

$$MES_s = 4802,33 \text{ Kg/j}$$

#### Pour l'horizon 2043

- La charge en MES à l'entrée de déssableur est  $MES = 3251,1 \text{ Kg/j}$

- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 2113,22 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 1137,89 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$MMe = 796,52 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de déssableur :

$$MMS = MM - MMe = 341,37 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de déssableur:

$$MES_S = MVS + MM_S$$

$$MES_S = 2454,59 \text{ Kg/j}$$

#### VI.4. Traitement primaire

Le processus principal du traitement primaire est la décantation qui permet une séparation de deux phases liquide solide, par simple gravité.

On a vu qu'au cours du dessablage une bonne partie de particules grenues (sable) ont été éliminées mais l'eau usée véhicule toujours de telles particules ( $200\mu$ ) ainsi que des particules coalescentes que l'on peut s'en débarrasser par simple sédimentation en vue d'alléger les traitements ultérieurs.

Une bonne décantation permet l'élimination d'environ 60% des MES, 35% de DBO5 et 90% des matières decantables.

##### VI.4.1. Dimensionnement du décanteur primaire

Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim} = Q_{ptp} / S \dots\dots\dots (V-13)$$

-  $Q_{ptp}$  : débit de la station.

-  $S$  : surface totale

- Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m

**Pour l'horizon 2033**

Pour un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport  $Q_{pts}/Q_{moy h}$

**Tableau VI.4 :** les valeurs de la vitesse limite en fonction de  $Q_{moy h}$  (Bechir, 1999)

$K = Q_{pts} / Q_{moy h}$	2.5	3	5	8	10
$V_{lim} (m/h)$	2	2.5	3.75	5	6

$K = Q_{pts} / Q_{moy h} = 1.70$  donc d'après ce tableau on tire la vitesse  $V_{lim} = 2 m/h$

Avec :

- $Q_{pts}$ : débit de pointe au temps sec.
- $Q_m$  : débit moyen horaire.

**a. Surface horizontale**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} \qquad S_h = 1668,6 \text{ m}^2$$

- $Q_{ptp}$  : débit de la station.

**b. Volume**

On prend  $T_s = 1.5h$

$$V = Q_{ptp} \cdot T_s \qquad V = 5005,8 \text{ m}^3$$

On prévoit 2 décanteurs

$$V = 2065,5 \text{ m}^3$$

**c. La hauteur**

$$H = V / S_h \qquad H = 3 \text{ m}$$

**d. Le diamètre**

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \qquad D = 33 \text{ m}$$

Avec :

- $D$  : diamètre du décanteur.
- $V$  : volume du décanteur.
- $h$  : hauteur du décanteur.

**e. Temps du séjour**

pour le débit moyen horaire.

$$T_s = V / Q_{moy .h} \qquad T_s = 7,5h$$

**f. Calcul de la quantité de boues éliminées**

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de  $DBO_5$  et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur :

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire**

- $DBO_5 e = 0.3 \cdot DBO_5$   $DBO_5 e = 1638,61 \text{ Kg/j}$
- $MES_e = 0.6 \cdot MES'$   $MES_e = 2881,4 \text{ Kg/j}$

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

- $DBO_5 s = DBO_5 - DBO_5 e$   $DBO_5 s = 3816,41 \text{ Kg/j}$
- $MES s = MES - MES e$   $MES s = 1920,9 \text{ Kg/j}$

**Pour l'horizon 2043**

Pour cet horizon. On dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

- $Q_{ptp} = Q_{ptp(2043)} - Q_{ptp(2023)}$   $Q_{ptp} = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{moy.h} = Q_{moy.h(2043)} - Q_{moy.h(2023)}$   $Q_{moy.h} = 113 \text{ m}^3/\text{h}$

**a. Surface horizontale**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{lim} = 932.4 / 2 = 466.2 \quad S_h = 270 \text{ m}^2$$

- $Q_{ptp}$  : débit de la station.

**b. Volume**

On prend  $t_s = 1.5\text{h}$

$$V = Q_{ptp} \cdot t_s = 932.4 * 1.5 = 1398.6 \quad V = 810 \text{ m}^3$$

on prévoit 1 décanteur

**c. La hauteur**

$$H = V / S_h \quad H = 3 \text{ m}$$

**d. Le diamètre**

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \quad D = 19\text{m}$$

Avec :

- D : diamètre du décanteur.
- V : volume du décanteur.
- h : hauteur du décanteur.

**e. Temps du séjour**

1. pour le débit moyen horaire.

$$T_s = V / Q_{moy.h} \quad T_s = 7,17 \text{ h}$$

**f. Calcul de la quantité de boues éliminées**

➤ **Les charges éliminées par la décantation primaire**

- $DBO_5 e = 0.3 \cdot DBO_5$   **$DBO_5 e = 836 \text{ Kg/j}$**
- $MES e = 0.6 \cdot MES'$   **$MES e = 1472,75 \text{ Kg/j}$**

➤ **Les charges à la sortie du décanteur primaire**

- $DBO_5 s = DBO_5 - DBO_5 e$   **$DBO_5 s = 1950,69 \text{ Kg/j}$**
- $MES s = MES - MES e$   **$MES s = 981,8 \text{ Kg/j}$**

Le tableau ci-dessous donne les résultats de dimensionnement du décanteur primaire pour les deux horizons :

**Tableau VI.5 :** récapitulatif des résultats des calculs du décanteur primaire.

Désignation	Unités	Horizon 2033	Horizon 2043
Nombre de décanteur		<b>2</b>	<b>1</b>
Surface horizontale	$m^2$	<b>1668,6</b>	<b>270</b>
Volume	$m^3$	<b>5005,8</b>	<b>810</b>
Hauteur	m	<b>3</b>	<b>3</b>
Diamètre	m	<b>33</b>	<b>19</b>
Temps du séjour en $Q_{moy.h}$	h	<b>7,5</b>	<b>7,17</b>

### VI.5. Traitement biologique

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant :

1. Le bassin d'aération.
2. Le décanteur secondaire.

➤ **Choix de la variante :**

Pour le dimensionnement de la station de ZIGHOUD YOUCEF on a proposé deux variantes. le premier est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes :

#### VI.5.1.Étude de la variante à moyenne charge

Le traitement à boues activées à moyenne charge est caractérisé par les paramètres suivants :

- ✓ La charge massique ( $C_m$ ) :  
 $0,2 \leq C_m \leq 0,5 \text{ Kg } DBO_5/\text{Kg. MVS.j.}$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_m$ :



$$C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ Kg MVS j}$$

- ✓ La charge volumique ( $C_v$ ) :  
 $0,6 \leq C_v \leq 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ m}^3 / \text{ j}$  .

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de  $C_v$  :

$$C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{ m}^3 / \text{ j}$$

$C_v$  permet d'estimer la capacité du bassin d'aération.

**Pour l'horizon 2033**

### VI.5.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération

**a. Volume du bassin**

$$V = L_0 / C_v \dots\dots\dots (V-14)$$

D'où :  $V = 3180,3 \text{ m}^3$

**b. Hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend : **H = 3m**

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ . On prend **h = 80 cm**

**c. Surface horizontale du bassin**

On suppose 3 bassins d'aération identiques de hauteur  $H = 3 \text{ m}$

$$S_h = V / 3H \qquad S_h = 353 \text{ m}^2$$

**d. Largeur**

$$H / B = 2.5 \qquad B = 7,5 \text{ m}$$

**e. Longueur**

$$L = S_h / B \qquad L = 47 \text{ m}$$

**f. La masse de boues dans le bassin**

$$X_t = L_0 / C_m \qquad X_a = 9541,03 \text{ Kg}$$

**g. Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = C_v / C_m \qquad [X_a] = 3 \text{ kg/m}^3$$

**h. Temps de séjour**

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} \qquad T_s = 3 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp} \qquad T_s = 1 \text{ h}$$

**i. Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub>**

$$S_o = L_o / Q_{moy j} \qquad S_o = 240,2 \text{ mg/l}$$

**j. Charge polluante à la sortie**

La charge polluante à la sortie à une concentration  $S_f$  conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de  $DBO_5$ .

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} \qquad L_f = 476,58 \text{ Kg /j}$$

**k. Charge polluante éliminée**

$$L_e = L_o - L_f \qquad L_e = 3340 \text{ Kg /j}$$

**l. Rendement de l'épuration**

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o \qquad \eta_{ep} = 88 \%$$

**VI.5.1.2. Besoins théoriques en oxygène**

Les installations d'épuration biologiques fonctionnent généralement en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de : la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin. la quantité d'oxygène nécessaire pour le bon fonctionnement de l'aérateur est donnée par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' \cdot L_e + b' \cdot X_t \dots\dots\dots (V-15)$$

Avec:

- $L_e$  :  $DBO_5$  éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_t$  : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg).
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.5 < a' < 0.66 \qquad a' = 0.57$$

- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène
- $$0.06 < b' < 0.11 \qquad b' = 0.08$$

**a. Besoins journaliers en oxygène**

$$Q(O_2) = 2667,08 \text{ Kg } O_2 \text{ /j}$$

**b. Quantité d'oxygène horaire**

$$Q(O_2) = 111,13 \text{ Kg } O_2 \text{ /h}$$

**c. Quantité d'oxygène nécessaire par  $m^3$  du bassin**

$$Q(O_2) = Q(O_2) / V \qquad Q(O_2) = 0,84 \text{ Kg } O_2 \text{ /m}^3 \text{ j}$$

**d. Besoins en pointe horaire en oxygène**

$$Q(O_2)_{pte} = (a \cdot L_e / T_d) + (b \cdot X_a / 24) \dots\dots\dots (V-16)$$

16)

Avec:

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16h$ .

D'où :  $Q(O_2)_{pte} = 150,79 \text{ Kg } O_2/h$ .

**e. Besoin réel de pointe en oxygène**

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(O_2)_{reelpte} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha} \dots\dots\dots (V-17)$$

17)

Avec:

On a :  $\alpha = 0.8$

$\beta = 0.85$

$Q(O_2)_{reelpte} = 221,75 \text{ kg}O_2/h$

**VI.5.1.3.Calcul des caractéristiques de l'aérateur**

**a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1et 2Kg  $O_2$  /Kwh

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots (V-18)$$

18)

Avec:

- $E_n$  : Puissance de l'aération nécessaire.
- $q_{O_2}$  : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- $E_a$  : quantité d' $O_2$  par unité de puissance.

On prend :  $E_a = 2 \text{ kg}O_2/ \text{ kwh}$  :

Donc :  $E_n = 75,4 \text{ Kw}$

**b. Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h * P_a \dots\dots\dots (V-19)$$

Avec:

- $P_a$  : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée ( $P_a$ ) pour les aérateurs de surface est  $P_a=80\text{w/m}^2$

- $S_h$  : surface horizontale du bassin.

Donc :

$$E_b = 28,24 \text{ Kw}$$

**c. Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin**

$$N_a = E_n / E_b$$

$$N_a = 3$$

- ✓ On prend 4 aérateurs

**VI.5.1.4. Bilan de boues**

**a. Calcul de la quantité des boues en excès**

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec :

- $X_{\min}$  : Boues minérales.
- $X_{dur}$  : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures). elles représentent 0.3 à 0.35 des MVS.
- $a_m$ : Varie entre 0. 55 <  $a_m$  < 0. 65. On prend  $a_m= 0.6$
- $L_e$  : Quantité de  $DBO_5$  à éliminer (Kg/j).
- $b$  : fraction de boues détruites par auto oxydation ;  $b= b'/1.42 = 0.056$
- $X_t$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- $X_{eff}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet. on adopte généralement 30mg / l).

La charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **2720.8 Kg/j**

$$X_{\min} = 576,27 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 461 \text{ Kg /j}$$

$$a_m L_e = 2003,9 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 543,3 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 476,6 \text{ Kg}$$

Alors :

$$\Delta x = 2030,37 \text{ Kg/j}$$

**b. Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots(V-21)$$

Avec :  $X_m$  : Concentration de boues en excès

$I_m$  : L'indice de Mohlman.

$I_m$  : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette : (100 ÷ 150)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 120$

$$X_m = \frac{1200}{120} \qquad \qquad \qquad X_m = 10 \text{ Kg/m}^3$$

**c. Débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :  $Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta x}{X_m}$   $Q_{\text{excès}} = 203 \text{ m}^3/\text{j}$

**d. Débit spécifique de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots\dots\dots(V-22)$$

-  $V$  : volume de bassin

Donc :  $q_{sp} = \frac{2341,65}{2290}$   $q_{sp} = 0,64 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$

**e. Boues recyclées**

Dans le but de maintenir une concentration moyenne constante de boues dans le bassin. on procède à un recyclage d'une partie des boues dans le bassin d'aérations. En effet.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante. le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire sera trop important.

Dans ce cas. on assiste à un passage en anaérobiose qui provoque une remontée des boues dans le clarificateur.

**f. Taux de recyclage**

- Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.

- Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots(V-23)$$

- R : taux de recyclage(%)

- [X<sub>a</sub>] : concentration des boues dans le bassin.

Donc : **R = 43 %**

**g. Débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j \dots\dots\dots(V-24)$$

Donc : **Q<sub>r</sub> = 6831 m<sup>3</sup>/j**

**h. Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \dots\dots\dots(V-25)$$

Donc :  $A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$  **A<sub>b</sub> = 4,7 jours**

**VI.5.1.5. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)**

Le clarificateur a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recerclées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

L'efficacité d'un décanteur est fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

**Données**

- Vitesse ascensionnelle : 2,5 < V<sub>asc</sub> < 3 en prend V<sub>asc</sub> = 2,5 m/h

**a. Surface horizontale du décanteur**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{asc} \qquad \qquad \qquad S_h = 1335 \text{ m}^2$$

**b. Hauteur du clarificateur**

Hauteur du décanteur est : H = (3 ÷ 5) m.

On prend : **H = 3 m**

**c. Volume du décanteur**

$$V = S_h \times H$$

$$V=4005 \text{ m}^3$$

**d. Diamètre du décanteur**

On prévoit 2 décanteurs d'une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}}$$

$$D=29\text{m}$$

**e. Temps de séjour**

$$T_s = V / Q$$

Au débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = V / Q_{\text{ptp}}$$

$$T_s = 1,2 \text{ h}$$

Au débit de pointe en temps sec

$$T_s = V / Q_{\text{pts}}$$

$$T_s = 3,6 \text{ h}$$

**Pour l'horizon 2043**

Pour cet horizon. on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons.

Le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2043 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2023.

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2043 sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau VI.6 : Résultats de calcul d'aérateur et du clarificateur a moyenne charge.**

Désignations	Unités	2023	2043
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	15886,11	2713,65
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	662	113,00
Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{ptp}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	3337,2	540
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$	$\text{Kg}/\text{j}$	3816,41	1950,69
Concentration de l'effluent en $\text{DBO}_5$ $S_o$	$\text{mg}/\text{l}$	240,2	718,8
Charge polluante à la sortie $L_f$	$\text{Kg}/\text{j}$	476,58	81,41
Charge polluante éliminée $L_e$	$\text{Kg}/\text{j}$	3340	1869,28
Rendement de l'épuration $R$	%	88	88
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
nombre de bassins	-	3	2

Volume du bassin V	m <sup>3</sup>	3180,3	1625,6
Hauteur du bassin H	m	3	3
Surface horizontale du bassin S <sub>h</sub>	m <sup>2</sup>	353	271
Largeur du bassin B	m	7,5	7,5
Longueur du bassin L	m	47	36
La masse de boues dans le bassin X <sub>t</sub>	Kg	9541,03	4876,73
Concentration de boues dans le bassin [X <sub>a</sub> ]	Kg/m <sup>3</sup>	3	3
Temps de séjours T <sub>s</sub> pour Q <sub>ptp</sub>	h	1	3
Temps de séjours T <sub>s</sub> pour Q <sub>pts</sub>	h	3	9
<b>Besoin en oxygène</b>			
Quantité d'oxygène journalière	KgO <sub>2</sub> /j	2667,08	1455,63
Quantité d'oxygène horaire	KgO <sub>2</sub> /h	111,13	60,65
Quantité d'oxygène nécessaire pour un m <sup>3</sup>	KgO <sub>2</sub> /m <sup>3</sup> j	0,84	0,90
Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe	KgO <sub>2</sub> /h	150,79	82,85
Besoin réel de pointe en oxygène	KgO <sub>2</sub> /h	221,75	121,84
<b>Caractéristiques de l'aérateur</b>			
puissance de l'aération nécessaire	Kw	75,40	41,43
Puissance de brassage	Kw	28,24	21,68
Nombre d'aérateur dans le bassin	-	3	2
<b>Bilan de boues</b>			
Quantité des boues en excès Δx	Kg/j	2030,37	1277,74
Concentration de boues en excès X <sub>m</sub>	Kg/m <sup>3</sup>	10	10
Le débit de boues en excès Q <sub>excé</sub>	m <sup>3</sup> /j	203	127,8
Le débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin q <sub>sp</sub>	Kg/m <sup>3</sup> .j	0,64	0,79
Le taux de boues recyclées R	%	43	43
Le débit des boues recyclées Q <sub>r</sub>	m <sup>3</sup> /j	6831	1166,87
Age des boues A <sub>b</sub>	j	4,7	3,8
<b>Dimensionnement du décanteur secondaire</b>			
Volume du bassin V	m <sup>3</sup>	4005	2160
Hauteur du décanteur H	m	3	3
Surface horizontale du décanteur S <sub>h</sub>	m <sup>2</sup>	667,5	720
Le diamètre du décanteur D	m	29	30
Le temps de séjours pour Q <sub>ptp</sub> T <sub>s</sub>	h	1,2	4
Nombre		2	1



### VI.5.2. Étude de la variante à faible charge

Le traitement biologique par boues activées à faible charge abouti à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

✓ **Charge massique**

$$0,1 \leq C_m \leq 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra :  $C_m = \mathbf{0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}}$

✓ **Charge volumique**

$$0,3 \leq C_v \leq 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

On prendra :  $C_v = \mathbf{0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}}$

**Pour l'horizon 2033**

#### VI.5.2.1. Dimensionnement du bassin d'aération

On a :

- $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS.j}$
- $C_v = 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- 

**a. Volume du bassin**

$$V = L_0 / C_v$$

D'où :

$$\mathbf{V = 10904 \text{ m}^3}$$

On adoptera **6** bassins d'aération

**b. Hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

$$\mathbf{H = 3 \text{ m}}$$

La hauteur de revanche du bassin doit être  $h \geq 80 \text{ cm}$ . On prend

$$\mathbf{h = 80 \text{ cm.}}$$

**c. Surface horizontale du bassin**

$$S_h = V / H$$

$$\mathbf{S_h = 606 \text{ m}^2}$$

**d. Largeur :**

$$H / B = 2.5$$

$$B = 7,5 \text{ m}$$

**e. Longueur**

$$L = S_h / B$$

$$L = 81 \text{ m}$$

**f. La masse de boues dans le bassin**

$$X_t = L_0 / C_m$$

$$X_t = 36346,8 \text{ Kg}$$

**g. Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = X_a / V$$

$$[X_a] = 3,33 \text{ kg/m}^3$$

**h. Temps de séjour**

- Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts}$$

$$T_s = 10 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe en temps de pluie.

$$T_s = V / Q_{ptp}$$

$$T_s = 3,3 \text{ h}$$

**i. Concentration de l'effluent en DBO<sub>5</sub>**

$$S_o = L_o / Q_{moy j}$$

$$S_o = 343,2 \text{ mg/l}$$

**j. Charge polluante à la sortie**

La charge polluante à la sortie à une concentration  $S_f$  conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO<sub>5</sub>.

$$L_f = S_f \cdot Q_{moy j}$$

$$L_f = 476,58 \text{ Kg /j}$$

**k. Charge polluante éliminée**

$$L_e = L_o - L_f$$

$$L_e = 4975,44 \text{ Kg /j}$$

**l. Rendement de l'épuration**

$$\eta_{ep} = (L_o - L_f) / L_o$$

$$\eta_{ep} = 91 \%$$

### VI.5.2.2. Besoins théoriques en oxygène

Les bactéries constituant la boue activée ont besoin d'oxygène d'une part pour se nourrir et de se développer à partir de la pollution éliminée et d'autre part par la dégradation de la matière organique ; cet oxygène est apporté généralement par des aérateurs.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse cellulaire plus celle nécessaire à la respiration endogène.

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$Q(O_2) = a' * L_e + b' * X_t$$

Avec:

- $L_e$  : DBO<sub>5</sub> éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- $X_t$  : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)
- $a'$  : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution.

$$0.48 < a' < 0.65$$

$$a' = 0.6$$

- $b'$  : coefficient cinétique de respiration endogène

$$0.07 < b' < 0.11$$

$$b' = 0.07$$

**f. Besoins journaliers en oxygène**

$$Q(O_2) = 5529,54 \text{ O}_2 / \text{j}$$

**g. Quantité d'oxygène horaire**

$$Q(O_2) = 230,40 \text{ Kg O}_2 / \text{h}$$

**h. Quantité d'oxygène nécessaire par m<sup>3</sup> du bassin**

$$q_{O_2} = Q(O_2) / V$$

$$q_{O_2} = 0,51 \text{ Kg O}_2 / \text{m}^3 \text{j}$$

**i. Besoins en pointe horaire en oxygène**

$$Q(O_2)_{pte} = (a' L_e / T_d) + (b' X_a / 24)$$

$T_d$  : période diurne en heures  $T_d = 16\text{h}$ .

D'où :

$$Q(O_2)_{pte} = 292,59 \text{ Kg O}_2 / \text{h}$$

**j. Besoin réel de pointe en oxygène**

Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients correcteurs.

$$Q(O_2)_{reelpte} = \frac{Q(O_2)_{pte}}{\beta \times \alpha}$$

On a:  $\alpha = 0.8$

$$\beta = 0.85$$

$$Q(O_2)_{reelpte} = 430,28 \text{ kg O}_2 / \text{h}$$

**VI.5.2.3. Calcul des caractéristiques de l'aérateur**

**a. Calcul de la puissance de l'aération nécessaire**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 Kg O<sub>2</sub> /Kwh

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

- E<sub>n</sub> : Puissance de l'aération nécessaire.
- qO<sub>2</sub> : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h).
- E<sub>a</sub> : quantité d'O<sub>2</sub> par unité de puissance.

On prend : E<sub>a</sub> = 2 kgO<sub>2</sub>/ kwh

Donc :

$$E_n = 146,30Kw$$

### b. Puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h * P_a$$

- P<sub>a</sub> : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (P<sub>a</sub>) pour les aérateurs de surface est P<sub>a</sub>=80w/m<sup>2</sup>

- S<sub>h</sub> : surface horizontale du bassin.

Donc : E<sub>b</sub> = S<sub>h</sub> \* P<sub>a</sub>

$$E_b = 48,48 Kw$$

### c. Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = E_n / E_b$$

- ✓ On prend deux aérateurs      N<sub>a</sub>=3

## VI.5.2.4. Bilan de boues

### a. Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_t - X_{eff}$$

Avec :

- X<sub>min</sub> : Boues minérales.
- X<sub>dur</sub> : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures). elles représentent 0.3 à 0.35 des MVS.
- a<sub>m</sub>: Varie entre 0. 55 < a<sub>m</sub> < 0. 65. On prend a<sub>m</sub>= 0.55
- L<sub>e</sub> : Quantité de DBO<sub>5</sub> à éliminer (Kg/j).
- b : fraction de boues détruites par auto oxydation ; b= b'/1.42 = 0.06

- $X_a$  : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- $X_{\text{eff}}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet. on adopte généralement 30mg / l).

$$X_{\text{min}} = 1440,6 \text{ kg/j}$$

$$X_{\text{dur}} = 1152,5 \text{ Kg /j}$$

$$a_m L_e = 2736,5 \text{ Kg/j}$$

$$b X_a = 1817,3 \text{ Kg/j}$$

$$X_{\text{eff}} = 476,6 \text{ Kg/j}$$

Alors :

$$\Delta x = 3035,70 \text{ Kg/j}$$

**b. Concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :  $X_m$  : Concentration de boues en excès

$I_m$  : L'indice de Mohlman

$I_m$  : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :(100 ÷ 150)

Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend :  $I_m = 120$

$$X_m = \frac{1200}{120}$$

$$X_m = 10 \text{ Kg/m}^3$$

**c. Débit de boues en excès**

Ce débit est donné par :  $Q_{\text{excés}} = \frac{\Delta x}{X_m}$

$$Q_{\text{excés}} = 303,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

**d. Débit spécifique de bassin**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

-  $V$  : volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = 0,28 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

**e. Taux de recyclage**

- Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

- R : taux de recyclage(%)

$$R = 50\%$$

**f. Débit des boues recyclées**

$$Q_r = R Q_j$$

Donc :  $Q_r = 0.66 * 10784.76 = 7117.94$

$$Q_r = 7943,06 \text{ m}^3/\text{j}$$

**g. Age des boues**

C'est le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X}$$

Donc :

$$A_b = 12 \text{ jours}$$

**VI.5.2.5.Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)**

**Données**

- Vitesse ascensionnelle :  $2,5 < V_{asc} < 3$  on prend  $V_{asc} = 2,5 \text{ m/h}$

**f. Surface horizontale du décanteur**

$$S_h = Q_{ptp} / V_{asc}$$

$$S_h = 5562 \text{ m}^2$$

**g. Hauteur du clarificateur**

Hauteur du décanteur est :  $H = (3 \div 5) \text{ m}$ .

On prend : **H=3m**

**h. Volume du décanteur**

$$V = S_h \times H$$

$$V = 16686 \text{ m}^3$$

**i. Diamètre du décanteur**

On prévoit 5 décanteurs d'une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}}$$

$$D = 29 \text{ m}$$

**j. Temps de séjour**

$$T_s = V / Q$$

Au débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = V / Q_{ptp}$$

$$T_s = 5 \text{ h}$$

### Pour l'horizon 2043

Pour cet horizon on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons.

Le calcul du traitement secondaire à l'horizon 2043 sera effectué de la même manière que celui fait à l'horizon 2033.

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2043 sont représentés sur le tableau suivant.

**Tableau VI.7.** Résultats de calcul d'aérateur et du clarificateur à faible charge.

Désignations	Unités	2033	2043
<b>Données de base</b>			
Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}}$	$\text{m}^3/\text{j}$	15886,11	2713,65
Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}}$	$\text{m}^3/\text{h}$	661,92	113
Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{ptp}}$	$\text{m}^3/\text{s}$	0,927	0,150
Charge polluante à l'entrée du bassin $L_0$	$\text{m}^3/\text{h}$	5452,02	2786,70
Concentration de l'effluent en $\text{DBO}_5$ $S_0$	mg/l	343,2	1026
Charge polluante à la sortie $L_f$	Kg/j	476,58	81,41
Charge polluante éliminée $L_e$	Kg/j	4975,44	2705,29
Rendement de l'épuration $R$	%	91	91
<b>Dimensionnement du bassin d'aération</b>			
nombre de bassins	-	6	3
Volume du bassin $V$	$\text{m}^3$	10904	5573,4
Hauteur du bassin $H$	m	3	3
Surface horizontale du bassin $S_h$	$\text{m}^2$	606	372
Largeur du bassin $B$	m	7,5	12,5
Longueur du bassin $L$	m	81	30
La masse de boues dans le bassin $X_a$	Kg	36346,8	18578
Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$	$\text{Kg}/\text{m}^3$	3,33	3,33
Temps de séjours $t_s$ pour $Q_{\text{ptp}}$	h	3,3	10,3
<b>Besoin en oxygène</b>			
Quantité d'oxygène journalière	$\text{KgO}_2/\text{j}$	5529,54	2923,63
Quantité d'oxygène horaire	$\text{KgO}_2/\text{h}$	230,40	121,82
Quantité d'oxygène nécessaire pour un $\text{m}^3$	$\text{KgO}_2/\text{m}^3\text{j}$	0,51	0,52
Quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe	$\text{KgO}_2/\text{h}$	292,59	155,63

Besoin réel de pointe en oxygène	KgO <sub>2</sub> /h	430,28	228,87
<b>Caractéristiques de l'aérateur</b>			
puissance de l'aération nécessaire	Kw	146,30	114,44
Puissance de brassage	Kw	48,48	29,76
Nombre d'aérateur dans le bassin	-	3	4
<b>Bilan de boues</b>			
Quantité des boues en excès $\Delta x$	Kg/j	3035,7	1803,07
Concentration de boues en excès $X_m$	Kg/m <sup>3</sup>	10	10
Le débit de boues en excès $Q_{excé}$	m <sup>3</sup> /j	303,6	180,3
Le débit spécifique par m <sup>3</sup> de bassin $q_{sp}$	Kg/m <sup>3</sup> .j	0,28	0,32
Le taux de boues recyclées R	%	50	50
Le débit des boues recyclées $Q_r$	m <sup>3</sup> /j	7943,06	1356,83
Age des boues $A_b$	j	12	10,3
<b>Dimensionnement du décanteur secondaire</b>			
nombre	-	5	1
Volume du bassin V	m <sup>3</sup>	16686	2700
Hauteur du décanteur H	m	3	3
Surface horizontale du décanteur $S_h$	m <sup>2</sup>	5562	900
Le diamètre du décanteur D	m	38	34
Le temps de séjours pour $Q_{ptp}$	h	5	5

## VI.6. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée. une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

En Algérie. l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

### VI.6.1.Dose du chlore à injecter

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.



- ✓ On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

### Pour l'horizon 2033

#### a. Dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (\text{Cl}_2) \dots\dots\dots(V-26)$$

$$(\text{Cl}_2) = 5 \div 10 \text{ mg/l}$$

On utilise 10 mg/l

$$D_j = 158,92 \text{ Kg/j}$$

#### b. Quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 48°

$$\left[ \begin{array}{l} 1^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow 3.17 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO} \\ 48^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow X \end{array} \right.$$

$$X = 152,16 \text{ g de Cl}_2 / \text{NaClO}$$

#### c. Quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

$$\left[ \begin{array}{l} 1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow X \text{ Kg de Cl}_2 \\ Q_j \rightarrow D_j \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_j = 1,04 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j$$

#### d. Quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j \cdot 365$$

$$Q_a = 379,6 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

### VI.6.2. Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{\text{ptp}} = 645 \text{ m}^3 / \text{h} \text{ (débit de pointe au temps de pluie)}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

#### a. Volume du bassin

$$V = Q_{\text{pte}} * T_s$$

$$V = 1668,6 \text{ m}^3$$

#### b. Hauteur du bassin

$$\text{On fixe } H = 3 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

#### c. Surface horizontale

$$S_h = V/H$$

$$S_h = 556,2 \text{ m}^2$$

#### d. La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface  $S_h = L * B$

$$\text{On prend : } L = 2 * B$$

$$B = \sqrt{(S_h / 2)}$$

$$B = 16,7 \text{ m}$$

Alors :

**L=33,4m**

Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

B : largeur du bassin de désinfection.

### Pour l'horizon 2043

Pour cet horizon. on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✓ On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire)

Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau VI.8** : résultats de dimensionnement du bassin de désinfection.

Caractéristiques du bassin	Unité	2033	2043
Volume	m <sup>3</sup>	1668,6	270
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	556,2	90
Longueur	m	33,4	13,42
Largeur	m	16,7	6,71
Dose journalière en chlore	Kg/j	158,92	27,1
Quantité d'hypochlorite nécessaire	m <sup>3</sup> /j	1,04	0,18
Quantité annuelle d'hypochlorite	m <sup>3</sup> /an	379,6	65,7

### VI.7. Traitement des boues

Les boues provenant du décanteur primaire et secondaire sont admises dans une Filière de traitement qui comporte l'épaississement. la stabilisation et la déshydratation.

D'une façon générale. les équipements de la filière boue doivent être dimensionnés pour pouvoir traiter la totalité de la production de boue de la station sans provoquer d'accumulation anormale et prolonger de boue dans le décanteur primaire et le décanteur secondaire.

#### VI.7.1. Etude de la filière de traitement de boues pour la variante à moyenne charge

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaissement des boues ;
- Une digestion anaérobie ;
- Une déshydratation mécanique.

**VI.7.1.1. Dimensionnement de l'épasseur**

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire. La production journalière des boues est de :

**Pour l'horizon 2033**

**a. Boues issues du décanteur primaire**

Boues primaires :  $B_I = DBO_{5e} + MESe \dots \dots \dots (V-26)$

**$B_I = 4517 \text{ Kg/j}$**

**b. Boues issues du décanteur secondaire :**

Boues secondaires  $B_{II} = 2030,37 \text{ Kg/j}$

**Quantité totale journalière des boues sera**

$B_t = B_I + B_{II} \dots \dots \dots (V-27)$

Donc :

**$B_t = 6547,37 \text{ Kg/j}$**

**c. Concentration des boues**

A l'entrée de l'épasseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes:

- Boues primaires : (20÷30) g/l ;
- Boues secondaire : (10÷30) g/l .

**d. Calcul du débit journalier reçu par l'épasseur**

Le débit journalier de boues entrant dans l'épasseur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

- **Débit arrivant du décanteur primaire**

$Q_1 = B_I / S_1 \dots \dots \dots (V-28)$

**$Q_1 = 180,68 \text{ m}^3/\text{j}$**

$B_I$  : quantité issues du décanteur primaire

S1 : concentration des boues.

On prendra **S1 =25g/l**

• **Débit arrivant du décanteur secondaire**

$$Q_2 = B_{II} / S_2 \dots\dots\dots(V-29)$$

$$Q_2 = 203,04 \text{ m}^3/\text{j}$$

S2: concentration des boues.

On prendra **S2=10 g/l**

• **Débit total**

$$Q_t = Q_1 + Q_2 \dots\dots\dots(V-30)$$

$$Q_t = 383,72 \text{ m}^3/\text{j}$$

**e. Concentration du mélange**

$$S = B_t / Q_t \dots\dots\dots(V-31)$$

$$S = 17,06 \text{ Kg/m}^3$$

**e. Volume de l'épaisseur**

$$V = Q_t \cdot T_s \dots\dots\dots(V-32)$$

$$V = 767,44 \text{ m}^3$$

Ts : temps de séjours = 2j.

**f. Surface horizontale**

Pour une profondeur de H = 3m.

On calcule :

$$S_h = V / H$$

$$S_h = 255,81 \text{ m}^2$$

**g. Diamètre**

L'épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_h}{\pi}}$$

$$D = 18 \text{ m}$$

**h. Caractéristiques des boues épaissies**

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l.

**i. Calcul du débit des boues épaissies**

On prend :  $C_B = 80 \text{ g/l}$ .

$$Q_B = B_t / C_B \dots\dots\dots(V-33)$$

$$Q_B = 77,03 \text{ m}^3/\text{j}$$

**VI.7.1.2. Dimensionnement du digesteur**

**a. Temps de séjour du digesteur**

$$T_s = 175 * 10^{(-0.03.t)} \quad / t = 35^\circ\text{C}$$

$$T_s = 15.6 \text{ jours}$$

**b. Volume du digesteur**

$$V_d = Q_B \cdot T_s$$

$$V = 1202 \text{ m}^3$$

**c. Diamètre du digesteur**

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} \quad / H = 4 \text{ m}$$

$$D_d = 20 \text{ m}$$

**d. Surface horizontale**

$$S_h = \frac{\pi \cdot D_d^2}{4}$$

$$S_h = 314 \text{ m}^2$$

**e. Quantité de matières sèches des boues fraîches**

$$F_g = Q_B \cdot F_s \cdot K_s \dots\dots\dots(V-34)$$

$K_s$  : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$K_s = 1 \text{ tonne /m}^3$$

$F_s$  : la teneur en matières solides

$$F_s = 3 \text{ à } 4\%$$

On prend 4%

Donc :

$$F_g = 3 \text{ tonne /j}$$

**f. Quantité de matière organique dans la boue fraîche :**

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$F_o = 0.6 \cdot F_g \dots\dots\dots(V-35)$$

$$F_o = 1,8 \text{ tonne /j}$$

➤ **La quantité théorique du gaz produite  $Q_{\text{gaz}}$**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o \dots\dots\dots(V-36)$$

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (35)^{1/2} * 1.96$$

$$Q_{\text{gaz}} = 1469,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité moyenne du gaz**

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q'_{\text{gaz}} = 0.75 \cdot Q_{\text{gaz}} \dots\dots\dots(V-37)$$

$$Q'_{\text{gaz}} = 0.75 * 1600.18 = 1200.13 \qquad \qquad \qquad Q'_{\text{gaz}} = 1102,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du méthane (CH<sub>4</sub>)**

$Q_{\text{CH}_4} = (0.6 \text{ à } 0.65) Q'_{\text{gaz}}$  on prend  $Q_{\text{CH}_4} = 0.65 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0.65 * 1200.13 = 780.08 \qquad \qquad \qquad Q_{\text{CH}_4} = 716,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité du gaz carbonique CO<sub>2</sub>**

$Q_{\text{CO}_2} = (0.3 \text{ à } 0.35) Q'_{\text{gaz}}$  on prend  $Q_{\text{CO}_2} = 0.3 Q'_{\text{gaz}}$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0.3 * 1200.13 = 360.03 \qquad \qquad \qquad Q_{\text{CO}_2} = 385,77 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité restante de gaz**

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>...)

$$Q_{\text{rest}} = 0.05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0.05 * 1200.13 \qquad \qquad \qquad Q_{\text{rest}} = 55,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ **La quantité minérale dans la boue**

$$F_m = F_g - F_o = 3.27 - 1.96 \qquad \qquad \qquad F_m = 1,2 \text{ tonne/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées**

Elle est donnée par l'expression suivante ( $Q_r$ )

$$Q_r = F_{gf} \left( \left( \frac{1}{d_g} \frac{1}{f_g} \right) + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \dots\dots\dots(V-38)$$

Avec:

$f_g$  : teneur en matière solide dans la boue digérée  **$f_g = 10\%$**

$d_{ff}$  : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée  **$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$**

$d_g$ : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur  **$d_g = 1 \text{ T/ m}^3$**

$$F_{gf} = 1,00 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 1.66 (1/1 * 0.1 + 1/ 2 + 1 / 1) \qquad \qquad \qquad Q_r = 16,5 \text{ m}^3/\text{j}$$

**VI.7.1.3. Calcul du filtre Bande**

**a- La largeur des bandes de déshydratation**

On prend  $C_m=150 \text{ kg/m}^3/\text{h}$

$$C_m = B/L_b \quad \Longleftrightarrow \quad L_b = B/C_m$$

$$L_b = 1,82 \text{ m}$$

$C_m$ : la charge massique, elle est comprise entre 150 et 400  $\text{kg/m}^3/\text{h}$

$L_b$ : largeur de la bande

$q_{bss}$ : quantité de boue sortie du bassin de stabilisation

### b- nombre de bandes de déshydratation

Si la largeur d'une bande est de 2,5m donc on a

$$N = 1,82/2,5 = 0,73$$

$$N = 1$$

En prend

- Une pompe de reprises des boues stabilisées :  $28 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Une filtre à bandes : 2,5m de largeur de bande ;  $25 \text{ m}^3/\text{h}$  de capacité.

(Flux massique unitaire :  $740 \text{ kgMS/m}^2.\text{h}$ , soit  $15 \text{ m}^3/\text{h}$  avec des boues à  $50 \text{ g/L}$ ).

- Une pompe de lavage des toiles de débit unitaire  $21 \text{ m}^3/\text{h}$  à 6 bars. (SEAAL, 2007 )

### Pour l'horizon 2043

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau VI.9:** Calcul des ouvrages de traitement des boues à moyenne charge.

Désignations	Unités	2033	2043
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur primaire	kg/j	4517	2932,5
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	2030,37	1277,74

la quantité totale journalière des boues	Kg/j	6547,37	4210,24
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	383,72	245,07
La concentration du mélange	Kg/m <sup>3</sup>	17,06	17,18
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	77,03	52,63
Hauteur	m	3	3
Surface horizontal	m <sup>2</sup>	255,81	163,83
Volume	m <sup>3</sup>	767,44	490,14
Diamètre	m	18	14
<b>Dimensionnement du digesteur</b>			
Temps de séjour du digesteur	J	15,6	15,6
Volume	m <sup>3</sup>	1202	821
Diamètre	m	20	16
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	314	201
Hauteur	m	4	4
Quantité de matières sèches des boues	T/j	3	2
Quantité de matière organique des boues	T/j	1,2	1,2
Quantité du gaz produite	m <sup>3</sup> /j	1469,6	979,7
Quantité moyenne du gaz	m <sup>3</sup> /j	1102,2	734,775
Quantité du méthane	m <sup>3</sup> /j	716,43	477,60
Quantité du gaz carbonique	m <sup>3</sup> /j	385,77	257,17
Quantité restante de gaz	m <sup>3</sup> /j	55,1	36,7
Quantité minérale dans la boue	T/j	1,2	0,8
Quantité de boues digérées	m <sup>3</sup> /j	16,5	11,5
<b>Dimensionnement de filtre bande</b>			
Largeur de la bande	m	2,5	2,5
Nombre de bandes	-	1	1

### VI.7.2. Étude de traitement des boues de la variante à faible charge

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à aération prolongée sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs. la filière choisie pour le traitement de ces boues est composé des étapes suivantes :



- L'épaississement.
- Déshydratation mécanique

**Tableau VI.10:** Calcul des ouvrages de traitement des boues à faible charge.

Désignations	Unités	2033	2043
<b>Dimensionnement de l'épaississeur</b>			
Boues issues du décanteur secondaire	kg/j	3035,7	1803,07
Le débit total	m <sup>3</sup> /j	303,57	180,30
Temps de séjour	J	2	2
Volume	m <sup>3</sup>	607,14	306,62
Hauteur	m	3	3
Surface horizontale	m <sup>2</sup>	202,38	120,21
Diamètre	m	16	12
Débit des boues épaissies	m <sup>3</sup> /j	37,95	22,54
<b>Dimensionnement de filtre bande</b>			
Largeur de la bande	m	2,5	2,5
Nombre de bandes	-	1	1

### VI.7.3.Conclusion

Parmi les variantes d'épuration étudiée par le procédé boues activées. nous optons pour une épuration par boues activées à moyenne charge pour les raisons suivants :

- La taille de l'agglomération étudiée ;
- Réduction de la surface des ouvrages ;
- Qualité des eaux usées épurée satisfaisantes des rendements d'élimination de la pollution les 88%.

CHAPITRE VII :

CALCUL

HYDRAULIQUE

### VII.1. Introduction :

La station d'épuration ne peut recevoir en temps de pluie qu'un débit de 3 à 5 fois celui en temps sec.

Le déversoir d'orage sera installé sur le collecteur principal qui évacue les eaux usées et pluviales de la ville ZIGHOUD YOUCEF et DIDOUCHE MOURAD (réseaux unitaire).

Ainsi le déversoir d'orage permet la séparation des eaux car une partie du débit véhiculé par le collecteur principal est déversée directement dans un exutoire naturel qui est dans notre cas l'oued Smendou.

Pour cela on opte pour un déversoir type latéral.

#### VII.1.2. Données de base :

Nous projetons le déversoir d'orage pour l'horizon 2043

- débit de pointe en temps sec :  $Q_{pts} = 0,359 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Débit de pointe allant vers la station :  $Q_{ST} = 3 \times Q_{ts} = 1,077 \text{ m}^3/\text{s}$

#### VII.1.3. Détermination du débit déversée vers l'exutoire naturel :

Le débit allant vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie

$$Q_{ST} = 3 \times Q_{ts} = 1,077 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le déversoir d'orage sera dimensionné pour un débit pluvial plus un débit de pointe d'eaux résiduaires (eaux usées domestiques).

Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage en période pluviale un débit de l'ordre de:

$$Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{ts}$$

D'où:

$Q_{ent}$  : Débit entrant au déversoir d'orage ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$Q_{pl}$  : Débit pluvial ( $\text{m}^3/\text{s}$ )  $Q_{pl} = 2,087$  (d'après DRE de Constantine).

$Q_{ts}$  : Débit de pointe en temps sec ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

**A.N:** 
$$Q_{ent} = Q_{pl} + Q_{ts} = 2,087 + 0,359$$

$$Q_{ent} = 2,446 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc le débit allant vers l'exutoire sera :

$$Q_{dév} = Q_{ent} - Q_{ST}$$

A.N:

$$Q_{dév} = 1,369 \text{ m}^3/\text{s}$$

**VII.1.4. Calcul du diamètre du collecteur principal:**

a) à l'amont du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ent} = 2,446 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 0,2 \% \end{array} \right. \quad (\text{Annexe 2}) \Rightarrow D_{\text{amont}} = 1500 \text{ mm}$$

b) à l'aval du déversoir ;

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{\text{vers STEP}} = 1,077 \text{ m}^3 / \text{s} \\ I = 3,3 \% \end{array} \right. \quad (\text{Annexe 2}) \Rightarrow D_{\text{aval}} = 800 \text{ mm}$$

**VII.1.5. Calcul des niveaux d'eau dans le collecteur principal**

• Calcul du débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{1}{\eta} \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S \dots\dots\dots (\text{Formule de Maning})$$

$$R_h = \frac{D}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3$$

$$\eta = 0,0133 \Rightarrow k = \frac{1}{\eta} = 75$$

AN :

$$Q_{ps} = 2,83 \text{ m}^3/\text{s} = 2830 \text{ l/s}$$

- **La hauteur de remplissage correspondant au débit entrant**

Le rapport du débit dans ce cas est :

$$\frac{Q_{ent}}{Q_{ps}} = 0,52 \Rightarrow \frac{h_1}{D} = 0,50 \quad (\text{Annexe 1})$$

AN :

$$h_1 = 0,5 \times 1,5 = 0.750\text{m} \quad \mathbf{h_1 = 750\text{mm}}$$

- **La hauteur de remplissage correspondant au débit transitant vers la STEP**

$$\frac{Q_{st}}{Q_{ps}} = 0,52 \Rightarrow \frac{h_2}{D} = 0,50 \quad (\text{Annexe 1})$$

A.N:

$$\text{Donc : } h_2 = 0.5 \times 0,800 = 0.400\text{m} \quad \mathbf{h_2 = 400 \text{ mm}}$$

- **La hauteur déversée**

$$h_{dv} = \frac{h_1 - h_2}{2} \Rightarrow h_{dv} = 175\text{mm}$$

### VII.1.6. Calcul de la longueur du déversoir

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dév} = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h_s^{3/2}$$

Avec :

$\mu$ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ( $\mu=0,6$ )

b : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

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

$h_{dv}$ : La hauteur déversée .

Donc :

$$b = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_{dév}}{0,60 (2.g)^{0,5} (h_s)^{1,5}}$$

Donc :

$$b = 10,55m$$

## VII.2.Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

### VII.2.1.Côtes du terrain naturel des ouvrages

Ces côtes sont tirées du plan d'implantation suivant la position topographique de chaque ouvrage.

**Tableau VII.1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station**

Désignation des ouvrages	Côtes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	414,02
Dessableur-deshuilleur	414
cuve de distribution I	413,58
Décanteur primaire	413,38
Bassin d'aération	413,04
cuve de distribution II	412,88
Décanteur secondaire	412,37
Bassin de désinfection	412,02

**VII.2.2. Calcul des pertes de charges, diamètre et la longueur des conduites reliant les ouvrages de la station d'épuration :**

Nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

- ✓ K : coefficient de perte de charge ;
- ✓ Q : débit en m<sup>3</sup>/s ;
- ✓ L : longueur de la conduite ;
- ✓ D : diamètre de la conduite ;
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;
- ✓ Cp<sub>A</sub> : Côte du plan d'eau au point A ;
- ✓ Cp<sub>B</sub> : Côte du plan d'eau au point B.

**Tableau VII.2 : valeurs de K, m et β**

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour le PEHD, on a :

- ✓ K=0,001052
- ✓ m=4,774
- ✓ β=1,77

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}}$$

### Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{\text{éq}} = 1,15. L_{\text{réelle}}$$

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les distances sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :**

Ouvrages	L réelle (m)
Dégrilleur – Dessableur-deshuilleur	2,65
Dessableur-deshuilleur – cuve de distribution I	15,27
cuve de distribution I– Décanteur I	24,5
Décanteur I - Bassin d'aération	29,38
Bassin d'aération - cuve de distribution II	11,73
cuve de distribution II- Décanteur II	27,49
Décanteur II- Bassin de désinfection	42,17

### VII.2.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de Bernoulli donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2}$$



- $P_1/W$  et  $P_2/W$  : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$  et  $V_2/2g$  : énergies cinétiques en (1) et (2).
- $Z_2$  et  $Z_1$  : cotes des points (1) et (2).
- $H_{1-2}$  : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose :  $P_1/W = H_1$  et  $P_2/W = H_2$

Donc :  $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$  : cote piézométrique au point (1).

$C_{p2} = H_2 + Z_2$  : cote piézométrique au point (2).

$C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$

#### VII.2.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques.

##### ➤ Conduite dégrilleur -désableur (A-B) :

On a :

- Côte du radier du dégrilleur(A) : 414,02m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où :  $C_{pA}=415,02m$
- Côte du radier du désableur-déshuileur(B) :412,25m ;
- Hauteur d'eau : 2,5m
- D'où :  $C_{pB}:414,75m$
- $L=2,65m$

##### Diamètre :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{pA} - C_{pB})}}$$

$$D = 0,199m$$

$$D_n=200mm$$

##### Cote piézométrique

$$D'où \text{ on aura : } C_{pB}' = C_{pA} - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}'=414,71m$$

➤ **Conduite déssableur - cuve de distribution I (A-B) :**

- $C_{pA}'=414,71\text{m}$
- Côte du radier de cuve de distribution I (B) :413 m ;
- Hauteur d'eau : 1m
- D'où :  $C_{pB}:414\text{m}$
- $L=15,27\text{ m}$

**Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,235\text{m}$$

**$D_n=250\text{mm}$**

**Cote piézométrique**

$$D'où\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}'=414,09\text{m}$$

➤ **Conduite cuve de distribution I- décantation I (A-B) :**

- $C_{pA}'=414,09\text{ m}$
- Côte du radier de décantation I (B) :410,8m ;
- Hauteur d'eau : 3m
- D'où :  $C_{pB}:413,8\text{m}$
- $L=24,5\text{ m}$

**Diamètre**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,313\text{m}$$

**$D_n=315\text{mm}$**

**Cote piézométrique :**

$$D'où\ on\ aura : C_{pB}' = C_{pA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{pB}'=413,76\text{m}$$

➤ **Conduite décantation I -d'aération (A-B) :**

- $C_{pA}'=413,76\text{m}$
- Côte du radier d'aération : 410,4m ;
- Hauteur d'eau : 3m

- D'où :  $C_{PB}:413,4m$
- $L=29,38m$

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,311m$$

**$D_n=315mm$**

**Cote piézométrique**

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PB}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 413,36m$$

➤ **Conduite d'aération- cuve de distribution II (A-B) :**

- $C_{PA}'=413,36m$
- Côte du radier de cuve de distribution II (B) :412,2m ;
- Hauteur d'eau : 1 m
- D'où :  $C_{PB}:413,2m$
- $L=11,73\ m$

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,180m$$

**$D_n=200mm$**

**Cote piézométrique :**

$$D'ou\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}' = 413,2m$$

➤ **Conduite cuve de distribution II- clarificateur II (A-B) :**

- $C_{PA}'=413,2m$
- Côte du radier du bassin de clarificateur II (B) :409,2m ;
- Hauteur d'eau : 3 m

- D'où :  $C_{PB}:412,2\text{m}$
- $L=27,49\text{ m}$

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,247\text{m}$$

$$D_n=250\text{mm}$$

**Cote piézométrique :**

$$D'où\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}'=412,09\text{m}$$

➤ **Conduite clarificateurII- bassin de désinfection (A-B) :**

- $C_{PA}'=412,09\text{m}$
- Côte du radier du bassin de désinfection(B) :408,6m ;
- Hauteur d'eau : 3 m
- D'où :  $C_{PB}:411,6\text{m}$
- $L=42,17\text{ m}$

**Diamètre :**

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = 0,314\text{m}$$

$$D_n=315\text{mm}$$

**Cote piézométrique :**

$$D'où\ on\ aura : C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow C_{PB}'=413,2\text{m}$$

**Tableau : VII.4 : Récapitulatif des résultats :**

Désignations	Cote terrain (m)	Cote radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
dégrilleur	414,02	414,02	1	415,02
déssableur déshuileur	414	412,25	2,5	414,71
cuve de distribution I	413,56	413	1	414,09
décanteur primaire	413,38	410,8	3	413,76
bassin d'aération	413,04	410,4	3	413,36
cuve de distribution II	412,88	412,2	1	413,2
décanteur secondaire	412,37	409,2	3	412,09
bassin de désinfection	412,02	409,45	3	411,52

### VII.3.CONCLUSION

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

1. Dimensionner le déversoir d'orage à l'entrée du step
2. Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station ;
3. Déterminer les longueurs et les diamètres des conduites reliant ces ouvrages;
4. Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

## Conclusion générale

Afin de préserver la santé publique et l'environnement contre la pollution d'origine physico-chimique et microbiologique véhiculée par les eaux usées et qui sont rejetées sans aucun traitement préalable dans l'Oued Smendou, nous avons fait la conception d'une station d'épuration de la ville ZIGHOUD YUCEF et DIDOUCHE MOURAD.

Aussi, la conception des stations d'épuration en Algérie, est devenue aujourd'hui une grande nécessité surtout avec la crise du manque d'eau potable. De ce fait, il n'est plus question d'irriguer avec de l'eau potable mais avec de l'eau épurée.

Le choix du procédé à boues activées a été motivé d'une part par la qualité des eaux usées à traiter qui sont à caractère biodégradable et d'autre par le fait que c'est une technique d'épuration utilisée pour le traitement des eaux usées d'origine urbaine et reste la technique la plus répandue de par le monde et notamment en Algérie vu les nombreux avantages qu'elle présente.

Dans notre travail, deux variantes ont été étudiées :

- Boues activées à moyenne charge
- Boues activées à faible charge

Nous avons opté pour la variante à moyenne charge pour les raisons suivantes :

- La taille de l'agglomération étudiée.
- Un rendement épuratoire satisfaisant

Et comme toute autre station d'épuration de ce type, une grande quantité de boues est produite et la valorisation de ces boues est une autre perspective dont pourront bénéficier les agriculteurs de la région.

Il nous faut cependant souligner qu'une station d'épuration n'est durable que par une bonne gestion par un personnel qualifié.

# Références bibliographiques

**Baumont S, Camard JP, Lefranc A, Franconi A. (2004).**, Réutilisation des eaux usées:risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS.

**Bollag. (1998).**, Interaction entre les minéraux des sols, les composés organiques et les microorganismes. Ed. Scientifique, Regist n°404, Synposum n°41.

**Chellé F., Dellale M., Dewachter M., Mapakou F., Vermey L. (2005).**,

L'épuration des eaux : pourquoi et comment épurer Office international de l'eau

**Desjardins R. (1997).**, Le traitement des eaux. 2ème édition. Ed. Ecole polytechnique de Montréal, Canada, 303p

**Edline F. (1979).**,L'épuration biologique des eaux résiduaires. Ed. CEBEDOC, Paris, 306p

**Faby J.A., Brissaud F. (1997).**, L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation.

**Gaid, Abdelkader(1985).**, Epuration biologique des eaux usées urbaines Edition Office des publications universitaires (Alger). 1985

**Lazarova V. (2003).**,L'intérêt de laréutilisation des eaux usées : analyses d'exemples mondiaux. Techniques, Sciences et Méthodes, 9 : 64-85

**Martin G. (1979).**, Le problème de l'azote dans les eaux. Ed technique et documentation.

**Office international** de l'eau, « Développer les compétences pour mieux gérer l'eau », 2005

**Rodier J., Bazin C., Bourtin J.P., Chambon P., Champsaur H., Rodi L. (2005).**,  
L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer. Ed. Dunod, Paris.8eme  
Edition, 1383p

**SEAAL (2007).**, Station d'épuration de Beni Messous, Notice de fonctionnement et  
d'exploitation, Alger, 66p.

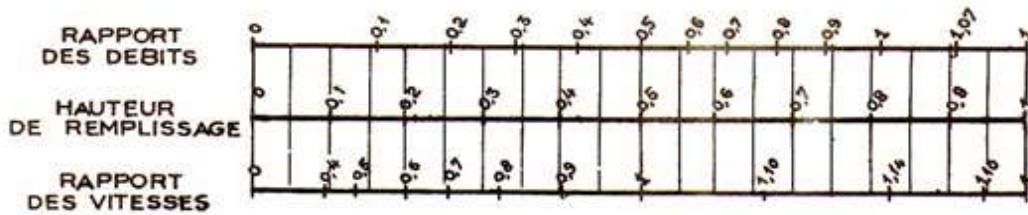
**Vaillant J.R. (1974).**, Perfectionnement et nouveautés pour l'épuration des eaux  
résiduaires : eaux usées urbaines et eaux résiduaires industrielles. Ed. Eyrolles. Paris



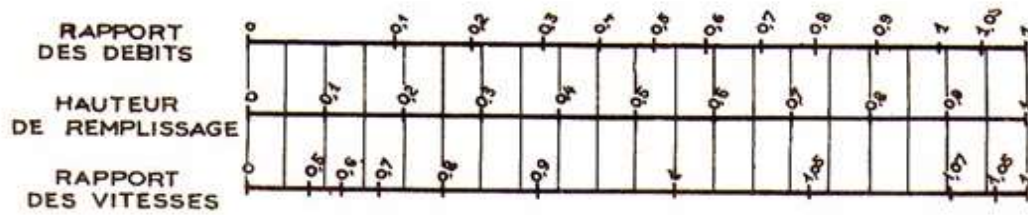
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux  $3/10$ , le débit est les  $2/10$  du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les  $78/100$  de la vitesse correspondant au débit à pleine section

**RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF**  
(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)

