

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: ASSAINISMENT

THEME DU PROJET :

**CONCEPTION D'UNE STATION D'EPURATION DE LA
VILLE DE DAMOUS (W.TIPAZA)**

PRESENTE PAR :

M^r BENAOUA Youcef

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M ^{me} S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M ^r Y.BOUNNAH	M.A.B	Examineur
M ^r M.TAARABET	Ingénieur (APC de bouinnan)	Invité
M ^r A. HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Session- 2014

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu, de m'avoir octroyé les moyens pour être où j'en suis aujourd'hui.

Mes plus grands remerciements sont naturellement pour Mr, HACHEMI qui m'a encadré tout au long de ma thèse. Ma considération est inestimable.

Mes plus grands remerciements :

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Une pensée affectueuse va à mes amies : Khalil, halim, Mahmoud, amar, moussa, Mostapha et khalifa.

Un merci à tout mes amis à l'école chacun avec son nom.

Ces avant-propos seraient incomplets sans un remerciement adressé aux membres de ma famille, en particulier mes parents. Ce travail leur appartient à tous.

Youcef

Dédicace

A mes très chers parents qu'ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle du beur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes sœurs : Assai et Saliha

A mon frère : Mohamed, Adnane et Zakaria

A mes oncles maternels et paternels.

A mes amis : Khalil, Halim, Mahmoud, Moussa, Mohamed, Amar, Yasser, Hamza.

A mes amis : et tous mes amis de l'école.

Yousef

ملخص:

إن إقامة محطة التصفية على مستوى مدينة الداموس (تبيازة) ضرورة ملحة من أجل حماية الصحة العمومية و حماية محيط "واد الداموس" لأن هذا الأخير يصب مباشرة في البحر.

في هذا العمل قمنا بدراسة مقارنة بين خيارين لهذه المحطة من أجل إنشاء محطة مناسبة لطبيعة المياه المستعملة في هذه المدينة على ضوء خصائص كل خيار و بناء على مزاياه و عيوبه.

Résumé :

La réalisation d'une station d'épuration au niveau de la ville de Damous (Tipaza) est nécessaire afin de protéger la santé publique, ainsi que le milieu récepteur (Oued de Damous) car ce dernier déverse directement vers la mer.

En ce présent travail, nous avons opter pour réaliser une étude comparative entre deux variantes.

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

Abstract:

The realization of a purification station at the level of the city of Damous (Tipaza) is necessary in order to protect the public health, as well as the receiving environment (Oued of Damous) because this last pours directly toward the Sea. In this work, we have made a comparative survey between two variants.

The choice of this purification variant and the dimensionality of its different works of treatment have been done to basis of the economic results, as well as the advantages and the disadvantages of every variant.

Sommaire

Introduction général	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I.1. Situation administrative et géographique	2
I.2. Analyse physique du site	2
I.2.1. Géomorphologie	2
I.2.2. Climatologie et hydrogéologie.....	3
I.3. Potentialités de développement	5
I.4. Situation démographique	6
I.6. Situation hydraulique	7
I.5. Occupation des sols au niveau de Damous	7
I.6.2. Eaux souterraines	7
I.6.3. Les eaux de surface	7
I.6.4. Réseau d'assainissement	7
Conclusion	7

Chapitre II : Différents procédés d'épuration biologique des eaux usées

Introduction	8
II.1. Les techniques intensives classiques	8
II.2. Les techniques extensives ou naturelles	12
Conclusion	20

Chapitre III : Procédé d'épuration biologique par boues activée

Introduction	21
III.1. Composants d'une unité biologique	21
III.2. Le fonctionnement du procédé à boues activées	21
III.3. Paramètres de traitement	25
III.4. Choix du procédé d'épuration.....	26
III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire	27
III.6. Avantages et inconvénients	28
Conclusion	28

Chapitre IV : dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration

Introduction	29
IV.1. calcul de différents débits Pour l'horizon 2020	29
IV.2. calcul de différents débits Pour l'horizon 2040	30
IV.3. Les charges de pollution journalières	31
IV.A : Les prétraitements	32
IV.A.1. Introduction	32

IV.A.2.Dégrillage	33
IV.A.2.1.Grilles manuelles	33
IV.A.2.2.Grilles mécaniques	33
IV.A.3.Calcul du dégrilleur	34
IV.A.3.1.Horizon 2020	35
IV.A.3.2.Horizon 2040	35
IV.A.3.3.Perte de charge	36
Conclusion	37
IV.A.4.Dessablage-Déshuilage	37
IV.A.4.1.Dessablage	37
IV.A.4.1.1.Dessableurs couloirs simples	37
IV.A.4.1.2.Dessableur couloirs à vitesse constante	37
IV.A.4.1.3.Dessableurs à insufflation d'air ou dessableur aérés	37
IV.A.4.2.Déshuilage et dégraissage	38
IV.A.4.2.1.Dégraisseur et dessableur sépare	38
IV.A.4.2.2.Dessableur dégraisseur combiné	38
IV.A.4.3.Calcul du dessableur- déshuileur de la station	38
IV.A.4.3.1.Horizon 2020	40
IV.A.4.3.2.Horizon 2040	40
IV.A.4.4.Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur	42
IV.A.4.4.1.Horizon 2020	42
IV.A.4.4.2.Horizon 2040	42
IV.B : Les traitements primaires	43
IV.B.1. Introduction	43
IV.B.2.Classification de décanteurs	43
IV.B.2.1.Décanteurs statiques sans raclage	43
IV.B.2.1.1.Décanteurs coniques ou cylindro-coniques	43
IV.B.2.1.2.Décanteurs statique à flux horizontal	43
IV.B.2.2.Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues	43
IV.B.2.2.1.Décanteurs circulaires	43
IV.B.2.2.2.Décanteurs longitudinaux rectangulaires	43
IV.B.3.Choix du décanteur primaire	44
IV.B.4.Données de départ pour le calcul du décanteur primaire	44
IV.B.5.Dimensionnement du décanteur	44
IV.B.5.1. Horizon 2020	44
IV.B.5.2.Horizon 2040	45
IV.C.1.Introduction	47
IV.C : Les traitements secondaires	47
IV.C.2.Etude de la variante à moyenne charge.....	47
IV.C.2.1.Horizon 2020.....	47
IV.C.2.1.1.Dimensionnement du bassin d'aération	47
IV.C.2.1.2.Besoin en oxygène	49
IV.C.2.1.3.Système d'aération	50
IV.C.2.1.4.Calcul de l'aérateur de surface à installer	51
IV.C.2.1.5.Bilan de boues	52
IV.C.2.1.6.Décanteur secondaire (clarificateur)	55
1. Dimensionnement du clarificateur	55

IV.C.2.2.Horizon 2040	56
IV.C.3.Etude de la variante à faible charge	57
IV.C.3.1.Horizon 2020	58
IV.C.3.1.1.Donnée de base	58
IV.C.3.1.2.Dimensionnement du bassin d'aération	58
IV.C.3.1.3.Besoin en oxygène	59
IV.C.3.1.4. Calcul de l'aérateur de surface à installer	60
IV.C.3.1.4. Calcul de l'aérateur de surface à installer	61
IV.C.3.1.5.Décanteur secondaire (clarificateur)	61
IV.C.3.1.6.Bilan de boues	61
V.C.3.2.Horizon 2040	63
IV.D. La désinfection	65
IV .D.1.Introduction	65
IV .D.2.Dose du chlore à injecter	65
IV .D.2.1.Horizon 2020	65
IV .D.2.2.Horizon 2040	66
IV.E : Traitement des boues.....	67
IV.E.1.Introduction	67
IV.E.2.Variante à moyenne charge	67
IV.E.3.Dimensionnement de l'épaississeur	70
IV.E.4.Dimensionnement pour Horizon 2040	72
IV.E.5 .Variante à faible charge	75
Conclusion	75

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction	76
V.1.Déversoir d'orage	76
V.1.1. Choix du type de déversoir	76
V.1.4.Dimensionnement du déversoir d'orage.....	78
V.1.5.Dimensionnement de la conduite de fuite	78
V.1.6.Dimensionnement de la conduite By-pass	79
V.2.Profil hydraulique	79
Conclusion	80
Conclusion général.....	81

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Nombre de jour pluvieux pour chaque mois.....	3
Tableau I.2 . Précipitation moyenne pour chaque mois (2001-2010).....	3
Tableau I.3 : Températures.....	3
Tableau I.4 : Humidité	4
Tableau I.5 : Population future du centre urbain.....	7
Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées.....	26
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés	28
Tableau IV.1 : les charges de pollution journalières (calcul pratique)	32
Tableau IV.A.1 : espacement et épaisseur des barreaux	34
Tableau IV.A.2 : Récapitulatif des résultats	41
Tableau IV.B.1 : récapitulatif des résultats des calculs du décanteur.....	46
Tableau IV.C.1 : Charge massique en fonction de a'	49
Tableau IV.C.2 : Les résultats de l'horizon 2040 à moyenne charge	56
Tableau IV.C.3 : Les résultats de l'horizon 2040 à faible charge	63
Tableau IV.E.1 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge	75
Tableau IV.E.2 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge.....	77

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Damous.....	2
Figure .I.2 : Classement des zone de séisme en Algérie.....	5
Figure .II.1 : lit bactérien.....	10
Figure II.2 : Disque biologique	11
Figure II-3 : Schéma de principe d'un disque biologique.....	11
Figure II.5 : Infiltration-percolation étanchée et drainée	14
Figure II.6 : Système drainé.....	14
Figure II.7 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical.....	16
Figure II.8 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal.....	17
Figure II.9 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.....	18
Figure II.10 : Schéma de principe d'un lagunage aéré.....	20
Figure III .1 : Boues activé à faible charge.....	22
Figure III.2 : Développement d'une culture bactérienne.....	24
Figure IV.E.1 : Schéma de traitement des boues à moyenne charge.....	76

Liste des planches

Planche 1 : Carte de situation de la zone d'étude ;

Planche 2: Vue en plan de la STEP ;

Planche 3: Ouvrages de traitement des eaux de la STEP de Damous (W.TIPAZA) ;

Planche 4 : Schémas détaillés du Bassin d'aération et Clarificateur de la STEP de Damous (W.TIPAZA) ;

Planche 5 : Profil hydraulique de la STEP de Damous (W.TIPAZA).

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est un bien précieux qui subit diverses pollutions et dégradations : les écosystèmes et la Santé des personnes en sont directement impactés. Les pollutions présentes dans l'eau sont d'origines diverses : industrielle, domestique ou agricole.

Les eaux usées qu'elles soient industrielles ou ménagères ne devraient pas être directement rejetées dans le milieu naturel, car elles peuvent engendrer de graves problèmes environnementaux et de santé publique. Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante qu'elles véhiculent. Par conséquent elles devraient être dirigées vers des stations d'épuration dont le rôle est de concentrer la pollution contenue dans les eaux usées sous forme d'un petit volume d'un résidu, les boues, et de rejeter une eau épurée répondant à des normes bien précises, et cela grâce à des procédés physico-chimiques ou biologiques.

Dans notre cas les eaux usées de la ville de Damous, sont déversées directement dans Oued de Damous qui se déverse dans la mer. Pour cela afin de protéger l'oued et la mer, on doit installer une station d'épuration pour traiter les eaux usées da ville.

Pour le dimensionnement de cette station, on prévoit deux variantes, une à moyenne charge et l'autre à faible charge et en se basant sur plusieurs paramètres, technique, environnemental,...etc. ; on pourra choisir la variante qui convient le mieux pour notre situation.

Chapitre I : Situation de la zone D'étude

Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I.1. Situation administrative et géographique :

La ville de DAMOUS est située dans le périphérique ouest de la wilaya de Tipaza, elle constitue la limite entre les wilayas de Tipaza, Chélif et Ain Defla.

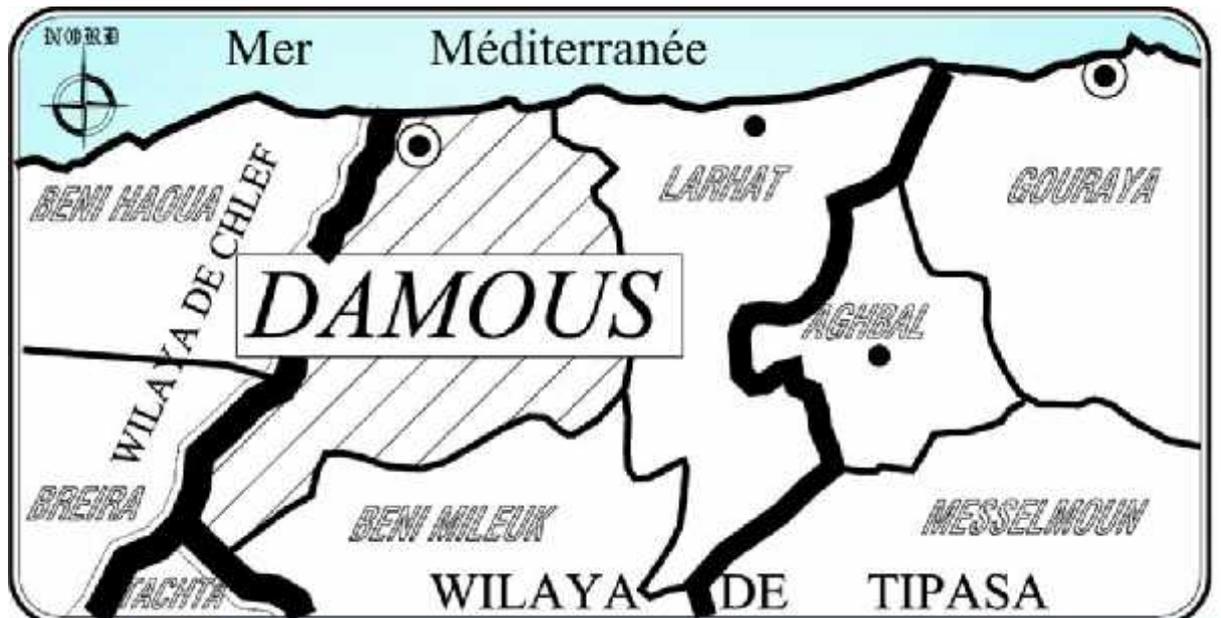


Figure I.1 : Situation géographique de la ville de Damous

La commune de DAMOUS est située à 75Km de Tipaza (chef-lieu de wilaya) et à 145Km d'Alger, elle couvre une superficie de 7458ha.

Les altitudes varient entre zéro (niveau de la mer) et 909m (au sud de la commune).

- ❖ Administrativement la commune de Damous est limitée par :
 - Au nord par la méditerranée ;
 - Au sud par la commune de Beni Mileuk ;
 - a l'est par la commune de Larhat ;
 - a l'ouest par la commune de Beni Haoua et Bereira (Wilaya de Chélif)

I.2. Analyse physique du site :**I.2.1. Géomorphologie :**

La ville de Damous est située au pied de montagne constituée de plusieurs montagnes dont en cite :

- ✓ La montagne de Nador qui culmine à 905 m à sidi Moulay Abdelkader.
- ✓ La montagne ERROF qui atteint 851 m à Koudiat Lawa

I.2.2.Climatologie et hydrogéologie :**a. Climatologie :****a .1 .Précipitation :**

En matière de précipitation la zone d'étude est caractérisée par une décroissance de précipitations d'ouest et est et de l'intérieur vers le littoral en ce qui concerne les variations saisonnières, les pluies d'hiver dominant avec 41% suivies de celles de l'automne pour le littoral et les vallées et de printemps pour les zones montagneuses.les pluies d'été ne représente que 3% sous forme d'épisode orageux.

Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°I.1 : Nombre de jour pluvieux pour chaque mois

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Jours pluvieux	5	9	10	10	10	8	10	7	6	5	1	3

Tableau N° .I.2. Précipitation moyenne pour chaque mois (2001-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
P (mm)	18	56	61	70	70	54	44	34	27	10	1	2

Source : DRE

D'après le tableau ci-dessus les pluies sont très irréguliers durant les saisons .elles sont abondantes es automne et en hiver et se caractérisent souvent par des orages et des tempêtes de vent. Elles sont variables et incertaines au printemps, nuls et irréguliers à l'été.

a.2.Températures :

La température est un facteur très influent sur le milieu naturel, elle favorise notamment les phénomènes évapotranspiration et l'érosion éolienne.

Tableau N°I.3 : Températures (2001-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
T(c°)	22,5	17,1	14,2	11,5	10,8	11,2	12,3	14,4	17,3	21,4	24,4	24,5

Source : DRE

La température moyenne annuel pour les 12 mois est de 16.8°C, l'année peut se diviser en deux semestres : l'un est froid et l'autre est chaud. Les températures de la région

varient du maximum=24.5°C vers le minimum =10.8°C .notons que des journées de gel peuvent affecter la région en hiver.

Tableau N°I.4 : Humidité

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Humidité Relatif	67	73	65	66	66	66	70	65	69	72	72	66

Source : DRE

Le taux d'humidité relative de l'air dans le sahel varie entre 72 et 65%. Il diminue en direction des montagnes .en outre, l'humidité est plus faible vers midi que le matin et le soir.

b. Hydrogéologie :

Du point de vue hydrogéologique, la région de Damous a une pluviométrie assez conséquente (400à600 mm/an) de ce fait, la constitution géologique des sols de la commune : terrain du quaternaire composées de galets, d'argiles schisteuse, niveaux sablo graveleux le long de l'oued Damous et de l'importante étendue du bassin versant de celui-ci cela devrait permettre une bonne alimentation de la nappe.

b.1. Pentas :

C'est un paramètre dont il faut tenir compte vu la configuration des sols, hors de l'agglomération car elles influent sur l'urbanisation.

Pontes de 0 à 5% : elles sont situées sur la frange littorale et dans la vallée des oueds, d'autres parcelles sont éparpillées à travers la commune. Elles occupent 16% du territoire.

Pente de 5% à15% : occupant près de 5% et une superficie de 371 Ha du territoire. Elles se situent au sud du chef-lieu Damous.

- Pentas de 10 à15 % : elles représentent près de 6% et sont éparses dans le commun surtout au Nord Est et au Sud-ouest.
- Pentas de 15à 20% : occupant près de 6%, elles sont également éparpillées à travers le territoire.
- Pentas de 20 à25% : repasses sur toute la commune, elles représentent environ 6%de la superficie totale.
- Pentas >25% : ces pentas couvrent environ 60% du territoire de la commune.

b.2. Sismicité :

C'est un paramètre qui, suite au dernier événement (Boumerdes), a pris une importance accrue et est devenu une obligation d'étude détaillée à envisager lors de toute construction (logement ou équipement)

La wilaya de Tipaza dans son ensemble est classée En zone 3 dans le RPA Version2003 revu et corrigé après le séisme de boumerdes.

Des études de génie civil seront également entreprises lors de toute construction nouvelle (logement ou équipement) dans le RPA. Des formulations strictes sont édictées concernant les fondations, la structure de construction, les détails (ferrage, poteaux.....) aussi est-il vivement recommandé aux autorités locales de n'approuver que les permis de construire dûment établis selon la réglementation en vigueur.

La zone d'étude se trouve sur la chaîne de l'Atlas tellien dont le prolongement est le glissement alpin, sujet à une intense activité tectonique de nos jours encore (plaque tectonique eurasiennne).

I.3.Potentialités de développement :

La commune de Damous dispose de potentialités qui peuvent lui permettre de jouer un rôle assez important mais qui nécessite une attention particulière de la part des autorités locales et des efforts considérables pour les mettre en valeur.

Les potentialités de la commune de Damous se limitent comme suit :

a. Potentiel naturel :**-Tourisme :**

Damous est une commune touristique grâce à sa position géographique et ses potentialités naturelles (forêts et littoral de 4,5 km)

-Agriculture :

C'est un potentiel non négligeable, la surface agricole utile SAU représente 32.51% de la surface totale de la commune de Damous, ce qui dénote l'importance du capital agricole à préserver.

b. Potentiel artificiel :

La commune est traversée d'Est en Ouest par seul axe routier important c'est la RN11 qui relie la côte Ouest (Alger – Oran)

- La commune de Damous est actuellement chef-lieu de Daïra dont dépendent également les communes de la Larhat et Beni Mileuk.

- La commune de Damous se situe dans la périphérie Ouest de la wilaya de Tipaza, elle constitue la limite entre les wilayas de Tipaza, Chlef, et de Ain Defla, c'est un lieu d'échange (marché de gros)
- Le barrage de « Kaf Eddir » c'est un facteur de développement de la commune dans les années à venir par son apport en eau potable et en irrigation (l'agriculture)

I.4. Situation démographique:

La population de la ville de Damous à taux d'accroissement moins élevé au court de cette étude, l'accroissement de la population sera calculée avec un taux de 2% par an à partir de l'année de référence 2008.

L'évolution démographique obéit à la loi des accroissements qui s'écrit :

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

Ou :

P_n : population future

P₀ : population de l'année de référence (2008).

n : nombre d'années.

T : taux d'accroissement = 2%

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population. Dans notre cas on a opté pour une dotation de 150 l/j/hab. suite aux informations recueillis auprès de la DRE de la wilaya de Tipaza.

• Tableau I-5 : Population future du centre urbain

Population en 2008	Taux d'accroissement	Population à l'an 2020	Population à long terme 2040
12293 hab.	2%	15591 (hab.)	23167 (hab.)

I.5. Occupation des sols au niveau de Damous :

Le territoire de la commune de Damous couvre une superficie de 7458 Ha qui s'étale sur trois zones différentes :

La plaine avec 21% du territoire communal, il se situe au sud du chef-lieu de Damous, sur la frange littorale et dans la vallée des Oueds, d'autre parcelles sont éparpillées à travers le territoire communal, soit une superficie de 1566 Ha.

Le piémont occupe 6% du territoire communal, il se situe surtout au Nord Est et au Sud Ouest, d'une superficie de 448Ha

La zone montagneuse de 73% du territoire de la commune soit une superficie de 5444 Ha

I.6. Situation hydraulique :

I.6.1. Ressources en eau :

L'infrastructure de mobilisation en eau de Damous est relativement réduite.

La ville tire ses ressources principalement des eaux souterraines de la nappe d'accompagnement d'Oued Damous et Oued harbile ; un apport appréciable sera tiré à partir des eaux de surfaces provenant du futur barrage de Kaf Eddir pour renforcer l'alimentation en eau potable de la ville.

I.6.2. Eaux souterraines :

Les terrasses de l'oued Damous renferment un niveau d'alluvions grossières d'une épaisseur variant entre 10 et 20 d'épaisseur et se trouvant à quelques mètres de profondeur.

I.6.3. Les eaux de surface :

Elles se résument dans les eaux du futur barrage de Kaf Eddir qui est en cour de réalisation. Le barrage occupe une superficie de 14050Ha, d'une hauteur de 61m, son volume retenu est de 186 millions de M³, son volume régularisé est de 60 millions de M³

I.6.4. Réseau d'assainissement :

Les eaux usées brutes de la Commune de Damous (Wilaya de Tipaza) est dotée d'un réseau unitaire, sont collectées au niveau du seul rejet de la ville de Damous et transférées vers la STEP.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude de conception d'une station d'épuration.

**Chapitre II Différents procédés
D'épuration biologique des eaux
usées**

Introduction :

Les eaux usées ménagères, industrielles et agricoles sont acheminées jusqu'à la station d'épuration, qui se situe le plus souvent à l'extrémité d'un réseau de collecte. L'eau est alors en partie traitée avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

L'objectif de la station d'épuration n'est pas de rendre l'eau potable mais acceptable par la nature. Les eaux sales provenant des égouts sont tout d'abord filtrées pour éliminer les débris. En les laissant ensuite reposer, on peut facilement récupérer les graisses qui flottent et les particules solides qui coulent. Il ne reste qu'à introduire des bactéries dans les bassins. Elles vont se nourrir des derniers déchets avant de couler. L'eau, enfin propre, peut retourner à la nature.

On peut distinguer trois opérations principales dans le traitement de l'eau :

- ✓ Le **pré traitement** et le **traitement primaire** qui comprends le dégrillage (qui élimine les déchets volumineux), le dessablage (qui permet d'extraire les sables), le déshuilage (qui débarrasse l'eau de ses corps gras) et la décantation primaire ou la boue est récupérée au fond du bassin.
- ✓ Le **traitement secondaire** se fait le plus souvent de manière « biologique », mais une voie « physico-chimique » peut la remplacer ou s'y ajouter. Le traitement physico-chimique permet une meilleure coagulation des boues et favorise notamment la fixation des phosphates provenant des engrais ou des activités agricoles. Le traitement secondaire comprend l'oxygénation (de l'oxygène est inséré dans l'eau pour la défaire des substances grasses restantes) et la décantation secondaire (qui permet d'extraire une deuxième quantité de boue).
- ✓ Le **traitement des boues** s'effectue parallèlement aux traitements de l'eau (avec la boue récoltée dans les bassins de décantation et durant la clarification)

II.1. Les techniques intensives classiques :

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- _ Les lits bactériens et disques biologiques ;
- _ Les boues activées ;
- _ Les techniques de biofiltration ou filtration biologique accélérée.[1]

II.1.1 .Lit bactérien :

Le principe de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler les eaux usées, préalablement décantées sur une masse de matériaux poreux ou caverneux qui sert de support aux micro-organismes (bactéries) épurateurs

Une aération est pratiquée soit par tirage naturel soit par ventilation forcée. Il s'agit d'apporter l'oxygène nécessaire au maintien des bactéries aérobies en bon état de fonctionnement. Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contrecourant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. [4]

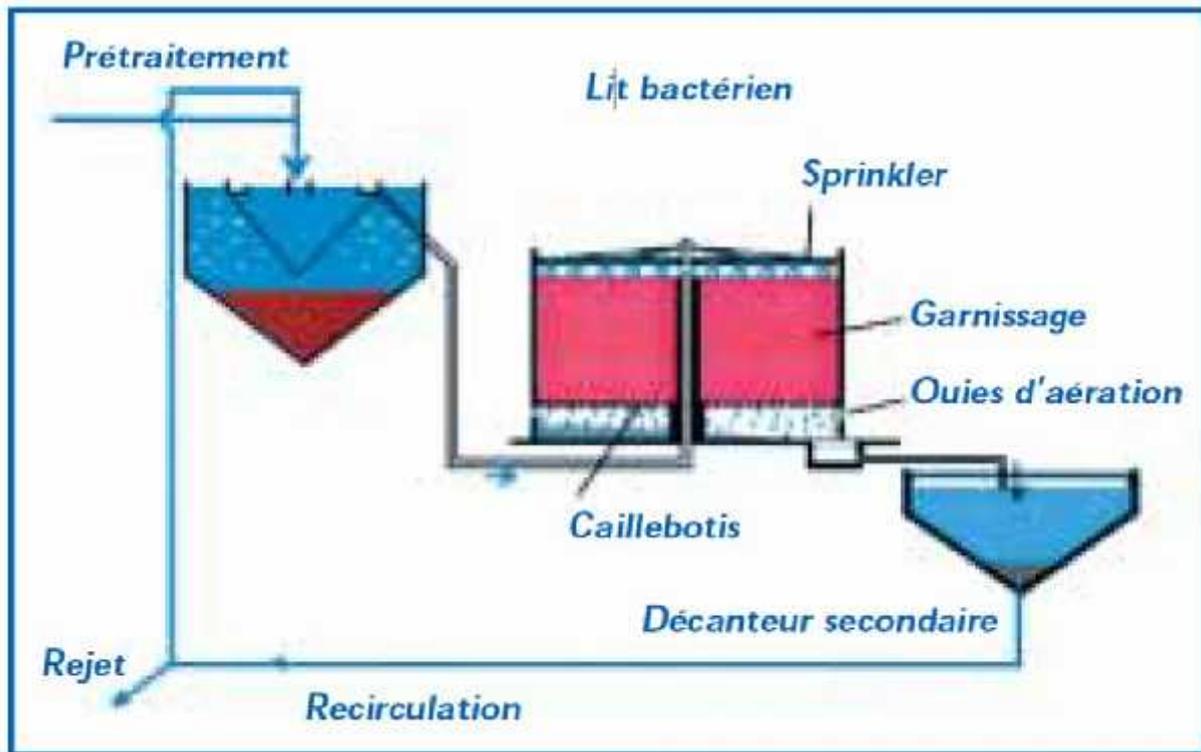


Figure II-1 : lit bactérien

II.1.2. Disques biologiques :

Une autre technique faisant appel aux cultures fixées est constituée par les disques biologiques tournants.

Les micro-organismes se développent et forment un film biologique épurateur à la surface des disques. Les disques étant semi-immergés, leur rotation permet l'oxygénation de la biomasse fixée.

Il convient, sur ce type d'installation, de s'assurer :

- ✓ de la fiabilité mécanique de l'armature (entraînement à démarrage progressif, bonne fixation du support sur l'axe),
- ✓ du dimensionnement de la surface des disques (celui-ci doit être réalisé avec des marges de sécurité importantes).

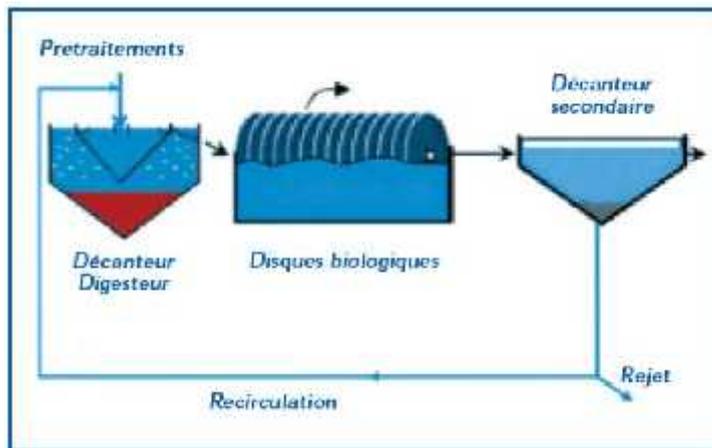


Figure II.2 : Disque biologique

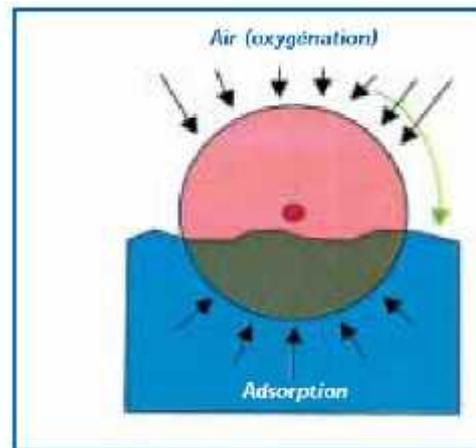


Figure II-3 : Schéma de principe d'un disque biologique

D'autres procédés à cultures fixées, tels que les biofiltres, sont plutôt adaptés aux plus grandes collectivités bénéficiant de gros moyens techniques et humains et souffrant d'une pression foncière très élevée.[4]

II.1.3. Boues activées :

Le principe des boues activées réside dans une intensification des processus d'autoépurations que l'on rencontre dans les milieux naturels.

Le procédé "boues activées" consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases "eaux épurées" et "boues épuratrices" sont séparées.

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire ;
- le bassin d'activation (ou bassin d'aération) ;
- le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues ;
- l'évacuation des eaux traitées ;
- les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.

II.1.4. Avantages et inconvénients des différentes filières intensives :

II.1.4.1. Lit bactérien et disque biologique :

Avantage :

- Faible consommation d'énergie ;
- Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique des boues activées ;
- Bonne décantabilité des boues ;
- Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées ;

- Généralement adaptés pour les petites collectivités ;
- Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). [2]

Inconvénient :

- Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ;
- coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ;
- nécessité de prétraitements efficaces ;
- Sensibilité au colmatage ;
- ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés. [2]

II.1.4.2. Boue activée :**Avantage :**

- adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ;
- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ;
- adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ;
- Boues légèrement stabilisées ;
- facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée.

Inconvénient :

- Coûts d'investissement assez importants ;
- Consommation énergétique importante ;
- nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ;
- Sensibilité aux surcharges hydrauliques ;
- Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser ;
- forte production de boues qu'il faut concentrer.[2]

Les avantages de ces techniques font qu'elles rencontrent un grand succès auprès de l'ensemble des agglomérations.

Autre atout, en particulier pour les boues activées, elles font l'objet de recherches assez poussées de la part des grands groupes de l'eau et l'on peut trouver facilement des publications détaillées relatives à leur dimensionnement et aux innovations permettant d'améliorer les rendements sur tel ou tel paramètre. Néanmoins les lits bactériens et les disques biologiques restent, si on respecte les règles de dimensionnement évoquées précédemment, des techniques particulièrement adaptées aux petites agglomérations car elles présentent des coûts d'exploitation bien moindres :

- ✚ Beaucoup moins d'énergie consommée (jusqu'à cinq fois moins par rapport à une boue activée),
- ✚ Nécessité d'un personnel moins nombreux pour la conduite de ce type de station rustique ...

Ces techniques peuvent être utilisées en combinaison avec des filières extensives. En particulier, les stations constituées d'un disque biologique ou d'un lit bactérien, suivies d'une lagune de finition, peuvent permettre d'obtenir des rejets d'excellente qualité (élimination des nutriments, fort abattement des germes pathogènes).

Nous ne détaillerons pas plus les filières intensives au sein de ce guide. En revanche nous nous attacherons à décrire des techniques moins connues à savoir les techniques extensives d'épuration.

Par ailleurs, ce guide s'intéressant à l'épuration des agglomérations et des industries raccordées, nous n'aborderons pas les techniques spécifiques à l'assainissement autonome (fosses septiques avec épandage ou lit filtrant, fosse d'accumulation...).[2]

II.2. Les techniques extensives ou naturelles :

Les techniques dites extensives sont des procédés qui réalisent l'épuration à l'aide de cultures fixées sur support fin ou encore à l'aide de cultures libres mais utilisant l'énergie solaire pour produire de l'oxygène par photosynthèse. Le fonctionnement de ce type d'installation sans électricité est possible, excepté pour le lagunage aéré pour lequel un apport d'énergie est nécessaire pour alimenter les aérateurs ou les matériels d'insufflation d'air.

Ces techniques se distinguent aussi des techniques évoquées précédemment par le fait que les charges surfaciques appliquées restent très faibles.[6]

Après avoir décrit les grandes lignes du fonctionnement des cultures fixées et des Cultures libres, nous détaillerons les techniques selon le plan suivant :

- ✚ Cultures fixées :
Infiltration-percolation ;
Filtre planté à écoulement vertical ;
Filtre planté à écoulement horizontal.

- ✚ Cultures libres :
Lagunage naturel ;
Lagunage à macrophyte ;
Lagunage aéré.

- ✚ Systèmes mixtes.

II.2.1. Les cultures fixées sur support fin :

Les procédés d'épuration à culture fixées sur support fin consistent à faire ruisseler l'eau à traiter sur plusieurs massifs indépendants.

Les deux principaux mécanismes sont :

Filtration superficielle :

Les matières en suspension (MES) sont arrêtées à la surface du massif filtrant et, avec elles, une partie de la pollution organique (DCO particulaire) ;

Oxydation :

Le milieu granulaire constitue un réacteur biologique, un support de grande surface spécifique, sur lequel se fixent et se développent les bactéries aérobies responsables de l'oxydation de la pollution dissoute (DCO dissoute, azote organique et ammoniacal).

L'aération est assurée par :

- une convection à partir du déplacement des lames d'eau ;
- une diffusion de l'oxygène depuis la surface des filtres et les cheminées d'aération, vers l'espace poreux.

II.2.1.1. L'infiltration-percolation sur sable

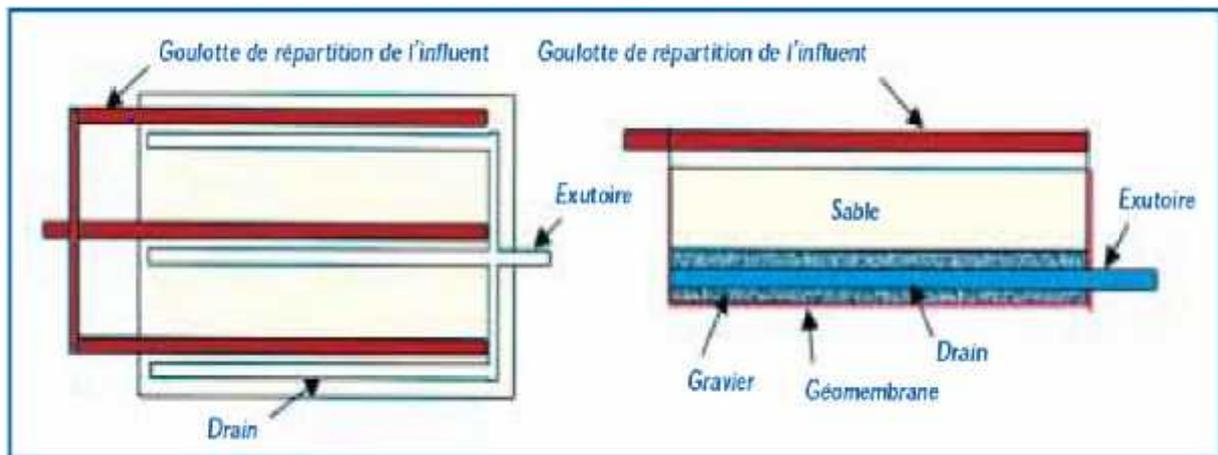


Figure II.5 : Infiltration-percolation étanchée et drainée

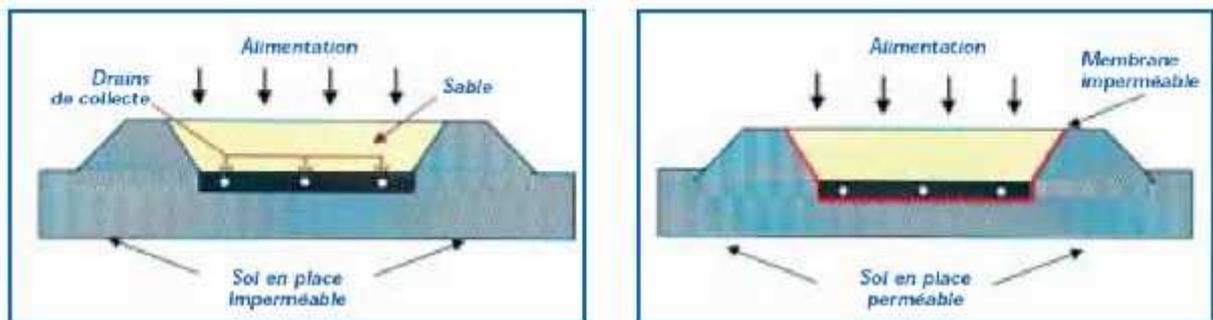


Figure II.6 : Système drainé

L'infiltration-percolation d'eaux usées est un procédé d'épuration par filtration biologique aérobie sur un milieu granulaire fin. L'eau est successivement distribuée sur plusieurs unités d'infiltration. Les charges hydrauliques sont de plusieurs centaines de litres par mètre carré de

massif filtrant et par jour. L'eau à traiter est uniformément répartie à la surface du filtre qui n'est pas recouvert. La plage de distribution des eaux est maintenue à l'air libre et visible. Une autre variante intéressante de l'épuration par le sol est constituée par les filtres à sable horizontaux ou verticaux enterrés. Ces techniques utilisées, avant tout, pour les situations relevant de l'assainissement autonome restent intéressantes pour l'assainissement autonome regroupé concernant quelques centaines d'équivalents-habitants. Pour un filtre à sable vertical enterré, un dimensionnement de 3,5 m² / hab. est nécessaire et une alimentation basse pression recommandée. [6]

Avantages techniques

- Excellents résultats sur la DBO₅, la DCO, les MES ;
- Nitrification poussée ;
- Superficie nécessaire bien moindre que pour un lagunage naturel ;
- Capacité de décontamination intéressante.

Inconvénients techniques

- nécessité d'un ouvrage de décantation primaire efficace ;
- risque de colmatage à gérer (d'où l'importance de l'emploi d'un sable "lavé" et de bonne granulométrie) ;
- nécessité d'avoir à disposition de grandes quantités de sable, ce qui peut engendrer des investissements importants s'il n'y en a pas de disponible à proximité ;
- Adaptation limitée aux surcharges hydrauliques.

II.2.1.2. Les filtres plantés à écoulement vertical :

Les filtres sont des excavations, étanchées du sol, remplies de couches successives de gravier ou de sable de granulométrie variable selon la qualité des eaux usées à traiter.

Contrairement à l'infiltration-percolation précédemment évoquée, l'influent brut est réparti directement, sans décantation préalable, à la surface du filtre. Il s'écoule en son sein en subissant un traitement physique (filtration), chimique (adsorption, complexations...) et biologique (biomasse fixée sur support fin). Les eaux épurées sont drainées. Les filtres sont alimentés en eaux usées brutes par bâchées. Pour un même étage, la surface de filtration est séparée en plusieurs unités permettant d'instaurer des périodes d'alimentation et de repos.

Le principe épuratoire repose sur le développement d'une biomasse aérobie fixée sur un sol reconstitué.[6]

La filière se compose :

- d'un dégrillage ;
- d'un premier étage
- de filtres verticaux ;
- d'un second étage de filtres verticaux.

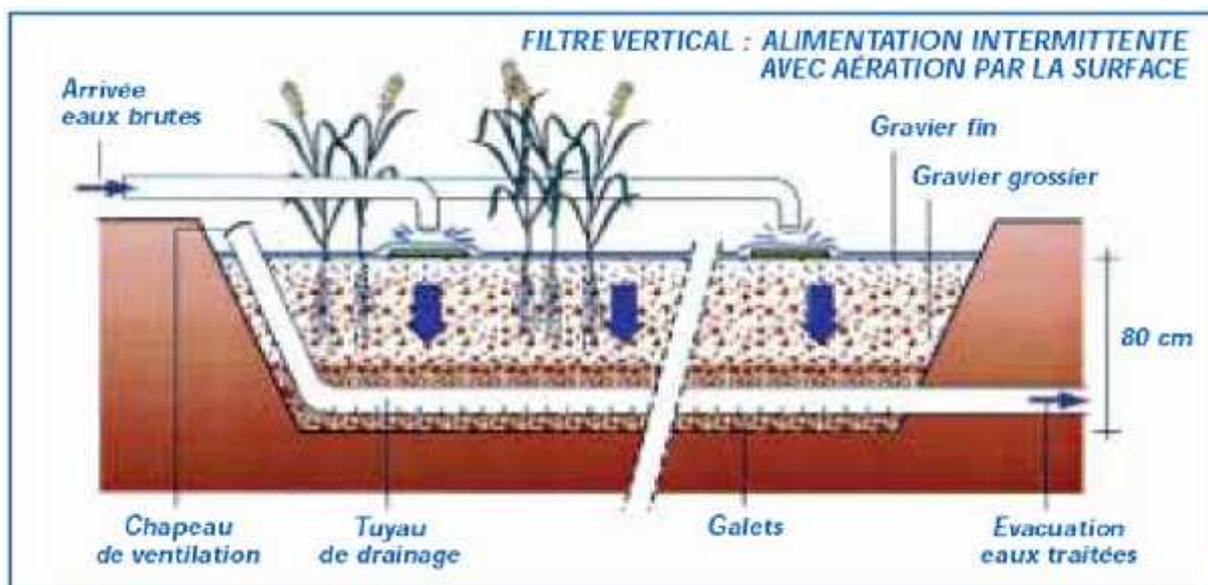


Figure II.7 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement vertical

Avantages techniques :

- Facilité et faible coût d'exploitation.
- Aucune consommation énergétique si la topographie le permet ;
- Possibilité de traiter des eaux usées domestiques brutes ;
- Gestion réduite au minimum des boues ;
- Bonne adaptation aux variations saisonnières de population.

Inconvénients techniques :

- Exploitation régulière, faucardage annuel de la partie aérienne des roseaux, désherbage manuel avant la prédominance des roseaux ;
- Utiliser cette filière pour des capacités supérieures à 2 000 EH reste très délicat pour des questions de maîtrise de l'hydraulique et de coût par rapport aux filières classiques.
- Une conception pour des tailles supérieures ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée concernant l'adaptation des bases de dimensionnement et les conditions à remplir pour s'assurer de la maîtrise de l'hydraulique ;
- Risque de présence d'insectes ou de rongeurs.[6]

II.2.1.2. Les filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal :

Dans les filtres à écoulement horizontal, le massif filtrant est quasi-totalement saturé en eau. L'effluent est réparti sur toute la largeur et la hauteur du lit par un système répartiteur situé à une extrémité du bassin ; il s'écoule ensuite dans un sens principalement horizontal au travers du substrat. La plupart du temps, l'alimentation s'effectue en continu car la charge organique apportée est faible.

L'évacuation se fait par un drain placé à l'extrémité opposée du lit, au fond et enterré dans une tranchée de pierres drainantes. Ce tuyau est relié à un siphon permettant de régler la hauteur de surverse, et donc celle de l'eau dans le lit, de façon à ce qu'il soit saturé pendant la période d'alimentation. Le niveau d'eau doit être maintenu environ à 5 cm sous la surface du matériau.

En effet, l'eau ne doit pas circuler au-dessus de la surface pour ne pas court-circuiter la chaîne de traitement ; il n'y a donc pas d'eau libre et pas de risque de prolifération d'insectes.[6]

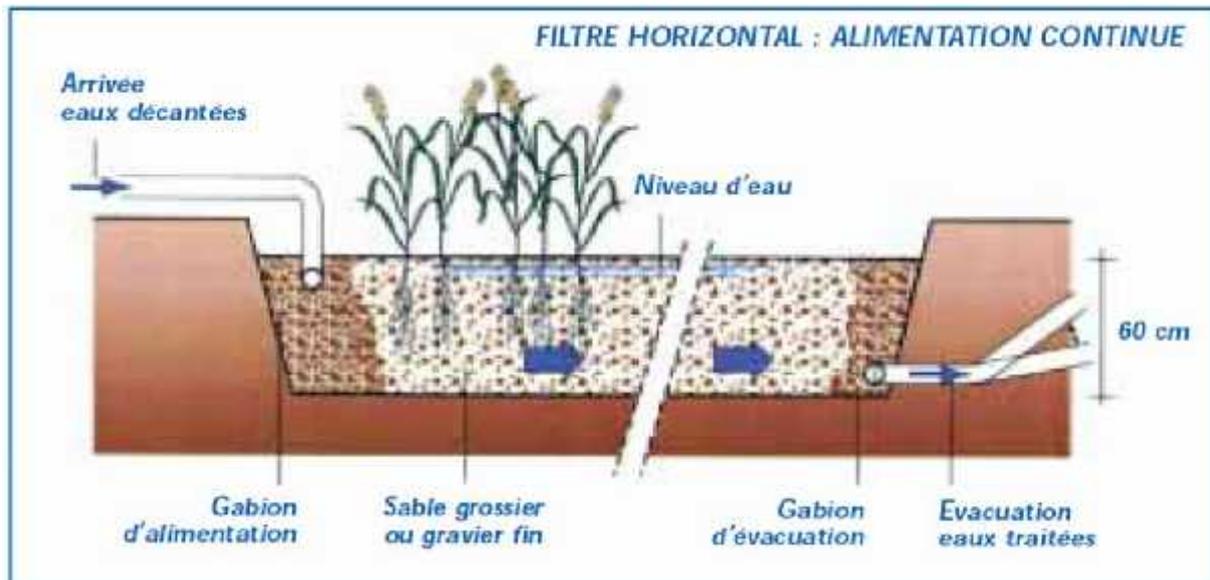


Figure II.8 : coupe transversale d'un filtre planté à écoulement horizontal

Avantages techniques :

- Faible consommation énergétique : ne nécessite pas une pente importante pour l'écoulement par gravité ;
- Aucune nécessité d'une qualification poussée pour l'entretien ;
- Bonne réaction aux variations de charge.

Inconvénients techniques :

- L'emprise au sol est importante ;
- Une installation pour des tailles d'environ 4.000 EH ne peut s'envisager que sous réserve d'une réflexion poussée des conditions d'adaptation des bases de dimensionnement et de l'assurance de la maîtrise de l'hydraulique.

II.2.2. Cultures libres :

Le processus d'épuration par "cultures libres" repose sur le développement d'une culture bactérienne, de type aérobie principalement. L'oxygène provient de diverses sources selon les filières.

II.2.2.1. Lagunage naturel :

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée. Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique.

Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations

Interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées “macrophytes”. Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique.

En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau. [6]

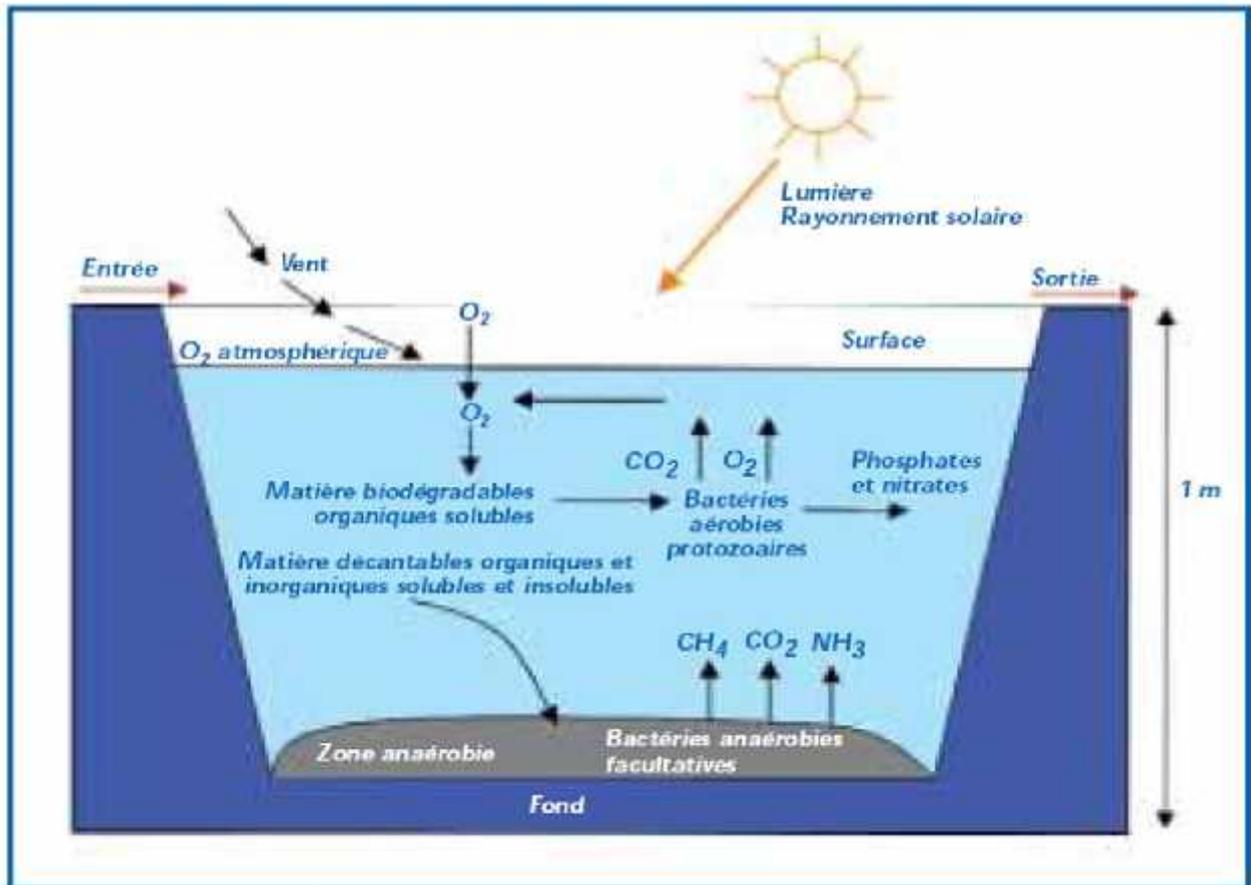


Figure II.9 : Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel

Avantage :

- Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ;
- L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ;
- Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ;
- Très bonne élimination des germes pathogènes en été (4-5 logs), bonne en hiver (3logs) ;
- S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ;
- Pas de construction “en dur”, le génie civil reste simple ;
- Bonne intégration paysagère ;
- Absence de nuisance sonore ;

- Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole.

Inconvénients techniques :

- Forte emprise au sol ;
- Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ;
- Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté.
- Qualité du rejet variable selon les saisons. [6]

II.2.2.2. Lagunage à macrophytes :

Les **lagunes à macrophytes** reproduisent des zones humides naturelles comportant une tranche d'eau libre, tout en essayant de mettre en valeur les intérêts des écosystèmes naturels. Elles sont peu utilisées en Europe, mais sont souvent réalisées pour des traitements tertiaires à la suite de lagunage naturel, de lagunes facultatives ou de lagunage aéré aux Etats-Unis. Cette filière est généralement utilisée en vue d'améliorer le traitement (sur les paramètres DBO5 ou MES) ou de l'affiner (nutriments, métaux,..). Cependant l'utilisation d'une lagune de finition à microphytes permettra d'obtenir de meilleurs rendements et sera plus commode d'entretien.[6]

II.2.2.3. Lagunage aéré :

Description générale

L'oxygénation est, dans le cas du lagunage aéré, apportée mécaniquement par un aérateur de surface ou une insufflation d'air. Ce principe ne se différencie des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues ou d'extraction des boues en continu. La consommation en énergie des deux filières est, à capacité équivalente, comparable (1,8 à 2 kW/kg DBO5 éliminée).[6]

Grands mécanismes en jeu :

Dans l'**étage d'aération**, les eaux à traiter sont en présence de micro-organismes qui vont consommer et assimiler les nutriments constitués par la pollution à éliminer. Ces micro-organismes sont essentiellement des bactéries et des champignons (comparables à ceux présents dans les stations à boues activées).

Dans l'**étage de décantation**, les matières en suspension que sont les amas de micro-organismes et de particules piégées, décantent pour former les boues. Ces boues sont pompées régulièrement ou enlevées du bassin lorsqu'elles constituent un volume trop important. Cet étage de décantation est constitué d'une simple lagune de décantation, voire, ce qui est préférable, de deux bassins qu'il est possible de by-passer séparément pour procéder à leur curage.

En lagunage aéré, la population bactérienne sans recirculation conduit :

- à une densité de bactéries faible et à un temps de traitement important pour obtenir le niveau de qualité requis ;
- à une floculation peu importante des bactéries, ce qui contraint à la mise en place d'une lagune de décantation largement dimensionnée.

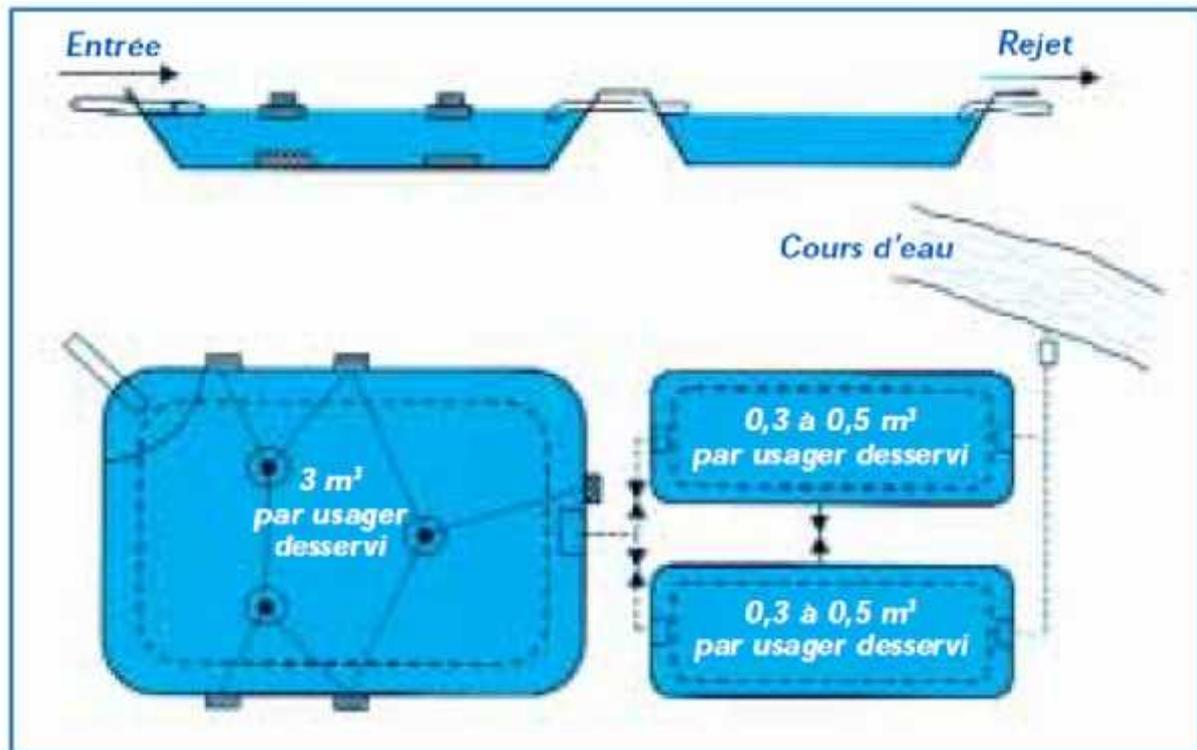


Figure II.10 : Schéma de principe d'un lagunage aéré

Avantages techniques :

Ce procédé est particulièrement tolérant à de très nombreux facteurs qui engendrent, en général, de très sérieux dysfonctionnements dans les procédés d'épuration classiques :

- variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ;
- effluents très concentrés ;
- effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) ;
- traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ;
- bonne intégration paysagère ;
- boues stabilisées ;
- curage des boues tous les deux ans.

Inconvénients techniques :

- rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ;
- présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ;
- nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ;
- forte consommation énergétique.

II.2.3. Systèmes combinés (association des filières extensives - cultures libres ou fixées) :

Libres ou fixées, en série ou en parallèle, est parfois mise en œuvre pour permettre d'adapter le traitement à un but spécifique (qualité du rejet, intégration des eaux de pluie, influent particulier...).

L'usage de filtres verticaux et horizontaux en série semble être une solution intéressante pour permettre un traitement plus poussé de l'azote et du phosphore suivant le type de support utilisé. Un premier étage de filtres verticaux permet une bonne réduction des MES, de la DBO5 ainsi qu'une nitrification quasi complète. Un second étage de filtres horizontaux affine le traitement sur les MES et la DBO5, et permet une dénitrification ainsi qu'une adsorption du phosphore si le support choisi comporte de bonnes caractéristiques.

Des configurations plus complexes sont souvent utilisées pour affiner des traitements secondaires ou tertiaires.

Après des traitements de type lagune aérée ou lagunage naturel, des lagunes à macrophytes émergents permettraient de s'affranchir du risque de rejets temporaires de qualité médiocre.

Des systèmes de lagunes facultatives suivies de lagunes à macrophytes émergents sont souvent utilisés pour le traitement des eaux de pluie.

Lorsque la gamme de population atteint une valeur proche de 4.000 EH, il convient de bien comparer les coûts d'investissement et de gestion avec des procédés réputés plus intensifs. Les contraintes de gestion dues à des surfaces importantes ne sont pas à négliger.[6]

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 III Procédé d'épuration Biologique par boues activées

Introduction :

Le procédé à boues activées a été découvert en 1914 à Manchester et repose sur la constatation suivante :

Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en flocs. Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation. C'est dans le clarificateur que cette séparation entre la boue et l'eau clarifiée a lieu. Une partie des boues est renvoyée dans l'aérateur pour le réensemencement permanent ou réinjectée en tête de station, l'autre en excès, est éliminée et doit faire l'objet d'un traitement séparé.

III.1. Composants d'une unité biologique :

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.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- 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 le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts et de favoriser la diffusion de l'oxygène. [1]

III.2. Le fonctionnement du procédé à boues activées :

Le principe du procédé à boues activées consiste donc à provoquer le développement d'un flocc bactérien dans un bassin alimenté en eau usée à traiter (bassin d'activation). Afin d'éviter la décantation des floccs dans ce bassin, un brassage vigoureux est nécessaire. La prolifération des micro-organismes nécessite aussi une oxygénation suffisante.

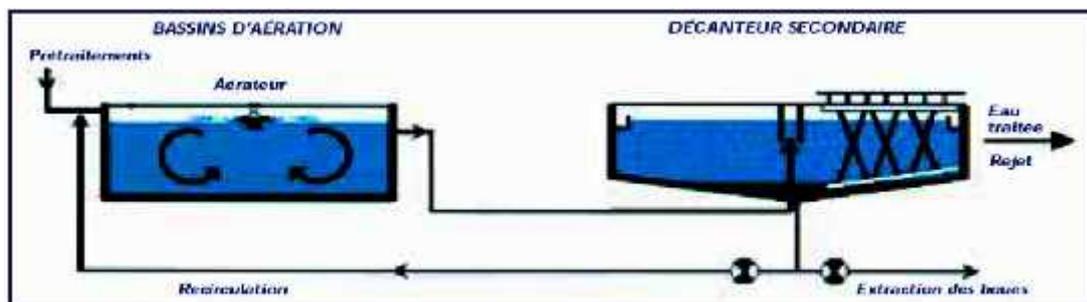


Figure III .1: Boues activé à faible charge

III.2 .1.Le bioréacteur :

Le mélange, appelé "liqueur mixte", se compose d'une phase solide (micro-organismes, débris organiques, matières minérales) et d'une phase liquide contenant les matières dissoutes. Pour éliminer la matière azotée, le réacteur biologique peut être séparé en deux zones distinctes aérobie et anoxique. Dans la majorité des cas, la zone anoxique est placée en amont de la zone aérobie, juste à l'entrée de l'effluent dans le réacteur, pour que les bactéries aient suffisamment de matière organique biodégradable pour effectuer la réaction de dénitrification. Le recyclage de la liqueur mixte de la zone aérobie vers la zone anoxique permet l'élimination des polluants azotés oxydés. Pour n'éliminer que la matière organique, seule une zone aérobie est nécessaire.

III.2 .2.Le clarificateur :

En sortie de réacteur, nous obtenons une liqueur mixte composée de boues floculées et d'eau épurée prête à être rejetée en milieu naturel. Elles sont séparées au sein du clarificateur qui a une fonction de séparation de phase et une fonction d'épaississement afin de ramener la boue la plus concentrée possible dans le réacteur biologique. Du fait de l'absence d'oxygène, le temps de passage des boues doit être le plus faible possible pour éviter qu'elles ne se trouvent en phase anaérobie. Ceci aurait pour conséquence l'apparition d'odeurs ainsi qu'une détérioration de la qualité mécanique de la boue perturbant tant le traitement biologique de l'eau que le traitement ultérieur des boues.

III.2 .3.Le recyclage 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. Ce temps caractérise la forme physiologique de la biomasse dans le réacteur mais aussi la composition de celle-ci. Prenons l'exemple du traitement de la matière azotée : les bactéries autotrophes responsables de la réaction de nitrification ne seront présentes que si l'âge des boues est supérieur à 6 jours (pour une liqueur mixte à 20 °C), leur temps de duplication étant de 4 jours.

III.2.4. Evolution de la DBO (matière organique de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération :

On distingue quatre phases principales :

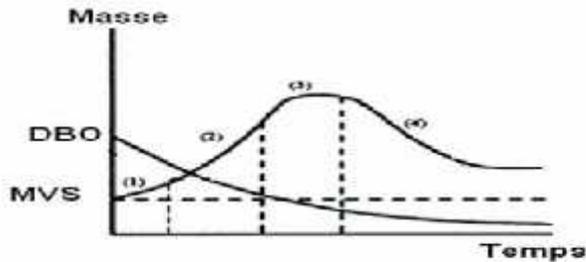


Figure III.2 : Développement d'une culture bactérienne

Phase 1 (Phase de latence):

Elle correspond à l'adaptation des micro-organismes au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle ou faiblement positive.

Phase 2 (Phase de croissance exponentielle):

Le milieu riche en nourriture permet un développement rapide des bactéries.

La DBO diminue rapidement, la consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne. La masse des matières volatiles en suspension (M.V.S) augmente C'est la phase de synthèse cellulaire et de métabolisme de la flore bactérienne.

Phase 3 (Phase de croissance ralentie): au cours de cette phase il y a un ralentissement de la croissance bactérienne du à l'insuffisance de la nourriture. On observe alors un début de plafonnement de la masse de M.V.S

Phase 4 (Phase endogène): dans laquelle le milieu est pauvre en matières organiques et se traduit par la mort de nombreux micro-organismes. C'est la phase endogène. L'oxygène apporté est alors utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux.

III.3. Paramètres de traitement :

En épuration d'eau usée un réacteur biologique se caractérise par les paramètres essentiels suivants :

A. Facture de charges :

Charge massique

La charge massique C_m est le rapport entre la quantité de pollution dont le substrat introduit dans ce réacteur et la masse de boues activées MVS dans ce réacteur. Cette notion C_m est importante car elle conditionne pour les différents paramètres de boue le fonctionnement de boue activée, tel que :

$$C_m = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{masse du bas sin (Kg)}} = \frac{L_0}{X_a \cdot V} = \frac{L_0}{X_t} (\text{Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS} \cdot \text{j}) \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

- Le rendement épuratoire.
- La production des boues
- Le degré de stabilisation de boues en excès produites
- Les besoins en oxygène ramenés à la pollution éliminés. [3]

Charge volumique

La charge volumique C_v est le rapport de la pollution journalière reçue en Kg de DBO_5 au volume du bassin d'aération. Cette donnée permet d'évaluer le volume de bassin et elle n'a aucune signification biologique. [3]

$$C_v = \frac{DBO_5 \text{ entrée (Kg / j)}}{\text{volume du bas sin (m}^3\text{)}} = \frac{L_0}{V} (\text{Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j}) \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Il vient que : $\frac{C_v}{C_m} = X_a$ (concentration des MVS dans l'aérateur).

Selon les valeurs de C_m , on peut classer les modes de traitement en :

- | | |
|---|--------------------|
| ▪ Oxydation totale (aération prolongée) | $0,05 < C_m < 0,1$ |
| ▪ Système à faible charge | $0,1 < C_m < 0,2$ |
| ▪ Système à moyenne charge | $0,2 < C_m < 0,5$ |
| ▪ Système à forte charge | $0,5 < C_m < 1$ |
| ▪ Système à très forte charge | $1 < C_m < 5$ |

Ces limites sont évidemment approximatives.

La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique.

B. Age des boues :

L'âge des boues A_b est un rapport entre la masse des boues présentes dans le réacteur et la masse journalière des boues extraites de la station. Cette notion d'âge de boue traduit la présence ou l'absence de germe nitrifications. [3]

$$\theta = \frac{X_t}{\Delta X} = \frac{X_a \cdot V}{\Delta X} \dots \dots \dots (III.3)$$

X_a : MVS dans l'aérateur (masse totale de boues présentes dans l'aérateur)

ΔX : la masse de boues extraites quotidiennement

V : le volume de l'aérateur

Tableau III.1 : classement des procédés par boues activées. [5]

Appellation	Charge massique C_m (Kg DBO ₅ /Kg MES .j)	Charge volumique C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	Agés des boues en jour	Rendement R d'élimination de la DBO ₅
Faible charge	$C_m < 0,15$	$C_v < 0,40$	10 à 30	$R \geq 90\%$ Nitrification possible
Moyenne charge	$0,15 \leq C_m < 0,4$	$0,5 < C_v < 1,5$	4 à 10	$R = 80 \text{ à } 90\%$ Nitrification possible aux températures élevées
Forte charge	$0,4 \leq C_m < 1,2$	$1,5 < C_v < 3$	1,5 à 4	$R < 80\%$

Remarque :

- Les rendements annoncés sont donnés dans l'hypothèse d'une bonne séparation de tous les éléments décantables de la liqueur de boues activées.
- Sur des effluents industriels concentrés, les rendements d'épuration sont supérieurs à ceux annoncés ci-dessus.

C. indice de Mohlmaan I_M :

Cet indice appelé «indice des boues» traduit l'état d'hydratation des boues

Il permet de mettre en évidence, l'aptitude des bous à la décantation.

Généralement, les bous sont bien décantables pour $80 < I_m < 150$

Si $I_m < 80$ la décantation est très bonne mais les bous sont difficilement pompables

Si $I_m \approx 150$ la décantation est très lente.

$$I_M = \frac{V}{M}$$

V : volume de boue décantée en une demi-heure

M : poids des matières en suspension

D. indice de Donaldson I_D :

C'est l'inverse de l'indice de Mohlmaan. On a :

$$I_D \cdot I_M = 100$$

III.4. Choix du procédé d'épuration: [10]

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir un de ces procédés en prenant en considération leurs avantages et inconvénients qu'on va les citer ci-après :

Procédé à forte charge :

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à moyenne charge :

Le procédé à moyenne charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à faible charge :

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités.

Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des différents procédés :

	Avantages	Inconvénients
Forte charge	<ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire.
Moyenne charge	<ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité des boues pas toujours aisée à maîtriser.
Faible charge	<ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante.

III.5. Paramètres influençant le processus épuratoire :

A. 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 au moins de 1 à 2mg/l. [7]

B. 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. [7]

C. 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.

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.

D .Influence de PH :

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

E .fluence 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. [7]

III.6 .Avantages et inconvénients :**Avantages**

- Réduction du 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.

Inconvénient

- L'exploitation de ce type de station exige un personnel qualifié et une vigilance permanente.

Conclusion :

On va faire une étude des différentes variantes (moyenne et faible) d'après leurs (avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'effluent qui sera rejeté dans l'oued de Damous (W.Tipaza).

Chapitre IV Dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration

Introduction :

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

Tous les ouvrages de la station ont été dimensionnés pour traiter les eaux usées à l'horizon 2020 et 2040

IV.1.calcul des différents débits Pour l'horizon 2020 :

La population en 2020 → 15591 hab.

1. Débit moyen journalier en $Q_{moy,j}$ (m^3/j) :

Le débit total journalier se calcule comme suite :

$$Q_{moy,j} = \text{Dot} \times N_{hab} \times C_{rej} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Q_{usee} : débit moyen journalier

Dot : dotation en eau par habitant ; Dot = 150 l/j/hab

N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon de calcul

C_{rej} : coefficient de rejet ; $C_{rej} = 0,8$

Donc : $Q_{moy,j} = 1870.92 \text{ m}^3/j$

2. Débit moyen horaire journalier (m^3/h) :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{m,h} = Q_{moy,j} / 24 \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$Q_{m,h} = 77.96 \text{ m}^3/h$$

3. Débit de pointe en temps sec :

On a la relation suivante :

$$Q_{pte} = Q_{moy,j} * C_p \dots\dots\dots(IV.3)$$

C_p : coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{moy,j}} \rightarrow \text{si } Q_{moy,j} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \rightarrow \text{si } Q_{moy,j} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas : $Q_{moy,j} = 21.65 \text{ l/s}$

$$C_p = 1.71$$

$$Q_{pte} = 37.02 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{pte} = 133.27 \text{ m}^3/h$$

4. Débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutifs au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

$$Q_d = Q_{\text{moy } j} / 16 \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

$$Q_d = 116.93 \text{ m}^3/\text{h}$$

5. Débit par le temps de pluies :

$$Q_{\text{tp}} = Q_{\text{pte}} * 3 \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

$$Q_{\text{tp}} = 399.81 \text{ m}^3/\text{h} ; Q_{\text{tp}} = 111.06 \text{ l/s}$$

IV.2. calcul de différents débits Pour l'horizon 2040 :

La population en 2040 → 23167 hab

1. Débit moyen journalier en $Q_{\text{moy } j}$ (m^3/j) :

Le débit total journalier se calcul comme suite :

$$Q_{\text{moy } j} = \text{Dot} \times N_{\text{hab}} \times C_{\text{rej}}$$

Q_{usee} : débit moyen journalier

Dot : dotation en eau par habitant ; Dot = 150 l/j/hab

N_{hab} : nombre d'habitants a l'horizon de calcul

C_{rej} : coefficient de rejet ; $C_{\text{rej}} = 0,8$

Donc : $Q_{\text{moy } j} = 2780.04 \text{ m}^3/\text{j}$

2. Débit moyen horaire journalier (m^3/h) :

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{m h}} = Q_{\text{moy } j} / 24$$

$$Q_{\text{m h}} = 115.835 \text{ m}^3/\text{h}$$

3. Débit de pointe en temps sec :

On a la relation suivante :

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{moy } j} * C_p$$

C_p : Coefficient de pointe

$$C_p = 1,5 + 2,5 / \sqrt{Q_{\text{moy } j}} \rightarrow \text{Si } Q_{\text{moy } j} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \rightarrow \text{Si } Q_{\text{moy } j} \leq 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas : $Q_{\text{moy } j} = 32.18 \text{ l/s}$

$$C_p = 1.94$$

$$Q_{pte} = 62.42 \text{ l/s} \Rightarrow Q_{pte} = 224.8 \text{ m}^3/\text{h}$$

4. Débit diurne :

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutifs au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée.

$$Q_d = Q_{moyj} / 16$$

$$Q_d = 173.75 \text{ m}^3/\text{h}$$

5. débit par le temps de pluies :

$$Q_{tp} = Q_{pte} * 3$$

$$Q_{tp} = 674.4 \text{ m}^3/\text{h}; Q_{tp} = 186 \text{ l/s}$$

IV.3. Les charges de pollution journalières :

La charge polluante quotidienne moyenne est estimée à partir des résultats des analyses

Tableau IV.1 : Les résultats de l'analyse des eaux usées

Paramètres	Quantité	Unité
DBO ₅	331.2	mg/l
DCO	821	mg/l
MES à 105 C°	307	mg/l
MVS	214.9	mg/l
PH	7.6	-

$$C_{DBO5} = DBO_5 \text{ (Kg/m}^3\text{)} * Q_{moyj} \text{ (m}^3/\text{j)} \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

$$C_{MES} = \text{MES (Kg/m}^3\text{)} * Q_{moyj} \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Tableau IV.2 : les charges de pollution journalières (calcul pratique) :

Horizon	Q _{moyj} (m ³ /j)	C _{DBO5} (Kg/j)	C _{MES} (Kg/j)
2020	1870,92	619,64	574,37
2040	2780,04	920,74	853,47

IV.A : Les prétraitements :**IV.A.1.Introduction :**

Les prétraitements sont constitués par une série d'opérations physiques ou mécaniques qui ont pour but le dégrossissage et le dessablement. Ils éliminent les matières les plus grossières susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures d'épuration.

Les principales opérations de prétraitements sont :

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

IV.A.2.Dégrillage :

L'opération de dégrillage permet :

- De protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages au niveau de différentes unités de l'installation.
- D'éliminer les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs.

En fonction de l'espacement des barreaux on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm
- Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 45 mm
- Le dégrillage grossier : écartement de 50 à 100 mm [8]

On distingue deux types de grilles :

IV.A.2.1.Grilles manuelles :

Composées de barreaux inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale.

Les refus sont éliminés à l'aide de râtaux. On utilise ces grilles généralement pour les petites stations.

- La surface de ces grilles doit être calculée largement pour en éviter la nécessité d'intervention trop fréquente pour le nettoyage [8]

IV.A.2.2.Grilles mécaniques :

Elles sont destinées aux stations importantes, ou pour les eaux brutes très chargées en matières grossières.

La manœuvre automatique de la grille permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations.

NB : La vitesse moyenne d'écartement à travers les grilles est de l'ordre de 0,6 à 1 m/s, cette vitesse peut atteindre 1,3 à 1,4 au débit maximal.

IV.A.3.Calcul du dégrilleur :

Pour le calcul des paramètres de la grille, on utilise la méthode de Kirschmer [9]

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

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \sigma} \text{ (m)} \dots \dots \dots \text{(IV.7)}$$

Où :

L : Largeur de la grille (m).

h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m).

$$h_{\max} = (0,15 - 1.5) \text{ m [1]}$$

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

Tel que : d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm).

Tableau IV.A.1 : espacement et épaisseur des barreaux. [10]

paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2,00	1,00
e (cm)	5à10	1 à 2.5

σ : Coefficient de colmatage de la grille. Il est de 0.5 pour un dégrillage automatique et de 0.25 pour un dégrillage manuel [8].

S : Surface de passage de l'effluent tel que $S = \frac{Q_p}{V}$

Q_p : Débit de pointe (m^3 / s).

V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

$$V = (0.4 - 1.20) \text{ m / s .}$$

Donc la largeur peut être exprimée par :

$$L = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma} \dots \dots \dots \text{(IV.9)}$$

IV.A.3.1.Horizon 2020 :**IV.A.3.1.1.Pour le dégrillage grossier :**

On fait le calcul par le débit de temps de pluie

$$Q_{tp}=0.111 \text{ m}^3 / s$$

On prend : $\alpha = 60^\circ$

$$V = 0.7 \text{ m} / s$$

$$h_{\max} = 0.5 \text{ m}$$

$$\sigma = 0.5 \text{ (Dégrillage automatique)}$$

$$d = 2 \text{ cm et } e = 5 \text{ cm, donc } \beta = 0.29$$

On obtient :

$$L = \frac{0.111 \sin 60^\circ}{0.7 \cdot 0.5 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$L = 72 \text{ cm .}$$

On prend $L = 1 \text{ m}$

IV.A.3.1.2.Pour le dégrillage moyenne :

Pour le dégrillage moyenne, on prend : $e = 2 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$

Ce qui donne $\beta = 0,67$

$$L = \frac{0,111 \cdot \sin 60^\circ}{0,7 \cdot 0,5 \cdot (1 - 0,33) \cdot 0,5} = 1,27 \text{ m}$$

On prendre : $L = 1,5 \text{ m}$

IV.A.3.2.Horizon 2040 :**IV.A.3.2.1.Pour le dégrillage grossier :**

On a :

$$Q_{TP} = 0,186 \text{ m}^3 / s$$

On fait le calcul par le débit de temps de pluie

$$Q_{tp}=0.186 \text{ m}^3 / s$$

on prend : $\alpha = 60^\circ$

$$V = 0.7 \text{ m} / s$$

$$h_{\max} = 0.5 \text{ m} / s$$

$$\sigma = 0.5 \text{ (Dégrillage automatique)}$$

$$d = 2 \text{ cm et } e = 5 \text{ cm, donc } \beta = 0.29$$

On obtient :

$$L = \frac{0.186 \sin 60^\circ}{0.7 \cdot 0.5 \cdot (1 - 0.29) \cdot 0.5} = 1.20 \text{ m}$$

On prend $L = 1.50 \text{ m}$

IV.A.3.2.2. Pour le dégrillage moyenne :

Pour le dégrillage fin, on prend : $e = 2 \text{ cm}$, $d = 1 \text{ cm}$

Ce qui donne $\beta = 0.33$

$$L = \frac{0.186 \cdot \sin 60^\circ}{0.7 \cdot 0.5 \cdot (1 - 0.33) \cdot 0.5} = 1.28 \text{ m}$$

On prend : $L = 1.50 \text{ m}$

IV.A.3.3. Perte de charge :

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de Kirschmer.

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

Avec :

ΔH : Perte de charge (m).

β : Coefficient dépendant de la forme des barreaux

$\beta = 1.79$ Pour les barreaux de section circulaire [8].

d : espacement entre les barreaux (cm).

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

α : angle d'inclinaison de la grille (60°).

IV.A.3.3.1. Pour la grille grossière :

On a :

$\beta = 1.79$ (Barreaux de section circulaire)

$d = 2 \text{ cm}$, $e = 5 \text{ cm}$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 0.7 \text{ m/s}$

Donc :

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{(0.7)^2}{2.9,81} \sin 60^\circ = 0,0114 \text{ m}$$

$\Delta H = 1,14 \text{ cm}$

IV.A.3.3.2. Pour la grille moyenne :

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

$$d = 1\text{cm}, e = 2\text{cm}, \alpha = 60^\circ, V = 0,7\text{m/s}$$

Donc :

$$\Delta H = 1,79 \left(\frac{1}{2}\right)^3 \frac{(0,7)^2}{2.9,81} \text{Sin}60^\circ = 0,0975\text{m}$$

$$\Delta H = 9,75\text{cm}$$

Conclusion :

Les pertes de charge obtenues pour les deux dégrilleurs sont faibles.

Afin d'avoir une souplesse dans l'exploitation et l'entretien, on prévoit deux dégrilleurs fonctionnant en parallèle ; un dégrilleur grossier à l'amont, et un dégrilleur fin à l'entrée de la station.

IV.A.4. Dessablage-Déshuilage :**IV.A.4.1. Dessablage :**

Les dessableurs permettent de retenir les graviers, les sables et les matières minérales de dimensions $> 0,2\text{mm}$, en laissant passer les matières organiques en suspension.

Le choix du type de dessableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de la station ainsi que son coût.

Les principaux types de dessableurs sont :

IV.A.4.1.1. Dessableurs couloirs simples :

Ceux sont des canaux à section généralement rectangulaire, avec ou sans goulotte de recueil des sables, dans lesquels la vitesse de l'eau est ralentie à moins de $0,3\text{m/s}$ afin d'éviter l'entraînement par le courant des particules déposées [1].

IV.A.4.1.2. Dessableur couloirs à vitesse constante (de l'ordre de $0,3\text{m/s}$) :

Ces dessableurs ayant l'inconvénient d'être sensibles aux variations journalières de débit et donc de remettre en mouvement les particules déposées.

IV.A.4.1.3. Dessableurs à insufflation d'air ou dessableur aérés :

C'est un bassin muni d'un dispositif d'agitation à l'air comprimé.

L'injection d'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques et provoque l'apparition d'un mouvement de rotation de l'eau ; ce mouvement permet d'accélérer la sédimentation vers une fosse d'extraction.

Ces appareils sont calculés pour un temps de séjour de 3 à 5 minutes et une injection d'air de 1 à 1.5 m³ par m³ d'eau.

IV.A.4.2.Déshuilage et dégraissage :

C'est une opération destinée à réduire les graisses et les huiles qui sont émulsionnées par simple sédimentation physique en surface.

Dans le traitement biologique, les huiles et graisses présentent de multiples inconvénients tels que : une mauvaise diffusion de l'oxygène dans le floc bactérien, le bouchage des pompes et canalisations et une acidification du milieu dans le digesteur anaérobie.

On distingue :

IV.A.4.2.1.Dégraisseur et dessableur sépare :

Cette disposition est recommandée lorsque les eaux brutes sont chargées en graisses et huiles de façon inhabituelle.

IV.A.4.2.2.Dessableur dégraisseur combiné :

Le débit d'air nécessaire est différent pour chaque fonction, ce qui conduit à une efficacité moyenne globale.

Le dégraissage et l'évaluation des graisses s'effectuent dans une zone tranquillisée, les boues décantables glissent sur les parois inclinées de l'ouvrage et elles sont ramenées dans la zone d'aération.

IV.A.4.3.Calcul du dessableur- déshuileur de la station :

Le bassin de dessablage-déshuilage proposé est de type aéré longitudinal, par ce que l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones :

- l'une aéré pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- les huiles et les graisses sont récupérées en surface.

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$S = Q_{tp} / V_{asc} \dots \dots \dots (IV.11)$$

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 est compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.

$H = (1 - 2.5)$ m.

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

IV.A.4.3.1. Horizon 2020 :

On prend :

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

$H = 1$ m.

a. Section horizontale

$$S = \frac{Q_p}{V_{asc}} \quad S_h = 19,99 \text{ m}^2$$

$$S_h = 20 \text{ m}^2$$

b. Longueur

On prend

La hauteur $H = 1$ m

$$\frac{L}{H} = 10 \quad L = 10 \text{ m}$$

c. Largeur

$$B = \frac{S_h}{L} \quad B = 2 \text{ m}$$

d. Volume du bassin

$$V = S_h \cdot H \quad V = 20 \text{ m}^3$$

e. Le temps de séjour dans le bassin

$$T_s = \frac{V}{Q_{tp}} \quad T_s = 3 \text{ min}$$

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

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1.5 m³ d'air/m³ d'eau.

Avec : $q_{air} = Q_{Ptp} \cdot V \dots\dots\dots (IV.12)$

V : le volume d'air à injecter (m³).

Q_{tp} : débit de la station.

Donc : $q_{air} = 7996.2 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$

IV.A.4.3.2. Horizon 2040 :

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

$$Q_{Tp} = Q_{Tp(2040)} - Q_{Tp(2020)} = 0,186 - 0,111$$

$$Q_{Tp} = 0,075 \text{ m}^3 / \text{s}$$

On prend :

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

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

g. Section horizontale

$$S = \frac{Q_{tp}}{V_{asc}} \quad S_h = 13,5 \text{ m}^2$$

$$S_h = 15 \text{ m}^2$$

h. Longueur

On prend

La hauteur H=1 m

$$\frac{L}{H} = 10 \quad L = 10 \text{ m}$$

i. Largeur

$$B = \frac{S_h}{L} \quad B = 1,5 \text{ m}$$

j. Volume du bassin

$$V = S_h \cdot H \quad V = 15 \text{ m}^3$$

k. Le temps de séjour dans le bassin

$$T_s = \frac{V}{Q_{tp}} \quad T_s = 3,33 \text{ min}$$

l. Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1.5 m³ d'air/m³ d'eau.

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

V : le volume d'air à injecter (m³).

Q_{tp} : débit de la station.

Donc : $q_{air} = 4050 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$

Tableau IV.A.2 : Récapitulatif des résultats :

déssableur-déshuileur	Unités	Horizon 2020	Horizon 2040
Section horizontale	m ²	20	15
Longueur	m	10	10
Largeur	m	2	1,5
Volume du bassin	m ³	20	15
temps de séjour	min	3	3,33
volume d'air à insuffler	m ³ /h	7996.2	4050

V.A.4.4. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur :

On sait que le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales celles-ci représentent 30% des MES.

- Les MES contiennent 30% de MM et 70% de MVS

V.A.4.4.1. Horizon 2020 :

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES=574,37Kg/j
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 574,37 \cdot 0,70 = 402,059 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM = 574,37 \cdot 0,30 = 172,31 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e = 172,31 \cdot 0,70 = 120,61 \text{ Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s = MM - MM_e = 172,31 - 120,61 = 51,69 \text{ Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s = MVS + MM_s = 402,059 + 51,69$$

$$MES_s = 453,75 \text{ Kg/j}$$

V.A.4.4.2. Horizon 2040:

- La charge en MES à l'entrée de dessableur est $MES=853,47\text{Kg/j}$
- Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS=853,47.0,70=597,43\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MM=853,47.0,3=256,04\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales éliminées :

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

$$MM_e=256,04.0,70=179,23\text{Kg/j}$$

- Les matières minérales à la sortie de dessableur :

$$MM_s=MM-MM_e=256,04-179,23=76,81\text{Kg/j}$$

- Les MES à la sortie de dessableur:

$$MES_s= MVS+ MM_s=597,43+76,81$$

$$MES_s=674,24\text{Kg/j}$$

IV.B : Les traitements primaires**IV.B.1. Introduction :**

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 (200μ) 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 DBO_5 et 90% des matières decantables.

IV.B.2. Classification de décanteurs :

Il existe plusieurs décanteurs variables suivant leurs formes et le mouvement du liquide qui les traverse.

IV.B.2.1. Décanteurs statiques sans raclage :**IV.B.2.1.1. Décanteurs coniques ou cylindro-coniques :**

Généralement ces décanteurs sont calculés pour de petites installations de 1000 à 2000 habitants.

La pente dans la partie conique est 45° à 60° qui varie suivant la nature de l'eau à traiter.

IV.B.2.1.2. Décanteurs statique à flux horizontal :

Dans ce type d'ouvrage, il est nécessaire de prévoir une zone d'entrée, une zone de sortie et une zone à boues.

La vidange de boues se fait par évacuation totale de l'eau du bassin. La pente du radier du bassin varie de 5° à 60°.

IV.B.2.2.Décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :

IV.B.2.2.1.Décanteurs circulaires :

L'alimentation des décanteurs secondaires est assurée soit par un puits central de distribution, soit au périphérique du bassin.

Ils sont limités à un diamètre de 50 à 60 m à cause des dimensions du racleur.

La pente du radier sur laquelle ont effectuée le raclage des boues de 4 à 10%.

Les principales mécaniques de raclage sont :

- Les ponts racleurs à entraînement périphérique.
- Les ponts racleurs à entraînement central.

IV.B.2.2.2.Décanteurs longitudinaux rectangulaires :

Le dispositif de raclage peut être :

Le pont racleur se déplaçant selon un mouvement de va-et-vient, le raclage s'effectue à contre courant. La vitesse de raclage doit être inférieure à 3 cm/s.

IV.B.3.Choix du décanteur primaire :

Le choix du décanteur est circulaire car ce type présente quelques avantages par rapport au décanteur rectangulaire, leurs constructions est relativement économique en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et de la faible densité d'armatures, ainsi que pour les parties mobiles immergées ne sont pas sujettes à l'abrasion.

IV.B.4.Données de départ pour le calcul du décanteur primaire :

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution.

Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures [11].

La vitesse limitée est donnée par la relation : $V = Q_{tp}/Q_m$

$$V_{lim} = Q_{tp}/S_h \text{ (m/h)}$$

Où :

Q_{tp} : débit de pointe par temps sec.

S_h : surface horizontale du décanteur.

Pour le décanteur circulaire, la charge hydraulique (vitesse ascensionnelle) est de 2,5 m/h [11].

IV.B.5.Dimensionnement du décanteur :

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques on prendra $T_s = 1,3$ heure

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_{Tp} \cdot T_s$$

IV.B.5.1. Horizon 2020 :

$$Q_{TP} = 399,81 \text{ m}^3/\text{h} = 0,111 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{lim} = 2,5 \text{ m/h}$$

IV.B.5.1.1. La surface horizontale du décanteur :

$$S_h = Q_{TP}/V_{lim} = 399,81/2,5 = 19,92 \text{ m}^2 \text{ on prend } S_h = 160 \text{ m}^2$$

IV.B.5.1.2. Volume du décanteur (Ts = 1,3h) :

$$V = 460,76 \text{ m}^3 \text{ on prend deux décanteurs } V = 230 \text{ m}^3.$$

IV.B.5.1.3. La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 230 / 80$$

$$H = 3 \text{ m}$$

IV.B.5.1.4. Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 230}{3,14 \cdot 3,2}} = 9,57 \text{ m}$$

$$D = 10 \text{ m}$$

IV.B.5.1.5. Détermination du temps du séjour :

- pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 230/77,96 = 2,95 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = V / Q_{tp} = 230/399,82 = 0,57 \text{ h}$$

IV.B.5.1.6. Calcul de la quantité de boues éliminées :

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

35% de DBO_5

60% de MES

1. Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = 574,37 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = 453,75 \text{ Kg/j}$$

2. Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 574,37 = 201,03 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 453,75 = 272,27 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,41 \cdot MES_e = 0,41 \cdot 272,27 = 111,62 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,59 \cdot MES_e = 0,59 \cdot 272,27 = 160,64 \text{ Kg/j}$$

3. Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 453,75 - 272,27 = 181,48 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_5' - DBO_{5e} = 574,37 - 201,03 = 373,34 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,41 \cdot MES_s = 0,41 \cdot 181,48 = 74,41 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,59 \cdot MES_s = 0,59 \cdot 181,48 = 107,07 \text{ Kg/j}$$

IV.B.5.2.Horizon 2040:

$$Q_{Tp} = Q_{Tp2040} - Q_{Tp2020} = 674,4 - 399,82$$

$$Q_{Tp} = 274,58 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{lim} = 2,5 \text{ m/h}$$

IV.B.5.2.1.La surface horizontale du décanteur :

$$S_h = Q_{Tp}/V_{lim} = 274,58 / 2,5 = 109,6 \text{ m}^2 \text{ on prend } S_h = 110\text{m}^2$$

IV.B.5.2.2.Volume du décanteur (Ts = 1,3h) :

$$V = 354,95 \text{ m}^3 \text{ on prend } V = 360 \text{ m}^3$$

IV.B.5.2.3.La hauteur du décanteur :

$$H = V / S_h = 360 / 110$$

$$H = 3,26\text{m on prend } H = 3,5\text{m}$$

IV.B.5.2.4.Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.360}{3,14.3,5}} = 11,45\text{m}$$

$$D = 11,5\text{m}$$

IV.B.5.2.5.Détermination du temps du séjour :

- pour le débit moyen horaire

$$Ts = V / Q_{moy} = 360 / 126,83 = 2,84 \text{ h}$$

- pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$Ts = V / Q_{Tp} = 360 / 274,58 = 1,3 \text{ h}$$

IV.B.5.2.6.Calcul de la quantité de boues éliminées :

On sait que la décantation primaire permet l'élimination de :

35% de DBO₅

60% de MES

1. Charge à l'entrée du décanteur :

$$DBO_5' = DBO_5(2040) - DBO_5(2020) = 920,75 - 619,64 = 301,11 \text{ Kg/j}$$

$$MES' = MES_{(2040)} - MES_{(2020)} = 853,47 - 574,37 = 279,1 \text{ Kg/j}$$

2. Les charges éliminées par la décantation primaire :

$$DBO_{5e} = 0,35 \cdot DBO_5' = 0,35 \cdot 301,11 = 105,39 \text{ Kg/j}$$

$$MES_e = 0,6 \cdot MES' = 0,6 \cdot 279,1 = 167,46 \text{ Kg/j}$$

$$MM_e = 0,41 \cdot MES_e = 0,41 \cdot 167,46 = 68,65 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_e = 0,59 \cdot MES_e = 0,59 \cdot 167,46 = 98,8 \text{ Kg/j}$$

3. Les charges à la sortie du décanteur primaire :

$$MES_s = MES' - MES_e = 279,1 - 167,46 = 111,64 \text{ Kg/j}$$

$$DBO_{5s} = DBO_{5'} - DBO_{5e} = 301,11 - 105,39 = 195,72 \text{ Kg/j}$$

$$MM_s = 0,41 \cdot MES_s = 0,41 \cdot 111,64 = 45,77 \text{ Kg/j}$$

$$MVS_s = 0,59 \cdot MES_s = 0,59 \cdot 111,64 = 65,87 \text{ Kg/j}$$

Tableau n°:IV.B.1: récapitulatif des résultats des calculs du décanteur :

	Unité	2020	2040
- Décanteur primaire			
Surface horizontale	m ²	160	110
Volume	m ³	230	360
Hauteur	m	3	3
Diamètre	m	10	11,5
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	2,95	2,84
Temps de séjour pour le débit de pointe en temps sec	h	0,57	1,3

IV.C : Les traitements secondaires :**IV.C.1.Introduction :**

Les procédés biologiques ont réalisé ces dernières années de grands progrès permettant d'atteindre une efficacité remarquable dans l'élimination des matières organiques.

Le traitement biologique est très adapté pour les eaux usées urbaines.

IV.C.2.Etude de la variante à moyenne charge :

- La charge massique (Cm) :

C'est le rapport de la pollution exprimé en DBO₅ entrant par unité de masse de boues présentées.

$$C_m = \frac{DBO_{5\text{entrée}}(\text{Kg} / \text{j})}{\text{masse du bas sin}(\text{Kg})} = \frac{L_0}{Xa.V} = \frac{L_0}{Xt} (\text{Kg} DBO_5 / \text{Kg} \cdot \text{MVS} \cdot \text{j})$$

Pour le traitement à moyenne charge nous avons :

$$0,2 < C_m < 0,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg} \cdot \text{MVS} \cdot \text{j} \quad (1)$$

- La charge volumique (Cv) :

C'est le rapport de la pollution par unité de volume du bassin.

$$C_v = \frac{DBO_{5\text{entrée}}(\text{Kg} / \text{j})}{\text{volume du bas sin}(\text{m}^3)} = \frac{L_0}{V} (\text{Kg} DBO_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j})$$

Pour le traitement à moyenne charge :

$$0,6 < C_v < 1,5 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \cdot \text{j} \quad (1)$$

Le calcul de la station sera basé sur la valeur suivante de Cm :

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

IV.C.2.1.Horizon 2020:

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 1870,92 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 77,96 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_{\text{pte}} = 133,27 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{tp}} = 399,82 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit diurne $Q_d = 116,93 \text{ m}^3/\text{h}$

- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 373,34 \text{ Kg/j}$

- La concentration des MVS dans le bassin (X_a)

$$X_a = \frac{C_v}{C_m} \quad \text{où } X_a = 3 \text{ g/l} \quad \text{et } C_m = 0,4 \text{ Kg DBO}_5 / \text{Kg MVS j}$$

Donc $C_v = X_a \cdot C_m = 3 \cdot 0,4 \quad C_v = 1,2 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 \text{ j}$

- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$So = Lo / Q_{\text{moy j}} = 373,34 / 1870,92 = 199,5 \text{ mg/l}$$

- La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$L_f = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 30 \cdot 1870,92 = 56,13 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

- La charge polluante éliminée

$$L_e = Lo - L_f = 373,34 - 56,13 = 317,21 \text{ Kg DBO}_5 / \text{j}$$

- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = (Lo - L_f) / Lo = (317,21 / 373,34) \cdot 100 = 84,96\%$$

IV.C.2.1.1. Dimensionnement du bassin d'aération :

Le bassin sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

1. Volume du bassin :

$$V = Lo / C_v = 373,34 / 1,2 = 313,11 \text{ m}^3$$

On prend :

$$V = 315 \text{ m}^3$$

2. La hauteur du bassin :

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

$$H = 3 \text{ m}$$

3. surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{315}{3}$$

$$S_h = 105 \text{ m}^2$$

4. La largeur du bassin :

On utilise la relation de TABASARAN

$$\frac{B}{H} = 1 \div 2,5$$

Avec :

B : largeur

H : hauteur

$$\frac{B}{H} = 2 \Rightarrow B = 2 \cdot 3$$

$$B = 6 \text{ m}$$

5. La longueur du bassin :

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{105}{6} = 17,5m$$

On prend : $L = 18m$

6. La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{373,34}{0,4} = 933,35Kg$$

7. Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{933,35}{313,11}$$

$$[X_a] = 3Kg/m^3$$

8. Calcul du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{115}{77,96} = 1h30 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluies

$$T_s = \frac{V}{Qt_p} = \frac{315}{233,82} = 1h21 \text{ min}$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{315}{116,93} = 2h42 \text{ min}$$

IV.C.2.1.2. Besoin 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.

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (Kg/j) \dots\dots\dots (IV.13)$$

L_e : la charge DBO₅ éliminée (Kg/j)

X_a : 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 [8]

Tableau n° : IV.C.1 : Charge massique en fonction de a' [8]

Charge massique	0,09	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	0,5
a'	0,66	0,65	0,63	0,59	0,56	0,53	0,5

On a

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

$$\text{Donc } a' = 0,53$$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène

$$b' = 0,13.C_m^{-0,05} = 0,13(0,4)^{-0,05} = 0,01 \text{ gO}_2 / \text{gMVS.j}$$

Donc

La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = 0,53. 317,21 + (0,01.933,35) = 177,45 \text{ Kg O}_2/\text{j}$$

La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 177,45 / 24 = 7,39 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$q_{O_2}/\text{m}^3 = 177,45 / 315 = 0,56 \text{ Kg O}_2/\text{m}^3\text{j}$$

La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2 \text{ pte}} = (a'Le / Td) + (b'.Xa.V/24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

Td : période diurne en heures Td= 16h

(Le = Se.Qmoy.j/Td) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2 \text{ pte}} = 0,53. 317,21/16 + (0,01. 933,35 / 24) = 10,89 \text{ Kg O}_2/\text{h}$$

IV.C.2.1.3.Système d'aération :

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

1. Aérateur par insufflation d'air (a air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs.

• Diffuseurs à grosses bulles :

Du fait de la vitesse ascensionnelle élevée et de la surface de contact réduite, le rendement est faible.

Le système est robuste et permet l'utilisation de soufflantes particulièrement robustes, lorsque l'injection se fait à profondeur réduite.

• Diffuseurs à moyennes bulles :

Les bulles sont obtenues par cisaillement d'une colonne d'air par un clapet vibrant permettant d'avoir des risques d'obstruction faibles, le rendement est intermédiaire entre fines bulles et grosses bulles.

• Diffuseurs à fines bulles :

L'air est diffusé par des matériaux poreux (plastique poreux, verre filtré...) donnant des bulles de dimension millimétrique et un rendement élevé.

Ce système présente un risque de colmatage intérieur par les poussières atmosphériques et huile des surpresseurs et extérieur par les eaux usées (en cas d'arrêt de l'aérateur, ce qui permet le développement de micro-organisme sur la surface poreuse).

Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

2. Aérateurs de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface :

- Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale.

L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h [11]

- Les appareils à axe vertical on les subdivise en deux types :
 - turbines lentes avec des vitesses de 40 à 100 tr/ mn et des apports spécifiques brut de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h [11]
 - turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

Enfin on opte pour des turbines à axe vertical à la surface du liquide car elles sont moins chères, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

IV.C.2.1.4. Calcul de l'aérateur de surface à installer :

1. La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N₀) :

On doit tenir compte de :

- la salinité des eaux
- la température des eaux
- la concentration en oxygène dissous à y maintenir
- la pression

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} P_a + 1 \quad (\text{kg} / \text{kwh}). [7]$$

P_a : Puissance par m² du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \quad \text{w} / \text{m}^2 \quad \text{on prend } P_a = 75 \quad \text{w} / \text{m}^2$$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \quad \text{kg O}_2 / \text{kWh}$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(\beta \cdot C_S - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_S} \right) (\text{kgo}_2 / \text{kwh}) \dots \dots \dots (\text{IV.14})$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à T=25°C

$C_L = (1,5 \div 2) \text{ mg/l. (8), on prend } C_L = 1,5 \text{ mg/l.}$

C_S : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standard à 20°C et 760 mm de mercure.

$C_S = 8,7 \text{ mg/l pour les aérateurs de surface [8].}$

Et que $C = 1,02$ (coefficient de température)

L'effet des solides dissous et la concentration en matières dégradables sur la saturation en oxygène varie d'une eau usée à l'autre et doit être mesuré sur le terrain. La relation qui traduit cet effet est donnée par :

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau purée})}$$

β est de l'ordre de 0,9 (8).

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

$$a' = 0,85 \text{ à } 0,95 \quad (11).$$

$$N = N_0 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 (\text{kgO}_2 / \text{kwh})$$

2. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » W_a :

$$W_a = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / N = 9,58 / 0,78 = 12,26 \text{ Kwh}$$

3. Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_n = Sh \cdot Pa \dots\dots\dots(\text{IV.15})$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/m²)

$$W_n = 105 \cdot 10^{-3} \cdot Pa \quad / Pa = 75 \text{ W/m}^2$$

$$\text{Donc } W_n = 7,89 \text{ Kw}$$

4. Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = W_a / W_n$$

$$N = 12,26 / 7,89 = 1,55 \quad \text{donc } N = 2 \text{ aérateurs.}$$

5. Besoin en énergie de l'aérateur :

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/KWh

$$E = q(\text{O}_2)_{\text{pte}} / 1,5 = 10,89 / 1,5$$

$$E = 7,26 \text{ KWh /h}$$

IV.C.2.1.5. Bilan de boues :

➤ Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{\text{dur}} + a_m L_e - b X_a - X_{\text{eff}} \dots\dots\dots(\text{IV.16})$$

Avec :

X_{\min} : Boues minérales

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 de MVS en épuration à faible charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes [12].

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées/g DBO_5 éliminées)

a_m : 0,55(en moyenne). puisque $0,53 < a < 0,56$

L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j)

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

$$b = \frac{b'}{1,42}$$

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène. = 0,09

$$b = \frac{0,09}{1,42} = 0,063$$

X_a : Masse totale de MVS dans le bassin(Kg)

X_{eff} : fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 181,48 Kg/j

$$X_{\min} = 0,3.181,48 = 54,44 \text{ Kg} / j$$

$$X_{dur} = 0,3.MVS$$

$$X_{dur} = 0,3(0,7.181,48) = 38,11 \text{ Kg} / j$$

$$a_m L_e = 0,55.317,21 = 174,47 \text{ Kg} / j$$

$$b X_a = 0,063.933,35 = 58,8 \text{ Kg} / j$$

$$X_{eff} = 0,03.1870,92 = 56,13 \text{ Kg} / j$$

Alors :

$$\Delta X = 54,44 + 38,11 + 174,47 - 58,8 - 56,13$$

$$\Delta X = 152,09 \text{ Kg} / j$$

➤ **Concentration de boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

I_m : L'indice de Mohlmaan

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 : $I_m = 125$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$$X_m = 9,6 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{152,09}{9,6}$$

$$Q_{\text{exés}} = 15,84 \text{ m}^3 / \text{j}$$

➤ **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{152,09}{315}$$

$$q_{sp} = 0,48 \text{ Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

La recyculation des boues se fait par pompage. Elle consiste à extraire les boues activées du fond de clarificateur et les envoyer en tête du bassin d'aération, afin de réensemencer celui-ci et d'y maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Si la quantité de boues recyclées est insuffisante, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est trop important, ce qui provoque une carence en oxygène, dans un anaérobie et dans certains cas on assiste au phénomène de dénitrification avec une remontée des boues à la surface.

Si elle est trop importante, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage 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(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3 Kg/m^3

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3}{\frac{1200}{125} - 3} \quad R = 45,45\%$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

$$Q_r = R.Q_j$$

Donc :

$$Q_r = 0,45.1870,92$$

$$Q_r = 841,91m^3 / j$$

➤ **Age des boues :**

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{933,35}{152,09} = 6,14 \text{ jours.}$$

$$A_b = 6 \text{ jours et 3 heures.}$$

IV.C.2.1.6. Décanteur secondaire (clarificateur) :

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)

1. Dimensionnement du clarificateur :

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.

Le temps de séjour : $t_s = (1,5 - 2) \text{ heures.}$ on prend $t_s = 1,5h.$ [1]

La vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 2,5m / h$

Le débit : $Q = 399,82m^3 / h.$

Le volume du décanteur :

$$V = Q.t_s = 399,82.1,5$$

$$V = 599,75 m^3 \quad \text{On prend deux décanteur } V = 300 m^3$$

La surface horizontale du décanteur :

$$S_H = \frac{Q}{V_a} = \frac{399,82}{2,5}$$

$$S_H = 159,93m^2. \quad \Rightarrow S_H = 160 m^2$$

Suite de tableau V.C.2		
- Besoin en oxygène <ul style="list-style-type: none"> • Quantité d'oxygène journalière q_{O_2} • La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$ • La quantité d'oxygène nécessaire pour un m^3 du bassin q_{O_2}/m^3 • La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe q_{O_2} pte 	KgO ₂ /j KgO ₂ /h KgO ₂ /m ³ j KgO ₂ /h	94,17 3,92 0,99 5,78
- Calcul de l'aérateur de surface à installer <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la puissance nécessaire à l'aération W_a • Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin W_m • Le nombre d'aérateurs dans le bassin N • Besoin en énergie de l'aérateur E 	Kw Kw - Kwh/h	7,41 2,38 4 3,85
- Dimensionnement du décanteur secondaire <ul style="list-style-type: none"> • Volume du bassin V • Surface horizontale du décanteur Sh • Hauteur du décanteur H • Le diamètre du décanteur D • Le temps de séjours T_s 	m ³ m ² m m h	171 45,46 3,8 8 3h50min
- Bilan de boues <ul style="list-style-type: none"> • Calcul de la quantité des boues en excès Δx • Concentration de boues en excès X_m • Le débit de boues en excès Q_{exce} • Le débit spécifique par m^3 de bassin q_{sp} • Le taux de boues recyclées R • Le débit des boues recyclées Q_r • Age des boues A_b 	Kg/j Kg/m ³ m ³ /j Kg/m ³ .j % m ³ /j j	103,89 9,6 10,82 0,67 45,45 409,1 4j17h

IV.C.3. Etude de la variante à faible charge :

Etant donnée que les ouvrages de prétraitement ne traitent pas de la charge polluante à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui de la variante à moyenne charge, il s'agit des ouvrages suivants :

- le dégrilleur
- le dessableur déshuileur
- le décanteur secondaire

Le décanteur primaire peut être supprimé dans le traitement à faible charge.

Malgré qu'il n'y ait pas de rejets industriels, nous allons projeter une station par un déshuileur car les rejets domestiques, et publics renferment des graisses et des huiles.

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

Charge massique :

$$0,1 < C_m < 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra : $C_m = 0,15 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$

Charge volumique :

$$0,35 < C_v < 0,6 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3\text{j}$$

On prendra : $C_v = 0,55 \text{ Kg DBO}_5/ \text{ m}^3\text{j}$

IV.C.3.1.Horizon 2020 :

IV.C.3.1.1.Donnée de base :

- Débit moyen journalier $Q_{\text{moy j}} = 1870,92 \text{ m}^3/\text{j}$
- Débit moyen horaire $Q_{\text{moy h}} = 77,96 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps sec $Q_p = 133,27 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit de pointe par temps de pluies $Q_{\text{tp}} = 399,82 \text{ m}^3/\text{h}$
- Débit diurne $Q_d = 116,93 \text{ m}^3/\text{h}$
- Charge polluante à l'entrée du bassin $Lo = 574,37 \text{ Kg/j}$
- Concentration de l'effluent en DBO_5

$$So = Lo/Q_{\text{moy j}} = 574,37 / 1870,92 = 306,99 \text{ mg/l}$$
- La charge polluante à la sortie ($S_f = 30 \text{ mg/l}$)

$$Lf = S_f \cdot Q_{\text{moy j}} = 30 \cdot 1870,92 = 56,13 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$
- La charge polluante éliminée

$$Le = Lo - Lf = 574,37 - 56,13 = 518,24 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$
- Le rendement de l'épuration

$$\eta_{\text{ep}} = (Lo - Lf)/Lo = (518,24 / 574,37) \cdot 100 = 90,22\%$$

IV.C.3.1.2.Dimensionnement du bassin d'aération :

1. Volume du bassin :

$$V = Lo/C_v = 574,37/0,55 = 1044,3 \text{ m}^3$$

On prend $V = 1044 \text{ m}^3$ on prend deux bassin d'aération tel que $V' = 522 \text{ m}^3$

2. La hauteur du bassin :

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

$$H = 4 \text{ m}$$

3. Surface horizontale du bassin :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{522}{4}$$

$$S_h = 130,5 \text{ m}^2$$

4. La largeur du bassin :

On utilise la relation de TABASARAN

$$\frac{B}{H} = 1 \div 2,5$$

avec :

B : largeur

H : hauteur

$$\frac{B}{H} = 2,5 \Rightarrow B = 2,5 \cdot 4$$

$$B = 10m$$

5. La longueur du bassin :

$$L = \frac{S_h}{B} = \frac{130,5}{10} = 13,05m$$

On prend : $L = 13m$

6. La masse de boues dans le bassin :

$$X_a = \frac{L_o}{C_m} = \frac{574,37}{0,15} = 3829,13Kg$$

7. Concentration de boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{3829,13}{1044}$$

$$[X_a] = 3,5Kg/m^3$$

8. Calcul du temps de séjour :

- Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moy.h}} = \frac{522}{77,96} = 6h42 \text{ min}$$

- Pour le débit de pointe par temps de pluies

$$T_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{522}{233,82} = 2h14 \text{ min}$$

- Pour le débit diurne

$$T_s = \frac{V}{Q_d} = \frac{522}{116,93} = 4h28 \text{ min}$$

IV.C.3.1.3. Besoin en oxygène :

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \quad (Kg/j).$$

Le : la charge DBO₅ éliminé (Kg/j) = 574,37 - 56,13 = 518,24 Kg DBO₅/j

X_a : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg)

a' : coefficient respirométrique du système cellulaire a' = 0,6

b' : coefficient cinétique de respiration endogène b' = 0,07 j⁻¹

Donc

La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{o_2} = 0,65 \cdot 518,24 + (0,07 \cdot 3829,13) = 604,89 \text{ Kg O}_2/j$$

La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2} = 604,89 / 24 = 25,2 \text{ Kg } O_2/h$$

La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$q_{O_2} \text{ m}^3 = 604,89 / 522 = 1,16 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

La quantité d'oxygène nécessaire en cas de pointe :

$$q_{O_2} \text{ pte} = (a'Le/ Td) + (b' \cdot X_a \cdot V/24)$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

Td : période diurne en heures Td= 16h

(Le = Se.Qmoy.j/Td) : la DBO₅ à éliminer en période diurne.

$$q_{O_2} \text{ pte} = 0,65 \cdot 518,24 / 16 + (0,07 \cdot 3829,13 / 24) = 32,22 \text{ Kg } O_2/h$$

IV.C.3.1.4. Calcul de l'aérateur de surface à installer :**1. La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (No) :**

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_o = 1,98 \cdot 10^{-3} P_a + 1 \text{ (kg / kwh)}$$

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ on prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2$$

$$N_o = 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 75 + 1 = 1,15 \text{ kg } O_2/kWh$$

$$N = N_o \left(\frac{(\beta \cdot C_s - C_L) a' C^{(T-20)}}{C_s} \right) \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

C_L : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à T=25°C

C_L = (1,5 ÷ 2) mg/l. [12], on prend C_L = 1,5 mg/l.

C_S : concentration de saturation en oxygène à la surface aux conditions standard à 20°C et 760 mm de mercure.

C_S = 8,7 mg/l pour les aérateurs de surface [8].

Et que C = 1,02 (coefficient de température)

β est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure

a' = 0,85 à 0,95 [11].

$$N = 1,15 \cdot \left(\frac{(0,9 \cdot 8,7 - 1,5) 0,85 \cdot 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,78 \text{ (kgo}_2 \text{ / kwh)}$$

2. Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation » Wa :

$$W_a = q(O_2)_{pte} / N = 32,22 / 0,78 = 41,31 \text{ Kw}$$

3. Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin :

$$W_m = Sh \cdot Pa$$

$$W_m = 205,25 \cdot 75 \cdot 10^{-3} = 15,93 \text{ Kw}$$

4. Le nombre d'aérateurs dans le bassin :

$$N = W_a / W_m$$

$$N = 41,31 / 15,93 = 2,59 \text{ On prend } N = 3 \text{ aérateurs.}$$

5. Besoin en énergie de l'aérateur :

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/KWh

$$E = q(O_2) \text{ pte} / 1,5 = 32,22 / 1,5$$

$$E = 21,48 \text{ KWh / h}$$

IV.C.3.1.5. Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le calcul du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante.

IV.C.3.1.6. Bilan de boues :

➤ Calcul de la quantité des boues en excès :

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

$$X_{\min} = 0,3 \cdot 453,75 = 136,13 \text{ Kg / j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \cdot MVS$$

$$X_{dur} = 0,3(0,7 \cdot 453,75) = 95,29 \text{ Kg / j}$$

$$a_m L_e = 0,55 \cdot 518,24 = 285,03 \text{ Kg / j}$$

$$b X_a = 0,063 \cdot 3829,13 = 241,23 \text{ Kg / j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \cdot 1870,92 = 56,13 \text{ Kg / j}$$

Alors :

$$\Delta X = 136,13 + 95,29 + 285,03 - 241,23 - 56,13$$

$$\Delta X = 218,99 \text{ Kg / j}$$

➤ Taux de recyclage des boues :

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

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)

On prend : $I_m = 125$

D'où :

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

$$X_m = 9,6 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

➤ **Le débit de boues en excès :**

Ce débit est donné par :

$$Q_{\text{excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{219,09}{9,6}$$

$$Q_{\text{excès}} = 22,82 \text{m}^3 / \text{j}$$

➤ **Le débit spécifique par m^3 de bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

V : Volume de bassin

Donc :

$$q_{sp} = \frac{219,09}{1642}$$

$$q_{sp} = 0,133 \text{Kg} / \text{m}^3 \cdot \text{j}$$

➤ **Le débit des boues recyclées :**

Il est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage(%)

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = 3,5 Kg/m³

Donc :

$$R = \frac{100 \cdot 3,5}{\frac{1200}{125} - 3,5} \quad R = 57,38\%$$

➤ **Age des boues :**

L'age des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{3829,13}{219,09} = 17,48 \text{ jours.}$$

$$A_b = 17 \text{ jours et } 11 \text{ heures.}$$

Suite de tableau V.C.3		
• Le diamètre du décanteur D	m	8
• Le temps de séjours Ts	h	3h50min
- Bilan de boues		
• Calcul de la quantité des boues en excès Δx	Kg/j	81,22
• Concentration de boues en excès X_m	Kg/m ³	9,6
• Le débit de boues en excès Q_{exce}	m ³ /j	8,46
• Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp}	Kg/m ³ .j	0,15
• Le taux de boues recyclées R	%	57,38
• Age des boues A_b	j	24j11h

IV.D. La désinfection :**IV .D.1.Introduction :**

La désinfection des eaux usées est un traitement d'élimination durable des agents pathogènes, bactéries et virus, elle peut se pratiquer au chlore(NaClO), à l'ozone.

Le choix entre les deux types de désinfections est habituellement en défaveur de l'ozone, à cause du coût d'investissement et de maintenance.

En Algérie l'utilisation du chlore gazeux pose beaucoup de problèmes surtout la sécurité de stockage qui doit être examiné et résolu avec toute l'attention nécessaire.

Généralement la meilleure désinfection que l'on rencontre est l'eau de javel car ce dernier coûte moins cher.

IV .D.2.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.

IV .D.2.1.Horizon 2020 :

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn

IV .D.2.1.1.La dose journalière :

$$D_j = Q_{\text{moy}} j (\text{Cl}_2) = 1870,92 \cdot 0,01 = 18,71 \text{ Kg/j}$$

IV .D.2.1.2.Calcul de la quantité de la javel pouvant remplacer la quantité du chlore :

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl_2/NaClO

20° de chlorométrie → X

$$X = 3,17 \cdot 20 / 1 = 63,4 \text{ g de } \text{Cl}_2/\text{NaClO}$$

IV.D.2.1.3.La quantité d'hypochlorite nécessaire :

1 m³ (NaClO) → 63,4 Kg de Cl_2

Q_j → 18,71

$$Q_j = 18,71 / 63,4 = 0,29 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 12,03 \text{ l/h}$$

IV .D.2.1.4.La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 105,85 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

➤ Dimensionnement du bassin de désinfection :

$$Q_{\text{pte}} = 399,35 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

- Le volume du bassin :

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 399,35 \cdot 30/60 = 199,68 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin :**

On fixe $H = 3\text{ m}$

- **La surface horizontale :**

$$Sh = V/H = 66,55 \text{ m}^2$$

On prend $Sh = 67 \text{ m}^2$

- **La largeur et la longueur :**

On prend $L = 6\text{ m}$ donc $B = Sh / L = 67 / 6 \quad B = 11 \text{ m}$

IV .D.2.2.Horizon 2040 :

IV .D.2.2.1.La dose journalière :

$$D_j = Q_{\text{moy } j} (\text{Cl}_2) = 909,12 \cdot 0,01 = 9,09 \text{ Kg/j}$$

IV .D.2.2.2.La quantité d'hypochlorite nécessaire :

$$Q_j = 9,09 / 199,68 = 0,046 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/j = 1,897 \text{ l/h}$$

IV .D.2.2.3.La quantité annuelle d'hypochlorite :

$$Q_a = Q_j \cdot 365 = 16,79 \text{ m}^3 (\text{NaClO})/\text{an}$$

➤ **Dimensionnement du bassin de désinfection :**

$$Q_{\text{pte}} = 274,89 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$T_s = 30 \text{ mn}$$

- **Le volume du bassin :**

$$V = Q_{\text{pte}} \cdot T_s = 274,89 \cdot 30 / 60 = 137,45 \text{ m}^3$$

- **La hauteur du bassin :**

On fixe $H = 3\text{ m}$

- **La surface horizontale :**

$$Sh = V/H = 45,82 \text{ m}^2$$

- **La largeur et la longueur :**

On prend $L = 5\text{ m}$ donc $B = Sh / L = 45,82 / 5 \quad B = 9,2 \text{ m}$

IV.E : Traitement des boues

IV.E.1.Introduction :

Tout traitement d'eau conduit à la formation de suspensions plus ou moins concentrées dénommées boues, qui rassemblent les corps polluants présents initialement dans les eaux à traiter sous forme de particules individualisées, de colloïdes ou de substances dissoutes.

La raréfaction des terrains disponibles pour l'épandage, l'emploi généralisé en agriculture d'engrais facilement épandable sous forme pulvérulente, les nécessités de l'environnement, exigent le plus souvent une réduction très importante, voire totale, du volume et de la nocivité de ces boues. De ce fait le traitement de boues est inéluctable en station d'épuration des eaux usées.

Les principales destinations des boues sont généralement limitées à savoir :

- La valorisation agricole ;
- L'incinération ;
- La mise en décharge.

Le choix entre ces modes d'élimination dépend des caractéristiques des boues et des contraintes locales.

L'objectif du traitement des boues est double :

- Réduction du volume des boues par élimination plus ou moins poussée de leur humidité ;
- Réduction du pouvoir fermentescible, ou stabilisation.

IV.E.2.Variante à moyenne charge :

IV.E.2.1.Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

➤ **Stabilisation aérobie des boues :**

Elle consiste à provoquer ou à poursuivre le développement des micro-organismes aérobies jusqu'à dépasser la phase de synthèse des cellules et réaliser leur propre oxydation.

➤ **Digestion anaérobie :**

La stabilisation anaérobie se réalise par fermentation méthanique des boues des cuves fermées, à l'abri de l'air appelées digesteurs ; elle se produit en deux temps (phases) :

- **Première phase :**

La fermentation est dite acide, les matières solides biodégradables sont solubilisées, puis dégradées par les bactéries mésophiles (35°), il s'ensuit une forte formation d'acide organique.

- **Deuxième phase :**

La fermentation est dite méthanique, les micro-organismes sont caractérisés par un pouvoir de destruction cellulaire très puissant, par un développement long et par leurs grandes sensibilités aux conditions du milieu (PH, T°, toxiques...).

La digestion anaérobie est d'autant plus rapide que la température est plus élevée.

Certains facteurs sont perturbateurs ou inhibiteurs de la digestion, à savoir les éléments toxiques tels que (cuivre, nickel, zinc) la concentration excessive de détergents, l'excès de NH_4 , les sulfures.

Pour une bonne digestion, il faut que le PH varie entre (6,8 à 7,12).

D'après les comparaisons entre ces deux stabilisations :

- Le taux de réduction des matières volatiles obtenues par stabilisation aérobie dans les conditions climatiques les plus fréquentes est sensiblement inférieur à celui atteint par digestion anaérobie.
- Du fait de sa rusticité, de la simplicité de sa conduite, de sa facilité, à supporter les variations de charge, la stabilisation aérobie des boues convient bien pour les stations d'épuration rurales de moyenne importance.
- La stabilisation aérobie est moins onéreuse en investissement que la digestion anaérobie, par contre, elle nécessite d'importantes dépenses d'énergie.
- La récupération de gaz (digestion anaérobie) permet des économies sur les frais d'exploitation.

De cette comparaison, on préfère la digestion anaérobie

IV.E.2.2.Epaississement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

- Il peut permettre une réduction des ouvrages de digestion aérobie et anaérobie.
- Il engendre une amélioration de la production des dispositifs de déshydratation.

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

IV.E.2.2.1.Epaississement par décantation :

Les boues sont introduites dans une cuve (épaississeur) profond ($H \geq 3,5$ m pour les boues urbaines), afin de faciliter le tassement des boues dont l'évacuation se fait par le fond tandis que le liquide surnageant par le haut.

On distingue deux types d'épaississeurs :

- Epaississeurs non raclés.
- Epaississeurs mécanisés.

L'épaississeur mécanisé est de forme circulaire, équipé d'un ensemble mécanique tournant dont le rôle est double :

- Assurer le transfert des boues déposées vers la fosse centrale, au moyen de racleurs ;
- Faciliter le dégagement de l'eau interstitielle et des gaz occlus au moyen d'une herse verticale accrochée au dispositif tournant.

Le diamètre de cet ouvrage commence de 5 m et peut atteindre 40 m.

IV.E.2.2.2.Epaississement par flottation :

Il consiste à réduire la masse volumique apparente des particules par absorption des fines bulles de gaz de façon à provoquer leur entraînement vers la surface. Les boues concentrées sont récupérées par raclage de la surface du liquide.

En fin, nous optons pour un épaississeur mécanique par décantation car ce dernier est moins cher que l'épaississeur par flottation (demande des frais d'exploitation élevés).

IV.E.2.3.Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues. Plusieurs techniques ont été mises en œuvre :

IV.E.2.3.1.Déshydratation sur lits de séchage :

Elle s'effectue par double action-filtration de l'eau à travers le sable

- Evaporation de l'eau en surface dont la remontée est entretenue par capillarité.

IV.E.2.3.2.Déshydratation mécanique :

Ce traitement comporte deux stades :

➤ Premier stade :

Conditionnement des boues pour augmenter par floculation la taille des particules en suspension et augmenter la cohésion du floc

➤ Deuxième stade :

Opération de déshydratation

- Filtration sous vide
- Filtration sous pression
- Centrifugation (séparation du mélange solide liquide par action de la force centrifuge)

IV.E.2.3.3.Déshydratation naturelle (séchage thermique) :

Le séchage s'effectue à l'air libre sur des lits constituants un massif drainant de 0,25 à 0,4 m d'épaisseur [11]

ce procédé ne peut être applicable qu'à des boues déjà fortement déshydratées.

D'après ces différentes techniques on voit que la déshydratation sur lits de séchage est plus utilisée du point de vue économique et sa facilité de gestion

- Les sables doivent avoir une granulométrie à peu près homogène
- Les eaux de drainage doivent être renvoyées en tête de la station
- Les lits sont à recharger périodiquement en sable qui est enlevé en partie avec des boues desséchées
- Les refus de dégrillage et de dégraissage qui entraîneraient une diminution du pouvoir drainant du lit ne doit pas être admis sur les lits
- Pour une bonne répartition des boues, il convient de s'en tenir à une dimension maximale des lits de 20x 8 m² [11]

IV.E.2.4.Choix de la filière de traitement de boues :

La filière de traitement des boues sera comme suite :

- Un épaissement des boues
- Une digestion anaérobie
- Une déshydratation sur lits de séchage

IV.E.3.Dimensionnement pour Horizon 2020 :**IV.E.3.1.Dimensionnement de l'épaisseur :**

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $DX_p = DBO_{5e} + MESe$

$$DX_p = 201,03 + 272,27 = 473,3 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire $DX_s = 152,09 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{totale} = DX_t = 473,3 + 152,09 = \mathbf{625,39 \text{ Kg/j}}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaisseur :

Pour les boues primaires $S_1 = 20 \text{ à } 30 \text{ g/l}$ [12]

Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$

IV.E.3.1.1.Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 473,3 / 25 = 18,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 152,09 / 10 = 15,21 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 34,14 \text{ m}^3/\text{j}$

IV.E.3.1.2.La concentration du mélange :

$$S = DX_t / Q_t = 625,39 / 34,14 = 18,32 \text{ Kg/m}^3$$

IV.E.3.1.3.Le volume de l'épaisseur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 34,14 \cdot 2 = 68,3 \text{ m}^3$$

$$V = 70 \text{ m}^3$$

/ T_s : temps de séjours = 2j (1 à 15 j).

IV.E.3.1.4.La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 3 \text{ m}$ on calcul :

$$Sh = V / H = 70 / 3 = \mathbf{24 \text{ m}^2}$$

IV.E.3.1.5.Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 24}{3,14}} = \mathbf{5,5 \text{ m}} \text{ on prend } \mathbf{D = 6 \text{ m}}$$

IV.E.3.2.Dimensionnement du digesteur :

Dans le but de diminuer le volume des boues et augmenter leurs quantités, les boues épaissies arrivent au digesteur avec une concentration de 80 g/l [12]

Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DX_t / 80 = 625,39 / 80 = 7,82 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.3.2.1.Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 175 \cdot 10^{(-0,03 \cdot t)} \quad / t = 35^\circ\text{C} \text{ [11]}$$

$$T_s = 15,6 \text{ jours [11]}$$

IV.E.3.2.2.Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 7,82 \cdot 15,6 = 121,99 \text{ m}^3$$

On prend $V_d = \mathbf{125 \text{ m}^3}$

IV.E.3.2.3. Le diamètre du digesteur :

$$Dd = \sqrt{\frac{Vd.4}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{125.4}{3,14.4}} = 6,5 \text{ m} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

IV.E.3.2.4. La surface horizontale :

$$Sh = \frac{\pi.D^2}{4} = \frac{3,14.6,5^2}{4} = 33,17 \text{ m}^2$$

IV.E.3.2.5. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$Fg = Qd . Fs . Ks$$

Ks : poids spécifique de la matière sèche de la boue fraîche

$$Ks = 1 \text{ tonne /m}^3$$

Fs : la teneur en matières solides

$$Fs = 3 \text{ à } 4\% \text{ on prend } 4\%$$

$$\text{Donc : } Fg = 7,82 . 1 . 0,04 = 0,31 \text{ tonne /j [7]}$$

IV.3.2.6. La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

Elle présente 60% de la quantité des matières sèches des boues fraîches

$$Fo = 0,6 . Fg = 0,6 . 0,31 = 0,19 \text{ T /j}$$

➤ La quantité du gaz produite :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} . Fo = 138 (35)^{1/2} 0,19 = 155,35 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

On prendra 75% du gaz théorique

$$Q' = 0,75 . Q_{\text{gaz}} = 0,75 . 155,35 = 116,51 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH₄):

$$Q_{\text{CH}_4} = (0,6 \text{ à } 0,65) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CH}_4} = 0,65 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 . 116,51 = 75,73 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$$Q_{\text{CO}_2} = (0,3 \text{ à } 0,35) Q'_{\text{gaz}} \text{ on prend } Q_{\text{CO}_2} = 0,3 Q'_{\text{gaz}}$$

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 . 116,51 = 34,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité restante de gaz :

Les 5% sont constituées par l'autre gaz (NH₃, H₂...)

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 . Q_{\text{gaz}} = 0,05 . 155,35 = 7,77 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité minérale dans la boue :

$$Fm = Fg - Fo = 0,31 - 0,19 = 0,12 \text{ T/j}$$

➤ **La quantité de boues digérées :**

Elle est donnée par l'expression suivante (Qr)

$$Q_r = F_{gf} \left(\frac{1}{d_g f_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right) \quad [13]$$

Avec:

Ff : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

dff : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

df : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_{gf} = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 0,12 + 0,19(1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_{gf} = 0,15 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0,15 \left(\frac{1}{1} \cdot 0,1 + \frac{1}{2} - \frac{1}{1} \right) = 1,43 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.3.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaississeur qui est égale à 152,09 Kg/j

IV.E.3.3.1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm [1]

On prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 20 m :

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

$$\text{Et } B = 8 \text{ m} \quad V = 8 \cdot 20 \cdot 0,3 = 48 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l [11]

On prenant une concentration de 20 g/l le volume journalier des boues épandues sera :

$$V_e = \frac{152,09}{20} = 7,6 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.3.3.2. Volume des boues épandues par lit et par an :

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc :

$$V_a = 10 \cdot V = 10 \cdot 48 = 480 \text{ m}^3$$

IV.E.3.3.3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 7,6 \cdot 365 = 2774 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.E.3.3.4. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 2774 / 480 = 5,78 \quad N = 6 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 6 \cdot 160 = 960 \text{ m}^2$

IV.E.4. Dimensionnement pour Horizon 2040 :

IV.E.4.1. Dimensionnement de l'épaississeur :

La production journalière des boues est de :

- La boue primaire $D_{Xp} = DBO_{5e} + MESe$

$$D_{Xp} = 105,39 + 167,46 = 272,85 \text{ Kg/j}$$

- Boues secondaire DXs = 103,39 Kg/j

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 272,85 + 103,39 = 376,74 \text{ Kg/j}$$

IV.E.4.1.1. Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = DX_p / S_1 = 272,85 / 25 = 10,91 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire :

$$Q_2 = DX_s / S_2 = 103,39 / 10 = 10,34 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 21,25 \text{ m}^3/\text{j}$

IV.E.4.1.2. La concentration du mélange :

$$S = DX_t / Q_t = 376,74 / 21,25 = 17,73 \text{ Kg/m}^3$$

IV.E.4.1.3. Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \cdot T_s = 21,25 \cdot 2 = 42,5 \text{ m}^3$$

IV.E.4.1.4. La surface horizontale :

Soit une hauteur de $H = 3 \text{ m}$

$$Sh = V / H = 42,5 / 3 = 14,17 \text{ m}^2$$

IV.E.4.1.5. Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 14,17}{3,14}} = 4,5 \text{ m}$$

IV.E.4.2. Dimensionnement du digesteur :

Le débit des boues arrivant au digesteur

$$Q_d = DX_t / 80 = 376,74 / 80 = 4,71 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.4.2.1. Le temps de séjour du digesteur :

$$T_s = 15,6 \text{ jours}$$

IV.E.4.2.2. Le volume du digesteur :

$$V_d = Q_d \cdot T_s = 4,71 \cdot 15,6 = 73,46 \text{ m}^3$$

On prend $V_d = 75 \text{ m}^3$

IV.E.4.2.3. Le diamètre du digesteur :

$$D_d = \sqrt{\frac{V_d \cdot 4}{\pi \cdot H}} = \sqrt{\frac{75 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 5 \text{ m} \quad / \quad H = 4 \text{ m}$$

IV.E.4.2.4. La surface horizontale :

$$Sh = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 5^2}{4} = 19,6 \text{ m}^2$$

IV.E.4.2.5. La quantité de matières sèches des boues fraîches :

$$F_g = Q_d \cdot F_s \cdot K_s$$

$$\text{Donc : } F_g = 4,71 \cdot 1 \cdot 0,04 = 0,19 \text{ tonne /j}$$

IV.E.4.2.6. La quantité de matière organique dans la boue fraîche :

$$F_o = 0,6 \cdot F_g = 0,6 \cdot 0,19 = 0,11 \text{ T /j}$$

➤ La quantité du gaz produite :

$$Q_{\text{gaz}} = 138 (t^\circ)^{1/2} \cdot F_o = 138 (35)^{1/2} \cdot 0,11 = 89,8 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité moyenne du gaz :

$$Q'_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot Q_{\text{gaz}} = 0,75 \cdot 89,8 = 67,35 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du méthane (CH₄):

$$Q_{\text{CH}_4} = 0,65 \cdot 67,35 = 43,78 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité du gaz carbonique CO₂ :

$$Q_{\text{CO}_2} = 0,3 \cdot 43,78 = 13,13 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité restante de gaz :

$$Q_{\text{rest}} = 0,05 \cdot Q'_{\text{gaz}} = 0,05 \cdot 67,35 = 3,37 \text{ m}^3/\text{j}$$

➤ La quantité minérale dans la boue :

$$F_m = F_g - F_o = 0,19 - 0,11 = 0,08 \text{ T/j}$$

➤ La quantité de boues digérées :

Elle est donnée par l'expression suivante (Q_r)

$$Q_r = F_g \left(\frac{1}{d_g} + \frac{1}{d_{ff}} + \frac{1}{d_f} \right)$$

Avec:

F_f : teneur en matière solide dans la boue digérée

$$F_f = 10\%$$

d_{ff} : poids spécifique de la matière sèche de la boue digérée

$$d_{ff} = 2 \text{ T/m}^3$$

d_f : poids spécifique de l'eau en excès dans le digesteur $d_f = 1 \text{ T/m}^3$

$$F_g = F_m + F_o (1 - 0,138 T^{1/2}) = 0,08 + 0,11 (1 - 0,138 \cdot 35^{1/2})$$

$$F_g = 0,11 \text{ T/j}$$

$$Q_r = 0,11 \left(\frac{1}{1} + \frac{0,1}{2} + \frac{1}{1} \right) = 1,1 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.4.3. Dimensionnement du lit de séchage :

Le dimensionnement de cet ouvrage se fait par la quantité de boues refoulées vers l'épaisseur qui est égale à 103,89 Kg/j

IV.E.4.3.1. Le volume d'un lit :

e : l'épaisseur maximale des boues qui est comprise entre 20 à 30 cm [1]

On prend e = 30 cm

La longueur L = (20 à 30) m

On prend L = 20 m :

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

$$\text{Et } B = 8 \text{ m}$$

$$V = 8 \cdot 20 \cdot 0,3 = 48 \text{ m}^3$$

La concentration de boues activées épaissies est de 20 à 50 g/l [11]

On prenant une concentration de 20 g/l le volume journalier des boues épaissies sera :

$$V_e = \frac{103,89}{20} = 5,19 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.E.4.3.2. Volume des boues épaissies par lit et par an :

On admet que le lit sert 10 fois par an

Donc :

$$V_a = 10 \cdot V = 10 \cdot 48 = 480 \text{ m}^3$$

IV.E.4.3.3. Volume de boue à sécher par an :

$$V_{an} = 5,19 \cdot 365 = 1895,99 \text{ m}^3/\text{an}$$

IV.E.4.3.4. Nombre de lits nécessaires :

$$N = V_{an} / V_a = 1895,99 / 480$$

$$N = 4 \text{ lits}$$

La surface totale des lits de séchage sera : $S_T = 4 \cdot 160 = 640 \text{ m}^2$

On a résumé les calculs de variante à moyenne charge, pour les deux l'horizon 2020 et 2040 dans le tableau (IV.E.1)

Tableau IV.E.1 : Tableau récapitulatif des résultats à moyenne charge :

Désignations	unité	2020	2040
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur pour DI	g/l	20	20
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur Pour DII	g/l	10	10
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	34,14	21,25
• Temps de séjour	J	2	2
• Volume	m ³	70	42,5
• Hauteur	m	3	3
• Surface	m ²	24	14,17
• Diamètre	m	6	4,5
- Dimensionnement du digesteur			
• Débit des boues arrivant au digesteur	m ³ /j	7,82	4,71
• Temps de séjour du digesteur	j	16	16
• Volume	m ³	125	75
• Diamètre	m	6,5	5
• Surface horizontale	m ²	33,17	19,6
• Quantité de matières sèches des boues fraîches	T/j	0,33	0,19
• Quantité de matière organique des boues fraîches	T/j	0,19	0,11
• Quantité du gaz produite	m ³ /j	155,35	98,8
• Quantité moyenne du gaz	m ³ /j	116,51	67,35
• Quantité du méthane	m ³ /j	75,73	43,78
• Quantité du gaz carbonique	m ³ /j	34,95	13,13
• Quantité restante de gaz	m ³ /j	5,82	0,66
• Quantité minérale dans la boue	T/j	0,12	0,08
• Quantité de boues digérées	m ³ /j	1,43	1,1
- Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	20	20
• Largeur	m	8	8
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	48	48
• Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	7,6	5,19
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	480	480
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	2774	1895,99
• Nombre de lits	-	6	4
• La surface totale des lits de séchage	m ²	960	640

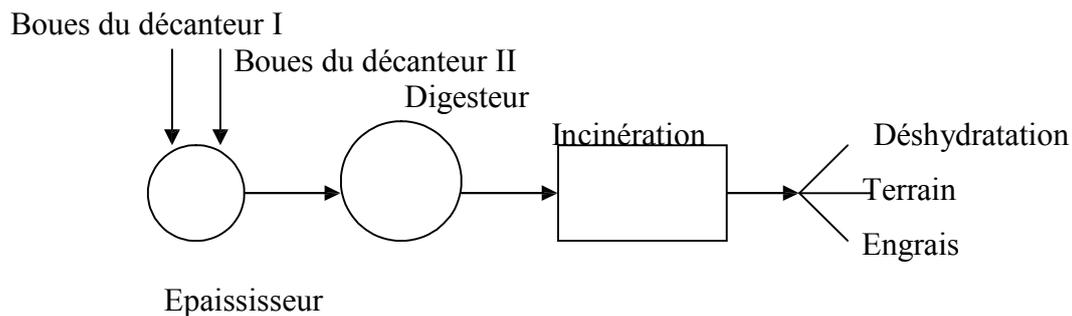


Figure IV.E.1 : Schéma de traitement des boues à moyenne charge

IV.E.5 .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 naturelle (lits de séchage).

Tableau n° : IV.E.2 : Calcul des ouvrages de traitement à faible charge :

Désignations	unité	2020	2040
- Dimensionnement de l'épaississeur			
• Concentration à l'entrée de l'épaississeur	g/l	10	10
• Débit journalier reçu par l'épaississeur	Kg/j	21,89	8,12
• Temps de séjour	J	2	2
• Volume	m ³	43,78	16,24
• Hauteur	m	3	3
• Surface	m ²	14,6	5,5
• Diamètre	m	4,5	3
- Dimensionnement du lit de séchage			
• Longueur	m	20	20
• Largeur	m	8	8
• Hauteur	m	1	1
• Hauteur de boue dans le lit	m	0,3	0,3
• Volume	m ³	48	48
• Volume journalier des boues épandues	m ³ /j	10,95	4,06
• Volume des boues épandues par lit et par an	m ³	480	480
• Volume de boue à sécher par an	m ³ /an	3996,75	1481,19
• Nombre de lits	-	9	4
• La surface totale des lits de séchage	m ²	1440	640

Conclusion :

A travers les calculs effectués dans ce chapitre, nous avons fait le choix sur la variante à faible charge qui justifiée par le faible nombre d'habitant ainsi que sont meilleur rendement d'élimination.

chapitre V Calcul hydraulique

Introduction :

Ces calculs auront pour le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduite de BY-PASS, conduite de fuite, conduites reliant les ouvrages ainsi que le déversoir d'orage et les cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.1. Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dériver vers la station que les débits des eaux usées.

V.1.1. Choix du type de déversoir :

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte du régime d'écoulement, des niveaux d'eau de l'émissaire, de la position de l'exutoire et de la topographie du terrain.

Remarque :

Dans notre projet, on optera pour le déversoir d'orage à seuil latéral, car notre terrain est caractérisé par une faible pente, position de l'exutoire, et ce genre de déversoir d'orage présente une facilité d'entretien et d'exploitation.

V.1.2. A l'amont du déversoir :

On calcul le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2040 :

Le débit de pointe par temps de pluie : $Q_{pte} = 669.6 \text{ m}^3/\text{h} = 0,186 \text{ m}^3/\text{s}$

Le débit pluvial à été estimé par la D R E de Tipaza à $Q_{pl} = 1,10 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de :

$$Q_v = Q_{pte} + Q_{pl} = 0,186 + 1,10 = 1,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_v = 1,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre a l'entrer du déversoir)

$Q_{ps} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit a pleine section)

$V_{ps} = 1,7 \text{ m/s}$ (vitesse a pleine section)

Et d'après l'abaque de Bazin (02)

$$r_Q = Q_v / Q_{ps} = 1,28 / 1,7 = 0,77 \text{ (rapport des débits)}$$

$$r_H = H_e / D_e = 0,66 \Rightarrow H_e = 0,66 \cdot 1000 = 660 \text{ m (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = V / V_{ps} = 1,06 \Rightarrow V = 1,09 \cdot 2,2 = 2,4 \text{ m/s (rapport des vitesses)}$$

V.1.3.A l'aval du déversoir :

$$Q_{pte} = 0,097 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 400 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,1 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,75; \quad r_H = 0,64; \quad r_V = 1,07;$$

Le débit diverse par le déversoir d'orage est : $Q_{dev} = Q_v - Q_{tp}$

$$Q_{dev} = 1,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.1.4. Dimensionnement du déversoir d'orage:

La hauteur d'entrée $H_e = 660 \text{ mm}$

La hauteur de sortie $H_s = 256 \text{ mm}$

La lame d'eau déversée $H_d = (H_e - H_s) / 2 = (660 - 256) / 2 = 202 \text{ mm}$

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (H_{dev})^{(3/2)} \quad [12]$$

Avec :

μ : coefficient de contraction de la lame déversant qui tient compte 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_{dev} : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Q_d) / (2 \mu (2g)^{1/2} H_d^{3/2})$$

Donc :

$$b = (3 * 1,21) / (2 * 0,6 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,202^{3/2}) = 7,52 \text{ m}$$

Pour avoir une sécurité on prend $b = 8 \text{ m}$

V.1.5. Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 2%

$$Q_d = 1,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura :

$$D_d = 800 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 2,6 \text{ m/s}$$

Donc $r_Q = 0,95$ abaque de Bazin (02) on aura : $r_h = 0,77$; $R_v = 1,13$

V.1.6. Dimensionnement de la conduite By-pass :

Cette conduite est appelée à véhiculer un débit de $Q_{tp} = 0,186 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une pente de 2% et elle devra intervenir lors d'un danger sur la station, et l'eau est dirigée vers la station de relevage vers le milieu récepteur. Comme on doit avoir une grille de même dimension que le dégrilleur

$$Q_{tp} = 0,186 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = 2\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01)

$$D_s = 400 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{ps} = 1,5 \text{ m/s}$$

Et d'après l'autre abaque (02)

$$r_Q = 0,53 ; r_H = 0,55 ; r_V = 1.$$

V.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).

V.2.1. Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages :

Tableau V-1 : Cotes moyenne du terrain naturel de la zone d'implantation des différents ouvrages de la station

Désignation des ouvrages	Cotes du terrain naturel (m)
Dégrilleur	6,51
Dessableur-deshuilleur	6,48
Bassin d'aération	6,10
Décanteur secondaire	6,09
Bassin de désinfection	6,00

V.2.2. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages :

Pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

$$L_{eq} = 1,15 \cdot L_{réelle}$$

Toutes les canalisations seront dimensionnées de façon qu'en leur impose une pente de 1,2% pour permettre un bon écoulement de l'eau et assurer l'autocurage avec une vitesse minimale de 0,6 m/s et éviter l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Tableau n° : V-2 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Step :

Ouvrages	L réelle (m)	$L_{eq} = 1,15 \cdot L_{réelle}$ (m)
Dégrilleur -Dessableur-deshuilleur	3	3,45
Dessableur-deshuilleur - Bassin d'aération	14	16,1
Bassin d'aération - Décanteur II	20	23
Décanteur II - Bassin de désinfection	35	40,25

V.2.3. Calcul des côtes piézométriques et de radier dans les différents ouvrages

Pour le calcul des côtes piézométriques des ouvrages,

$$CP (i) = Cr (i) + H (i)$$

CP (i) : côte piézométriques de l'ouvrage i

Cr (i): côte de radier de l'ouvrage

H (i) : hauteur de l'eau dans l'ouvrage i

On résume les calculs dans le tableau (V.3).

V.2.4. Calcul des pertes de charge dans les conduites :

Les pertes de charge dans les conduites reliant les ouvrages seront calculés par la formule suivante

$$\Delta H = Cp_{(i+1)} - Cp_{(i)}$$

On résume les calculs dans le tableau (V.3)

V.2.5. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages :

Dans les calculs on utilisera la loi de DARCY.

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^\beta}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K.L.Q^\beta}{\Delta H}} \quad [9]$$

Avec $K=0,00105$, $m=4,774$ et $\beta=1,77$

Les conduites (conduites en charge) sont en PVC (les diamètres normaliser d'après catalogue de S.T.P.M –CHIAILI)

On résume les calculs dans le tableau (V.3).

Tableau V.3 : calcul de perte de charge, côtes piézométriques, côtes radié et diamètres des conduites pour les deux variantes

ouvrage	Hauteur d'eau dans l'ouvrage (m)	Côte de radier de l'ouvrage (m)	Côte piézoélectrique (m)	Perte de charge	diamètre (mm)
Dégrilleur	0,5	6,5	7,00	0,06	250
dessableur	1	5,94	6,94	0,09	315
bassin d'aération	3	3,85	6,85		
décanteur II	3,7	3,1	6,8	0,05	315
bassin désinfection	3	3	6	0,08	315

Conclusion :

Le calcul hydraulique effectué dans ce chapitre nous a permis de :

- Dimensionner le déversoir d'orage
- Déterminer les cotes terrains naturels des différents ouvrages dans la station ;
- Déterminer les longueurs, les diamètres des conduites reliant ces ouvrages ;
- Calculer les pertes de charge et les cotes piézométriques dans chaque point.

En fin on termine avec le profil hydraulique.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans notre travail qui consiste la conception de la station d'épuration de la ville de Damous dans la wilaya de Tipaza, la réalisation de cette STEP assure le traitement des eaux usées en minimisant les risques sur la santé, sur l'environnement en général et la mer en particulier.

A la fin de cette mission on résume les notes suivantes :

- ✓ Le procédé d'épuration qu'on a choisi est le traitement par boue activée
- ✓ La station d'épuration de Damous a une capacité de 15591 eq.hab correspondant $Q_{\text{moyj}}=1870.92\text{m}^3/\text{j}$ à l'**horizon 2020** et une capacité de 23167 hab. correspondant à un débit de $Q_{\text{moyj}}= 2780.04 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'**horizon 2040**
- ✓ La variante à faible charge a été choisie et justifiée par le faible nombre d'habitant ainsi que sont meilleur rendement d'élimination.

Aujourd'hui, il ne suffit pas de construire des stations d'épuration mais il faut savoir comment les gérer car une station d'épuration sans une bonne gestion ne peut pas tenir longtemps ; car les performances épuratoires sont obtenues par un bon entretien des ouvrages de la station et un contrôle quotidien des équipements, et des paramètres indiquant la qualité d'eau à épurer.

Les stations d'épuration nécessitent un personnel qui doit être toujours présent et percevront pour prendre quotidiennement des observations et assurer le bon déroulement des différentes étapes de traitement ; et en contre partie le personnel doit être protégé contre n'importe quel danger dont il est tout le temps exposé.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] Marc Satin, Beclin Selmi.

Réutilisation des eaux usées:risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS.

[2] rubrique guide des services

[3] Dia Prosiium.

Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires

Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71.

[4] fiche con seuil/trait eau/trait physico.htm.

Guide technique de l'assainissement.

Edition de moniteur. Paris 1999.

[5] Jaques Bernard, Colette Caerels, Genevière Dieblot, Alain Dupouy.

Le Memento technique de l'eau.

Tome 2. Degrément.

[6] Office International de l'Eau, 2001

ISBN 92-894-1690-4

[7] W.W Echenfeldr.

[8] Abdelkader.Gaid, Tome 1

Epuration biologique des eaux usées urbaines

OPU. Alger. 1984.

[9]Boukhari Nacir. MFE (ENSH)

Conception de la STEP de B.B.A. 1999.

[10] M. Carlier

Hydraulique générale et appliquée.

Edition EYROLLS 1986.

[11] Bechac. P, Pierre. Boutin, B. Mercier, P. Nuer.

Traitement des eaux usées.

EYROLLES Paris 1987.

[12] A. Gaio.

Epuration biologique des eaux usées urbaines.

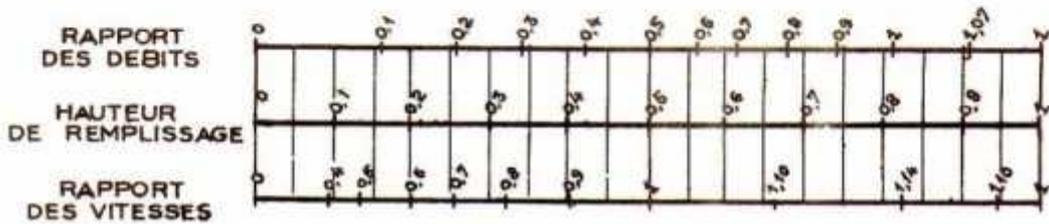
OPU Alger 1984

[13] Gestion des eaux usées urbaines et industrielles. Technique et documentation Paris.

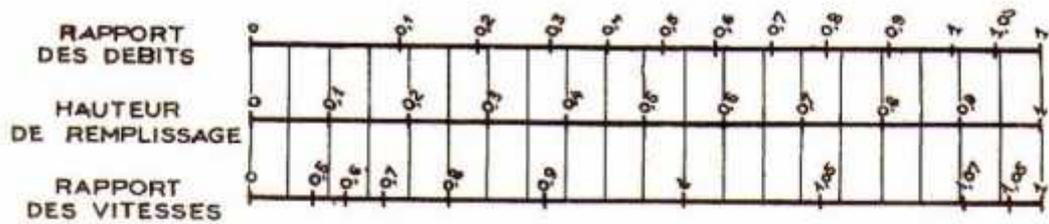
Annexes

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)

