

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de L'enseignement Supérieur Et de La Recherche Scientifique



Université de Ghardaïa

N°d'ordre :

N° de série:

Faculté de Science et Technologie

Département de Science et Technologie

Projet de fin d'étude présenté en vue de l'obtention du diplôme de

LICENCE

Domaine : Science et Technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Science de L'eau et de L'environnement

Thème:

**ÉTUDE DE LA STATION D'EPURATION DE BELAILA
WILAYA DE SIDI BELABBES**

PAR:

M^{elle}: TINA OUMELKHEIR

JURY:

M^r: BENADDA LOTFI

Maitre Assistance A Univ Ghardaïa

Encadreur

M^r: MECHERI BACHIR

Maitre Assistance A Univ Ghardaïa

Examineur

ANNEE UNIVERSITAIRE: 2012/2013



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère qui m'a toujours apportée

Son amour et son affection

Mon cher père, qui m'a toujours encouragée, conseillée et

Soutenue dans mon travail

Mes très chères sœurs

Mes très chers frères

Toute ma famille et ma belle famille

Mes camarades de la promotion d'hydraulique 2012/2013

Mes très chers ami(e)s

..... Oumelkheir





Remerciements

Il m'est de mon devoir d'ouvrir ce mémoire à remercier en premier lieu le

« Bon DIEU » le tout puissant ;

*Par la suite, je me dirige vers toutes les personnes qui m'ont apporté leurs
soutiens pour l'élaboration de ce mémoire en particulier :*

Mes parents pour leurs soutiens moral et financier ;

Mr Benadda Lotfi, mon encadreur pour ces conseils et orientations ;

Mr Chouireb Mostafa et tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation ;

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin.

Merci à Vous Tous

..... Damelkheir





Résumé



الملخص

ان الهدف الاساسي من دراسة محطة تصفية المياه بمدينة بلايلة-شتوان بولاية سيدي بالعباس هو تحسين الظروف البيئية للمنطقة بالإضافة الى حماية وديانها.

- المدينة مجهزة بشبكة مياه صرف ذات نضام أحادي تضمن صرف المياه القدرة نحو المحطة.
- تطرقنا في هذه المذكرة الى كيفية تجسيد هذه المحطة ذات قدرة الاستيعاب 307 متر مكعب في اليوم , و هذا يتم كالتالي:
- تتمثل في معالجة المياه الملوثة الناتجة عن التجمع السكاني (1720 نسمة) لأفاق 2040 عن طريق معالجة المياه القدرة بواسطة الاحواض التهوية الطبيعية.
- معالجة الوحل الناتج عن عملية معالجة هذه المياه القدرة عن طريق التجفيف و استعمالها كمخصبات للتربة الزراعية.
- دراسة تقديرية لكلفة الإنجاز، تبيان كيفية الأشغال و تنظيمها، و طرق تسيير محطات معالجة مياه الصرف ذات نظام التهوية الطبيعية.

المفاتيح : محطة تصفية، المياه القدرة، أحواض التهوية الطبيعية، كلفة الإنجاز، كيفية الأشغال، طرق التسيير

Résumé

L'étude de la STEP par lagunage naturel de la ville de Belaïa-Chetouane de la wilaya de sidi bel Abbes à pour but, d'améliorer les conditions écologiques de la région et la qualité des eaux usées rejetées.

Les eaux brutes arrivent à la STEP par l'intermédiaire d'un réseau unitaire.

Dans ce mémoire on a dimensionné une step de capacité de 307 m³/j, cette station se présente comme ci-dessus :

- Traitement d'eaux usées de 1720 équivalent habitant à l'horizon 2040.
- Le traitement des boues qui résulte du traitement des eaux usées par les lits des séchages et leur utilisation pour l'agriculture.
- L'étude économique, établissement d'un programme pour les travaux de réalisation, enfin, description des modes de gestion de tel STEP.

Mot Clés : STEP, Eaux Usées, Lagunage aéré, Boues, Economie, Gestion.

Summary

The study of PST of Belaya-Chetouane city in the wilaya of Sidi bel Abbes by natural lagoon system, aims to improve the ecological conditions of the region and the quality of wastewater discharged. The raw water arriving at the PST via a network unit.

In this memory we The realisation of a purification station of wastewaters with capacity equals 307 cubic metre a day, this station is presented as :

- Treatment of Wastewater of 1720 equivalent capita of to 2040.
- Treatment sludge resulting from purification wastewater by drying beds and their use in agriculture.
- he economic study, establishing a program for the construction works, and finally, a description of management modes as PST.

Keywords : PST, wastewater, Lagoon, Sludge, Economic, Management.



Sommaires



Sommaire

ملخص

RESUME

SUMMAR

INTRODUCTION..... 2

CHAPITRE 01 : ETUDE DE MILIEU PHYSIQUE

1.1. <u>INTRODUCTION</u>	6
1.2. <u>SITUATION GEOGRAPHIQUE</u>	6
1.3. <u>ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE</u>	7
1.3.1. <u>ETUDE GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE</u>	7
1.3.2. <u>ETUDE HYDROGEOLOGIQUE</u>	8
1.4. <u>ETUDE CLIMATIQUE</u>	8
1.4.1. <u>PLUVIOMETRIE</u>	9
1.4.1.1. <u>PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES</u>	9
1.4.1.2. <u>PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES</u>	10
1.4.1.3. <u>PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES</u>	10
1.4.1.4. <u>PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES FREQUENTIELLES</u>	11
1.4.1.5. <u>CALCUL DE L'INTENSITE PLUVIALE</u>	11
1.4.1.6. <u>CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION</u>	12
1.4.1.7. <u>ESTIMATION DU DEBIT DES EAUX PLUVIALES</u>	13
1.4.2. <u>TEMPERATURE</u>	14
1.4.3. <u>REGIME DES VENTS</u>	15
1.5. <u>ETUDE DEMOGRAPHIQUE</u>	15
1.6. <u>ETUDE DE TISSU URBAIN</u>	16
1.7. <u>BESOINS ET REJETS DE LA POPULATION</u>	16
1.8. <u>CONCLUSION</u>	17

CHAPITRE 02 : PARAMETRE DE BASES DE DIMENSIONNEMENT

2.1. <u>INTRODUCTION</u>	19
2.2. <u>PARAMETRE DE BASES DE DIMENSIONNEMENT</u>	19
2.2.1. <u>CALCUL DES DEBITS</u>	19

2.2.1.1.	<u>REJETS D'EAUX USEES</u>	20
2.2.1.1.1.	<u>DEBIT MOYEN JOURNALIER</u>	20
2.2.1.1.2.	<u>DEBIT DE POINTE PAR TEMPS SEC</u>	20
2.2.1.2	<u>DEBITS DE DIMENSIONNEMENT</u>	21
2.2.2.	<u>ANALYSE ET INTERPRETATIONS</u>	22
2.2.2.1.	<u>ANALYSE</u>	22
2.2.2.2.	<u>SYNTHESE DES RESULTATS D'ANALYSES</u>	22
2.2.2.3.	<u>INTERPRETATIONS</u>	23
2.2.3.	<u>CALCUL DE LA CHARGE POLLUANTE</u>	24
2.2.4.	<u>ESTIMATION DE L'EQUIVALENT HABITANT</u>	25
2.3.	<u>CONCLUSION</u>	26

CHAPITRE 03 : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION D'EPURATION DE BELAÏA

3.1.	<u>INTRODUCTION</u>	28
3.2.	<u>DESCRIPTION DES OUVRAGES DE LA STEP</u>	28
3.2.1.	<u>OUVRAGES D'EVACUATION</u>	28
3.2.2.	<u>PRETRAITEMENT</u>	28
3.2.3.	<u>LES TRAITEMENTS BIOLOGIQUES</u>	29
3.2.3.1.	<u>TECHNIQUES INTENSIVES</u>	29
3.2.3.1.1	<u>TRAITEMENT PRIMAIRE</u>	29
a.	<u>LES DECANTEURS LONGITUDINAUX</u>	30
b.	<u>LES DECANTEURS CIRCULAIRES</u>	30
3.2.3.1.2	<u>TRAITEMENT SECONDAIRE</u>	30
a.	<u>LIT BACTERIEN</u>	31
b.	<u>BASSIN A BOUE ACTIVEE</u>	31
3.2.3.2.	<u>TECHNIQUES EXTENSIVES</u>	32
a.	<u>LAGUNAGE NATUREL</u>	32
b.	<u>LAGUNAGE AERE</u>	33
3.2.4.	<u>TRAITEMENTS COMPLEMENTAIRES</u>	33
3.2.5.	<u>TRAITEMENT DES BOUES</u>	33
3.3.	<u>PREDIMENSIONNEMENT</u>	34
3.3.1.	<u>THEORIE ET RESULTAT DE CALCUL</u>	34

3.3.1.1. <u>OUVRAGES D'EVACUATION</u>	34
3.3.1.1.1. <u>DIAMETRE DE CONDUITE D'ARRIVE</u>	34
3.3.1.1.2. <u>DEVERSOIR D'ORAGE</u>	35
3.3.1.2. <u>PRETRAITEMENT</u>	35
3.3.1.2.1. <u>CHAMBRE DE RECEPTION</u>	35
a. <u>HAUTEUR (H)</u>	35
b. <u>LARGEUR (l)</u>	35
c. <u>LONGUEUR (L)</u>	35
3.3.1.2.2. <u>LE DEGRILLAGE</u>	36
a. <u>LARGEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE</u>	Erreur ! Signet non défini.
b. <u>HAUTEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE</u>	36
c. <u>LONGUEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE</u>	37
d. <u>VOLUME DES REFUS</u>	37
3.3.1.2.3. <u>LE DESSABLAGE</u>	37
a. <u>Longueur du dessableur</u>	37
b. <u>HAUTEUR DU DESSABLEUR</u>	37
c. <u>Volume de sable recueilli</u>	37
3.3.1.2.4. <u>LE DESHUILAGE-DEGRAISSAGE</u>	37
a. <u>HAUTEUR D'EAU</u>	37
b. <u>LARGEUR DU DESHUILEUR</u>	37
c. <u>LONGUEUR DU DESHUILEUR</u>	37
d. <u>VOLUME D'AIR INJECTE</u>	37
3.3.1.3. <u>LES TRAITEMENTS BIOLOGIQUES</u>	39
3.3.1.3.1. <u>TECHNIQUES INTENSIVES</u>	39
a. <u>PROCEDE DE LIT BACTERIE</u>	39
▪ <u>Critères de dimensionnement</u>	39
▪ <u>Différentes configuration de recyclage</u>	40
▪ <u>Le taux de recirculation</u>	40
▪ <u>Dimensions</u>	41
▪ <u>Résultat de calcul du procédé de lit bactérie</u>	41
b. <u>PROCEDE DE BOUE ACTIVEE</u>	42
▪ <u>Critères de dimensionnement</u>	42

▪ <u>Recirculation des boues</u>	43
▪ <u>Masse journalière de boue</u>	43
▪ <u>Taux de recyclage</u>	43
▪ <u>Pompes de recyclage</u>	44
▪ <u>Dimensions</u>	44
▪ <u>Besoin en oxygène</u>	44
▪ <u>Choix du système d'aération</u>	45
▪ <u>Calcul du décanteur secondaire (clarificateur)</u>	46
▪ <u>Résultat de Calcul de procédé de boue activée</u>	46
<u>3.3.1.3.2. Techniques extensives</u>	47
a. <u>Procède de lagunes naturelles</u>	47
▪ <u>Dimensionnement du bassin anaérobie</u>	47
▪ <u>Dimensionnement du bassin facultatif</u>	48
▪ <u>Dimensionnement du bassin aérobie (de maturation)</u>	50
▪ <u>Résultat de calcul de Procède de lagunes naturelles</u>	51
b. <u>Procède de lagunes aérés</u>	51
▪ <u>Etage d'aération</u>	51
▪ <u>Dimensions</u>	51
▪ <u>Besoins en oxygène</u>	52
▪ <u>L'énergie totale nécessaire pour éliminer la charge en DBO₅</u> :.....	52
▪ <u>Calcul du bassin de finition</u>	53
▪ <u>Résultat de calcul de Procède de lagunes aères</u>	53
<u>3.3.1.4. Traitements complémentaires</u>	54
a. <u>Bassin de désinfection</u>	54
▪ <u>Dimensions</u>	54
b. <u>Bassins de stockage</u>	54
▪ <u>Résultat de calcul de Traitements complémentaires</u>	55
<u>3.3.1.5. Traitement des boues</u>	55
a. <u>Digestion</u>	55
▪ <u>Digester anaérobie (digester séparé chauffé à 25°C)</u>	55
▪ <u>Digester aérobie</u>	56
▪ <u>L'épaississement</u>	56
▪ <u>La digestion aérobie</u>	56

b.	<u>Aire de séchage</u>	57
▪	<u>Technique intensives</u>	57
▪	<u>Techniques extensives</u>	57
▪	<u>Résultat de calcul de Traitements des boues</u>	58
3.4.	<u>Choix de variante</u>	59
3.4.1.	<u>Comparaison des différentes variantes</u>	59
3.5.	<u>Conclusion</u>	60

CHAPITRE 04 : ETUDE ECONOMIQUE DU PROCEDE CHOISI

4.1.	<u>INTRODUCTION</u>	62
4.2.	<u>LE COUT</u>	62
4.2.1	<u>CHARGES D'INVESTISSEMENTS</u>	62
4.2.1.1.	<u>TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BETONNAGE</u>	62
4.2.1.2.	<u>LES EQUIPEMENTS, TRAVAUX HYDRAULIQUE</u>	62
4.2.2.	<u>LES CHARGES D'EXPLOITATIONS</u>	62
4.2.2.1.	<u>LA MASSE SALARIALE</u>	63
4.2.2.2.	<u>LES DEPENSES D'EXPLOITATION COURANTES</u>	63
4.3.	<u>DESIGNATION DES TRAVAUX</u>	63
4.3.1.	<u>LOT GENI CIVIL</u>	63
4.3.2.	<u>LOT HYDRAULIQUE</u>	64
4.3.3.	<u>LOT EQUIPEMENTS</u>	64

CHAPITRE 05 : REALISATION ET DIMENSIONNEMENT TECHNIQUES

5.1.	<u>INTRODUCTION</u>	66
5.2.	<u>DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE</u>	66
5.2.1.	<u>LES OUVRAGES DE STEP</u>	66
5.2.2.	<u>LES EDIFICES DE STEP</u>	67
5.3.	<u>TECHNIQUES DE REALISATION</u>	68
5.3.1.	<u>ETAPE DE REALISATION</u>	69
5.3.2.	<u>PRODUITS DE REALISATION</u>	69
5.3.3.	<u>ENGINS ET MATERIELS DE REALISATION</u>	70
5.3.3.1.	<u>BULLDOZER</u>	70
5.3.3.2.	<u>NIVELEUSE</u>	71

<u>5.3.3.3. PELLE EQUIPEE EN RETRO</u>	72
<u>5.3.3.4. CHARGEUR</u>	72
<u>5.3.3.5. LE COMPACTEUR</u>	73
<u>5.3.3.6. CENTRALE A BETON</u>	73
<u>5.3.3.7. CAMION BENNE</u>	74
<u>5.3.4. PERSONNELS DE REALISATION</u>	74
<u>5.3.4.1. LE MAITRE DE L'OUVRAGE</u>	74
<u>5.3.4.2. MAITRE D'OUVRAGE DELEGUE</u>	75
<u>5.3.4.3. MAITRE D'ŒUVRE</u>	75
<u>5.3.4.4. L'ENTREPRENEUR (ET SOUS-TRAITANTS)</u>	75
<u>5.3.4.5. L'ADMINISTRATION</u>	76
<u>5.3.4.6. LE GROUPEMENT D'ENTREPRISES</u>	76
<u>5.3.4.7. SOUS-TRAITANCE</u>	76
<u>5.4. CONCLUSION</u>	76

CHAPITRE 06 : GESTION DE LA STATION D'EPURATION DE BELAÏA

<u>6.1. INTRODUCTION</u>	78
<u>6.2. MESURES ET CONTROLES EFFECTUES AU NIVEAU DE LA STATION D'EPURATION</u>	78
<u>6.3. CONTROLE DE FONCTIONNEMENT</u>	79
<u>6.3.1. CONTROLE JOURNALIER</u>	79
<u>6.3.2. CONTROLES PERIODIQUES</u>	80
<u>6.4. LES INDICATEURS DE PERFORMANCE</u>	80
<u>6.5. ENTRETIEN DES OUVRAGES</u>	81
<u>6.5.1. LE DEVERSOIR D'ORAGE</u>	81
<u>6.5.2. LE DEGRILLEUR</u>	81
<u>6.5.3. LES LAGUNES</u>	82
<u>6.5.4. LITS DE SECHAGE</u>	82
<u>6.6. CONCLUSION</u>	83
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	85
<u>LES ANNEXES</u>	88
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	112

Liste des tableaux

<u>Tableau 1.1 : la constitution physique des roches du substratum</u>	8
<u>Tableau 1.1 : Précipitations journalières maximales fréquentielles et pluies fréquentielles</u>	13
<u>Tableau 1.2 : Résultat du calcul des intensités pluviales.</u>	13
<u>Tableau 1.3 : Estimation des débits des eaux pluviales.</u>	14
<u>Tableau 2.1 : Résultats de calcul des besoins en eau de la localité de Bélaïla.</u>	19
<u>Tableau 2.2 : Estimation des débits des eaux usées.</u>	20
<u>Tableau 2.3 : Volumes d'eaux usées</u>	20
<u>Tableau 2.4 : Résultats d'analyses fondamentales</u>	21
<u>Tableau 2.5 : Résultats d'analyses complémentaires</u>	21
<u>Tableau 2.6 : Résultats d'analyses de pollution.</u>	22
<u>Tableau 2.7 : Résultats d'analyses microbiologiques.</u>	22
<u>Tableau 2.8 : Résultat de calcul des charges polluantes et des ratios</u>	24
<u>Tableau 3.1 : Classement des variantes proposées</u>	28
<u>Tableau 3.2 : Résultats de calcul de diamètre de conduite d'arrivé. Erreur ! Signet non défini.</u> <u>Tableau 3.3 : Résultats de dimensionnement des deux déversoirs d'orage</u> 34	
<u>Tableau 3.4 : Résultats de calcul des ouvrages de prétraitement</u>	37
<u>Tableau 3.5 : Variation des paramètres du lit bactérien selon les charges appliquées</u>	38
<u>Tableau 3.6 : Résultats de calcul du lit bactérien avec décanteurs primaire et secondaire.</u>	41
<u>Tableau 3.7 : Variation des paramètres des boues activées selon le type de charge.</u>	42
<u>Tableau 3.8 : Résultats de calcul des traitements biologiques comportant un BBA.</u>	46
<u>Tableau 3.9 : Différents assemblages des lagunes naturelles</u>	46

<u>Tableau 3.10 : Les limites appliquées pour garantir le bon fonctionnement</u>	46
<u>Tableau 3.11 : Résultat de dimensionnement du lagunage naturel.</u>	50
<u>Tableau 3.12 : Résultat de dimensionnement du lagunage aéré.</u>	52
<u>Tableau 3.13 : Dimensionnement des traitements complémentaire. ..Erreur ! Signet non défini.</u>	54
<u>Tableau 3.14 : Dimensions des ouvrages de traitement des boues (techniques intensives).</u>	57
<u>Tableau 3.15 : Dimensions des lits de séchage en cas de lagunage (naturel et aéré).</u>	57
<u>Tableau 3.16 : Comparaison des différentes variantes</u>	58
<u>Tableau 4.1: Estimation Financière de STEP de Bélaïla.</u>	64
<u>Tableau 6.1 : Résumé de la gestion de la step de Bélaïla.</u>	81

Liste des figures

<u>Figure 1: les procédés d'épuration d'eaux usées</u>	3
<u>Figure 1.1 : Variation des précipitations moyennes annuelles</u>	9
<u>Figure 1.2 : Variation mensuelle des précipitations</u>	10
<u>Figure 1.3 : présentation de la période sèche</u>	10
<u>Figure 1.4 : Variation des précipitations max journalières</u>	10
<u>Figure 2.1 : Résultats d'analyse en comparaison avec les normes de pollution selon l'OMS</u>	23
<u>Figure 3.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage</u>	28
<u>Figure 3.2 : Poste de prétraitement</u>	28
<u>Figure 3.3 : Décanteur circulaire</u>	30
<u>Figure 3.4 : Lit bactérien</u>	31
<u>Figure 3.5 : Bassin à boues activées</u>	31
<u>Figure 3.6 : Synoptique d'une station d'épuration par lagunage naturel</u>	32
<u>Figure 3.7 : Lagunage aérées (aérateurs de surface amarrés)</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure 3.8 : Vue en coupe de la chambre de réception</u>	35
<u>Figure 3.9 : Vu en coupe d'un décanteur</u>	36
<u>Figure 3.10 : Différentes configurations de recyclage des lits bactérien à 1 étage</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure 3.11 : Schémas de principe du traitement par boues activées</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure 5.1 : Le Bulldozer</u>	72
<u>Figure 5.2 : Le Niveleuse</u>	72
<u>Figure 5.3 : Pelle équipée en rétro</u>	73
<u>Figure 5.4 : Le Chargeur</u>	73
<u>Figure 5.5 : Le compacteur</u>	74
<u>Figure 5.6 : La centrale a béton</u>	74

<u>Figure 5.7 : Camion Benne</u>	75
--	----

Liste des cartes

<u>Carte 1.1 : Situation géographique de La localité de Bélaila</u>	6
---	---

<u>Carte 1.2 : tissu urbain de Bélaïla</u>	15
--	----

Les diagrammes

<u>Diagramme 5.1 : procédé de réalisation technique de la STEP de Bélaïa</u> .	Erreur !
--	-----------------

Signet non défini.

Liste des abréviations

DBO ₅	: Demande Biochimique en Oxygène
DCO	: demande chimique en oxygène
EU	: eaux usées
EUT	: eaux usées traitées
MES	: matières en suspension
MO	: matière organique
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
STEP	: station d'épuration



Introduction



La pollution de l'eau résulte de décharges de substances qui engendrent une dégradation de sa qualité pour d'autres utilisateurs et à une consommation d'eau croissante correspondent des rejets d'eaux usées croissants et plus en plus pollués, il est alors nécessaire de réduire la charge polluante des eaux usées, On distingue trois catégories d'eau usée :

- Les eaux domestiques, provenant des usages résidentiels.
- Les eaux industrielles, qui sont les rejets des procédés industriels qui utilisent de l'eau dans la composition, la fabrication et le nettoyage d'un produit.
- Et les eaux de pluie (ruissellement), qui proviennent de l'écoulement de la pluie sur les routes et autres Surfaces pavées.

Les eaux usées domestiques se divisent en deux catégories, soit les eaux ménagères issues des douches, baignoires et éviers, puis le rejet des toilettes. Les eaux usées des toilettes contiennent avant tout de la matière organique issue des déjections. Cette matière organique est une source de trois polluants majeurs de nos cours d'eau : le carbone, le phosphore et les nitrates. Enfin, l'eau issue des toilettes est une importante source de contamination bactériologique [1].

Les eaux ménagères, quant à elles, contiennent entre autres des détergents, des résidus organiques, des solvants, des parfums, des agents de blanchissage et des adoucissants. Les produits nettoyants domestiques sont constitués de milliers de produits chimiques aux formes variées et dont la persistance dans l'environnement varie. De plus, certains produits domestiques dangereux, et sont déversés dans les égouts [1].

A cet effet les rejets des eaux usées dans la nature constituent un problème qui peut se traduire par la dégradation du milieu environnemental, et des problèmes de santé publique d'une part et d'autre part par la perte de ces eaux sans récupération. Pour cela, le traitement des eaux usées est donc nécessaire avant leur réutilisation ou leur rejet dans la nature.

Le traitement ou l'épuration des eaux usées est l'ensemble des techniques permettant de restituer au milieu naturel après usage, une eau proche de la qualité de celle qui a été prélevée, elle consiste à décarter les éléments polluants particuliers et à extraire les éléments dissous qui sont transformés en matière sédimentable suite à un traitement approprié. Ainsi, à

la sortie de la station il en résulte d'une part une eau épurée rejetée dans le milieu naturel, et d'autre part, il reste des sous-produits désignés sous le terme des boues résiduaire. Les divers procédés d'épuration des eaux usées actuels entraînent une production plus ou moins importante de boues résiduaire.

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, cinq niveaux de traitements sont définis dans la figure 01 ci-dessus.

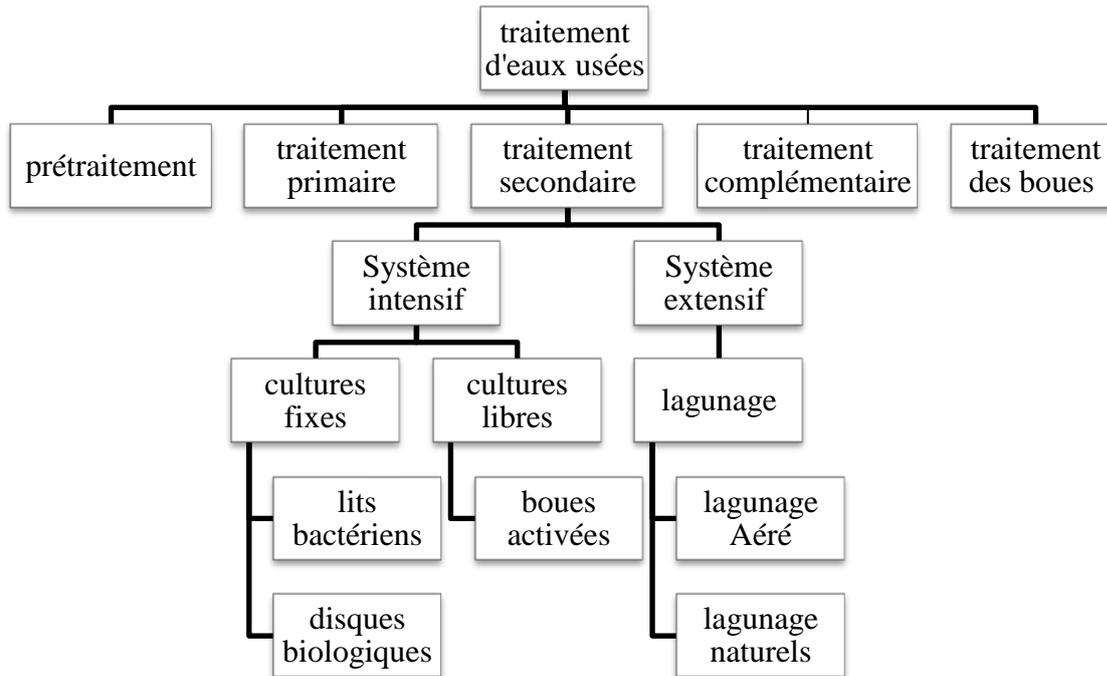


Figure 1 : les procédés d'épuration d'eaux usées.

Le choix d'un procédé de traitement doit être adéquat du point de vue climatique, des applications attendues et de l'investissement [2].

Le traitement biologique permet la biodégradation des matières organiques des eaux usées grâce à des bactéries aérobies ou anaérobies dans les deux systèmes (intensif, extensif) [2].

Ce traitement des eaux et Les réseaux d'assainissement remontent à l'époque des Romains qui ont été les premiers ingénieurs des réseaux d'eau (la fameuse *cloaca maxima*¹).

Au Moyen-âge, la fréquence des épidémies (peste, choléra, typhus), Elles tuent des milliers de personnes chaque année et cette situation dure jusqu'au XVIIIème siècle.

¹ L'égout le plus ancien du monde romain.

Au début du 20^e siècle, quelques villes et industries commencèrent à reconnaître que le déversement direct des égouts dans les cours d'eau était néfaste, Cela a conduit à la construction d'installations de traitement des eaux usées, l'Europe sont développées les fosses de décantation, et utilisés les déchets comme fertilisants sur les champs, à peu près à cette époque que la fosse septique fut introduite comme moyen de traitement des eaux domestiques.

Dès 1914, des scientifiques anglais présentent un système de bassin où les eaux usées sont aérées pour permettre leur dégradation par des micro-organismes présents dans les effluents, A ce jour la plupart des stations d'épuration fonctionnent sur ce principe.

Entre les années 1920 et 1930, les procédés par boues activées, amélioration notable, se sont développés et ont commencé à être utilisés dans de nombreuses villes. Depuis les années 1970 et après le concept du « tout à l'égout », un stade plus poussé du traitement chimique, par chloration essentiellement, s'est généralisé dans le monde industriel.

En conclusion, Le traitement des eaux usées jusqu'à une station d'épuration urbaine est aujourd'hui la nitescence de l'hygiène moderne, suite a un long combat et une avancée majeure pour contrôler les épidémies.

Dans ce mémoire nous intéressons à ce type de projet, qui s'articule sur les points suivants :

- Le dimensionnement de STEP de Bélaïla avec chaque un procède ;
- La réalisation et dimensionnement technique de STEP de Bélaïla ;
- L'étude économique de la procède choisi ;
- La gestion de la STEP de Bélaïla.



Chapitre 01

Etude de milieu physique



1.1. INTRODUCTION

Etant donné que notre étude s'intéresse à l'épuration des eaux usées du village de Bélaïla et aux conditions dans lesquelles elle s'élabore, il nous paraît obligatoire de commencer ce chapitre par un aperçu sur les milieux : physique (la situation géographique, géologie et la hydrogéologie, la climatologie ...) et humain de la région étudiée.

1.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE

La localité de Bélaïla, fait partie de la commune de Chitouane –Wilaya de sidi bel abbes- à mi-chemin dans le triangle de Chitouane (environ 7km à l'ouest) –Tabia (6 km à Nord l'est) et sidi Ali Ben Youb à l'Est à une altitude de 630m.

Elle appartient au grand bassin versant de la Mekerra, sur les piémonts des Dj sandel(1036m), dj.Ez zeboudj(975m) et Dj.Kréloua(915m), et fait partie , du grand ensemble géographique , qui est bien développé , constitué par des hautes terres et des plateaux dont l'altitude moyenne est entre 600 et 700m, qui diminue progressivement vers le Nord "plaine de Sidi Bel Abbès", bled Bélaïla est surtout constitué de plateaux ondulés, présentant des gradins successifs étalés sur près de 150m carrés.



Carte 1.1 : Situation géographique de La localité de Bélaïla.

1.3. ETUDE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE

1.3.1. ETUDE GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE

Les terrains géologiques de la zone de Bélaïla est comme ci-dessous, du récent vers l'ancien :

- **Les terrains quaternaires :**
 - **Eboulis et dépôts de pente**, qui sont développés vers Chétouane et Bélaïla, essentiellement constitués par des dépôts de dolomies et calcaires du Kimméridgien,
 - **Alluvions récentes et subactuelles**, on les rencontre dans les fonds d'oueds, ce sont des limons surmontant le plus souvent un niveau grossier d'alluvions récentes, qu'on peut également les retrouver dans les dépressions sillonnant la formation pliocène,
- **Les dépôts Tertiaires :**
 - **Les alluvions du pliocène** ; ce sont des dépôts continentaux, généralement caillouteux, limoneux, parfois argilo-sableux, à certains endroits on note l'existence de lentilles de poudingues hétérométriques, polygéniques à éléments bien roulés. Ces alluvions affleurent abondamment sur la plaine de Zahana –Ben Badis dont notre zone fait partie.
 - **Les formations du miocène** affleurent au niveau des vallées, constituées essentiellement de marnes grises ou bleutées devenant jaunes-ocres à l'affleurement, cette série peut atteindre les 300m d'épaisseur, s'intercalent de minces bancs de grés argileux qui apparaissent principalement vers le haut de la série.
 - **Les grés et poudingues de l'Oligocène** ; cette formation affleure sur une très faible surface au niveau de la zone de Bélaïla, c'est un ensemble gréseux avec des passages de bancs de poudingues

Le massif du Tassa, qui constitue l'extension occidentale de l'Anticlinal du Dj .Sandel présente un axe de direction OSO-ENE. Au Nord, cet anticlinal est bordé par un important accident qui correspond à une faille d'effondrement, le mettant au contact avec le miocène, plaine de Bélaïla et le plio-quaternaire de la plaine de Sidi Bel Abbas.

Plus au Sud, on note l'existence d'un panneau effondré correspondant en partie au Dj.Tizi, ce panneau est limité au Nord et au Sud par deux importants accidents de direction sensiblement SO-NE.

1.3.2. ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

Les différents niveaux aquifères sont constitués dans le jurassico-crétacé, le plio-quadernaire, qui sont :

- Les dolomies inférieures,
- Les formations récentes.

Par suite de leur vaste zone d'affleurement au sud de la carrière de Bélaïla et de leur grand épaisseur (127 m), les dolomies inférieures constituent un aquifère très intéressant drainé par les grandes deux sources de Sidi ali ben Youb (Ain Mekharreg et ain Skhouna).

La circulation de l'eau s'effectue à l'intérieur du réseau de fissures s'il existe. Cette formation n'est certainement pas homogène par zone, au voisinage des failles peuvent être très fissurées, alors que d'autres le seront bien moins ou bien elle est compacte.

Les alluvions récentes datées du quadernaire, constituent localement à leur tour de bons aquifères, le plus souvent de faible extension, elles se situent généralement dans les lits d'oued, ceci n'empêche pas que localement des lentilles d'alluvions puissent prendre de l'extension, et fournir de très bons débits,

Les alluvions du pliocène s'étendent sur une grande superficie, de nature hétérogène, sont aquifères à certains niveaux, ils alimentent les puits de Ben Badis, Tabia ...etc.

Dans la partie amont vers les piémonts, un sondage électrique fut réalisé en vue, de connaître la constitution physique des roches du substratum, celui-ci a décelé ce qui suit :

Résistivité en Ohm.m	Epaisseur en m	Profondeur en m	Interprétation
26	8.4		Couche peu résistante, constitué d'éléments de gravies,
13	52	8.4	Formation argilo-sableuse
30		60.4	Marno-calcaire

Tableau 1.1 : la constitution physique des roches du substratum

1.4. ETUDE CLIMATIQUE

Le climat dominant de la région de Bélaïla est de type méditerranéen semi-aride inférieur à aride froid, marqué par des températures relativement peu élevées et des précipitations abondantes à l'échelle du pays.

1.4.1. PLUVIOMETRIE

La partie climatologique la plus importante est sans conteste l'analyse du régime pluviométrique qui constitue un élément essentiel de l'hydrologie.

1.4.1.1. PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES

Dans notre cas, il est aisément pris en considération la station pluviométrique de Telagh sur une série de 5 ans. La variation des précipitations moyennes annuelles est représentée par la figure ci-contre.

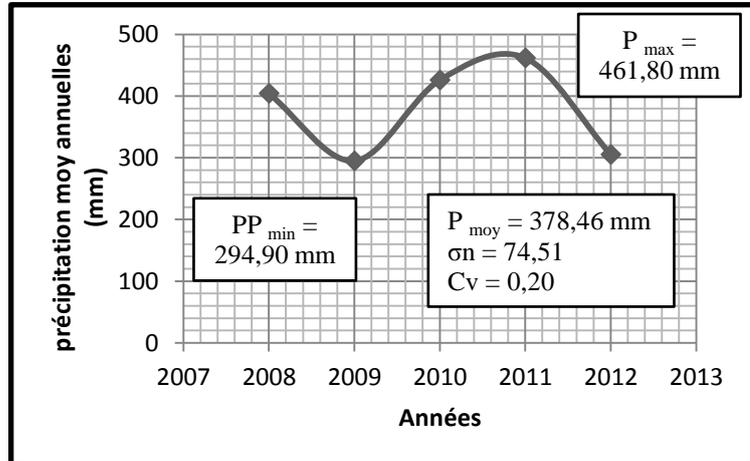


Figure 1.1 : Variation des précipitations moyennes annuelles

L'écart important entre les valeurs extrême qui est d'une valeur de $\Delta P=166.90\text{mm}$, est un signe d'une irrégularité. La série étudiée donne une valeur moyenne des précipitations annuelles de : $P_{\text{Moy}} = 378.46 \text{ mm}$.

1.4.1.2. PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES

Les valeurs pluviométriques moyennes mensuelles relatives à la période 2008 – 2012, traduisent clairement les variations mensuelles de la distribution des précipitations à l'échelle annuelle.

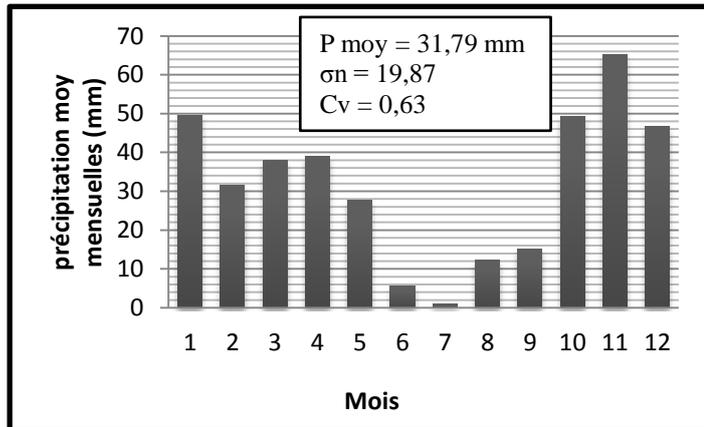


Figure 1.2 : Variation mensuelle des précipitations

Ainsi, on peut distinguer deux périodes distinctes : Une période sèche qui correspond à la saison d'été (juin, juillet et août) caractérisée par un déficit pluviométrique bien marqué et une période humide qui correspond au reste de l'année.

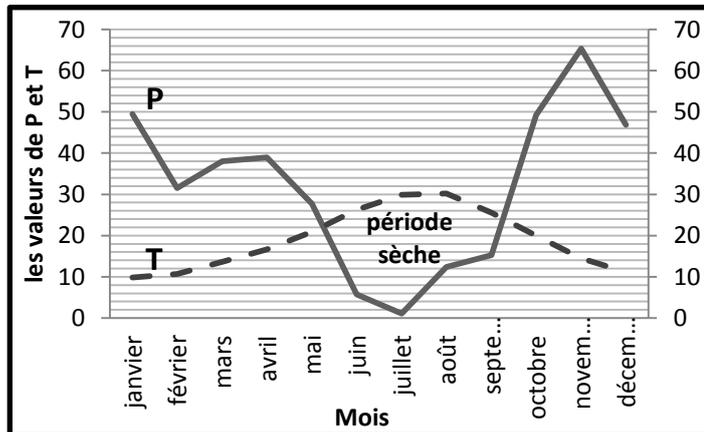


Figure 1.3 : présentation de la période sèche

D'autre part, le mois le plus pluvieux se situe en automne pendant le mois novembre. La période la plus sèche est représentée par juillet.

1.4.1.3. PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES

L'histogramme de la figure 1.4 montre la variation des pluies maximales journalières de la série étudiée.

On peut remarquer que la précipitation maximale la plus élevée est de 57 mm enregistrée en 2012.

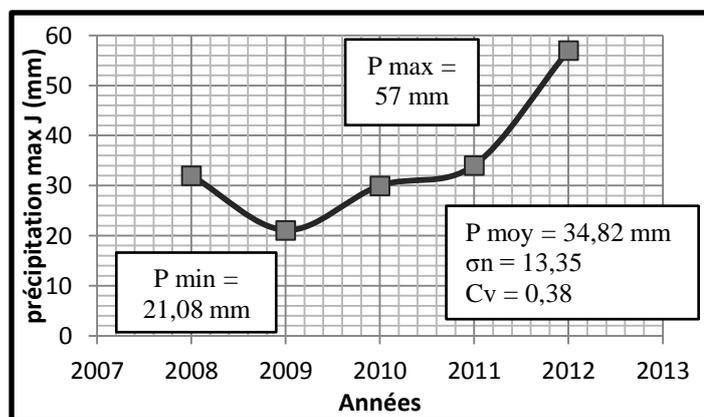


Figure 1.4 : Variation des précipitations max journalières.

Quant-à la précipitation maximale, la plus faible est de 21.08.mm enregistrée en 2008. La précipitation max moyenne est de : $P_{J,Max}=34.82$ mm.

Notation : Les calculs statistiques sont effectués à l'aide de l'Excel, en utilisant les séries pluviométriques de l'annexe 1 (le tableau 1.1 et le tableau 1.2). Les formules de base de calcul sont les suivantes [3] :

- **La moyenne** : $P_{moy} = (\sum_{i=1}^N P_i) / N$
- **L'écart type** : $\delta_n = \sqrt{[\sum_{i=1}^N (P_i - P_{moy})^2] / N}$
- **Le coefficient de variation** : $C_v = \delta_n / P_{moy}$

Avec :

P_i : Précipitation en mm ;

N : Nombre d'années prises en considération.

1.4.1.4. PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES FREQUENTIELLES

La détermination de la pluie journalière maximale fréquentielle est primordiale pour la détermination par la suite de l'intensité pluviale et du débit hydrologique à différentes périodes de retour. On peut l'estimer par la relation suivante [4] :

$$P_j(\%) = \frac{P_j}{(C_v^2 + 1)^{0,5}} \cdot e^{u \cdot (\ln(C_v^2 + 1))^{0,5}}$$

Avec :

$P_j(\%)$: Pluie journalière maximale annuelle de fréquence donnée (%) en mm ;

P_j : Pluie journalière maximale annuelle moyenne en mm ;

C_v : Coefficient de variation de la série pluviométrique ;

u : Variable réduite de gauss.

1.4.1.5. CALCUL DE L'INTENSITE PLUVIALE

Sous notre climat, les pluies journalières maximales annuelles sont modélisées par la loi Log normal qui permet de calculer les intensités maximales annuelles de durée t (en h) et de période de retour T (en an) [4].

$$I_p = P_f(t) / t \quad \text{Avec : } P_f(t_c) = a \times P_{j(\%)} \times \left(\frac{t_c}{24}\right)^b$$

Où :

t : Durée de pluie en heures ;

t_c : Temps de Concentration en heures ;

$P_f(t_c)$: Pluie maximale annuelle de durée t et de fréquence donnée f en mm ;

t_c : Temps de Concentration en Heures ;

a : Paramètre égal à 0,42 ;

b : Coefficient de l'exposant climatique de la station considérée ;

Le coefficient b est donné par : $b = 1 + \frac{\ln(\bar{P}_{j\max}/24) - \ln 25}{\ln 24 - \ln 0,5}$ d'où $b = 0,26$ [5].

Où : $\bar{P}_{j\max}$ est la moyenne des pluies journalières maximale (mm).

1.4.1.6. CALCUL DU TEMPS DE CONCENTRATION

Le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin la plus éloignée "hydrologiquement" de l'exutoire pour parvenir à celui-ci [6]. En littérature on trouve plusieurs méthodes pour parvenir au temps de concentration (en minutes), on peut citer:

- D'après Kirpich : $t_c = 0,945 \cdot L^{1,115} / (H_{\max} - H_{\min})^{0,385}$
- D'après Bourier : $t_c = 4 \cdot (\sqrt[3]{S} \cdot L / \sqrt{H_{\text{moy}}})^{0,75}$
- D'après Giandotti : $t_c = (4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L) / 0,8 \cdot \sqrt{H_{\text{moy}}}$

Avec :

L : Longueur du talweg principal (= 5,70 Km) ;

S : Surface du bassin versant (= 1,96 Km²) ;

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (=592,5 m) ;

H_{\max} : Altitude maximale du bassin versant (= 620 m) ;

H_{\min} : Altitude maximale et minimale du bassin versant (= 565 m) ;

En considérant la moyenne générale des relations précédentes, le temps de concentration va être égale à : 0,27 h.

Les valeurs des pluies maximales et des intensités calculés sont résumées dans les tableaux suivants :

Période de retour	2	5	10	20	50	100
Fréquence au dépassement (%)	50	20	10	5	2	1
Variable réduite de Gauss	0	0,84	1,28	1,64	2,05	2,32
Pj(%)	32,51	44,37	52,23	59,67	69,46	76,76
Pf(t)	4,26	5,82	6,85	7,82	9,11	10,07

Tableau 1.1 : Précipitations journalières maximales fréquentielles et pluies fréquentielles

t (Heure)	Intensité (mm/Heure)					
0,5	8,53	11,64	13,70	15,65	18,22	20,13
1	4,26	5,82	6,85	7,82	9,11	10,07
2	2,13	2,91	3,42	3,91	4,55	5,03
4	1,07	1,45	1,71	1,96	2,28	2,52
6	0,71	0,97	1,14	1,30	1,52	1,68
12	0,36	0,48	0,57	0,65	0,76	0,84
24	0,18	0,24	0,29	0,33	0,38	0,42
48	0,09	0,12	0,14	0,16	0,19	0,21
72	0,06	0,08	0,10	0,11	0,13	0,14

Tableau 1.2 : Résultat du calcul des intensités pluviales.

1.4.1.7. ESTIMATION DU DEBIT DES EAUX PLUVIALES

La détermination des débits pluviaux à évacuer est basée sur l'utilisation de la méthode rationnelle. Cette méthode consiste à estimer le débit Q_{pluv} en considérant une averse d'intensité I_p supposée constante et uniforme sur tout le bassin durant toute la durée de la pluie ayant un coefficient de ruissellement C .

La relation donnant le débit à évacuer est [7] :

$$Q_{pluv} = K_r \cdot C \cdot I_p \cdot A \quad \text{Où : } K_r = A^{-1/n}$$

Q_{pluv} : Débit de pointe en m^3/s ;

K_r : Coefficient de retard ;

C : Coefficient de ruissellement (compris entre 0 et 1) ;

I_p : Intensité des précipitations en mm/h ;

A : Surface urbanisée (Ha).

n : Pour les bassins qui ont une superficie inférieure à 1000 ha et une pente supérieure ou égale 0,001 : $n = 8$ et $n = 5$ à 6 et pour les bassins qui ont une superficie supérieure ou égale 1000 ha avec des très faibles pentes.

Le coefficient de ruissellement est le rapport du volume ruisselé au volume de la précipitation correspondante. Il dépend des caractéristiques propres à la surface considérée, mais aussi, d'autres facteurs tels que : La nature du sol, la pente, l'occupation du sol. En prenant compte la surface du village ($0.1 < 1.96 < 2 \text{ km}^2$), le type du sol de la région (Sols forestiers et argileux) et aussi la valeur moyenne des précipitations journalière maximales ($0.8 \text{ mm} < 34.82 < 81 \text{ mm}$), on peut se baser sur le tableau 1 de l'annexe 3 pour prendre 0,6 comme valeur de C.

L'intensité pluviale couramment choisie pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est de fréquence décennale 10 % et d'un temps d'averse répété qui égale à 27 min, donc : 13,7 mm/h.

A (ha)	C	I _p (mm/h)	Q _{pluv} (l/s)	Q _{pluv} (m ³ /s)
196	0,25	13,70	616,97	0,62

Tableau 1.3 : Estimation des débits des eaux pluviales.

1.4.2. TEMPERATURE

Au niveau urbain, on remarque que les eaux usées sont influencées d'une façon directe par la température. Elle favorise le développement des microorganismes qui se trouvent dans ces eaux d'où l'épuisement d'oxygène et par la suite on remarque la prolifération des mauvaises odeurs [8].

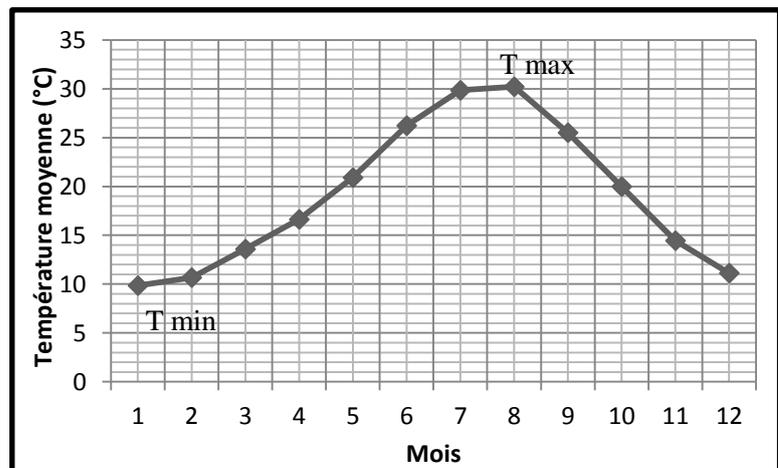


Figure 1.5 : Températures moyenne mensuelles (période 2008-2012)

La figure 1.5 montre la variation des Températures moyenne mensuelles de la série étudiée.

On peut remarquer que la température moyenne annuelle autour de 19,1 °C, la température moyenne la plus basse apparaît au mois de janvier avec 9,86 °C, alors que la plus élevée se présente en août où elle atteint 30,23 °C.

La saison chaude s'étend de mai à octobre, mois pendant lesquels les températures mensuelles sont supérieures à la moyenne annuelle, alors que la saison froide s'étend de novembre jusqu'à avril.

1.4.3. REGIME DES VENTS

La direction des vents, bien que ne constituent pas un facteur conditionnel de fonctionnement, est utile à connaître.

En effet, le vent est un facteur qui permet la dispersion des mauvaises odeurs dans l'espace urbain [8].

Ainsi, le régime des vents permet de fixer l'implantation de certains ouvrages comme, par exemple, les stations d'épuration de manière à éviter les mauvaises odeurs provenant de ces installations [4].

Alors, la répartition fréquentielle du vent de la station de SIDI BEL ABBES (la plus proche de Bélaïla), nous a révélé que les vents dominants sont de secteur Ouest, avec un pourcentage de vents calmes de 39,5%.

1.5. ETUDE DEMOGRAPHIQUE

La localité de Bélaïla a compté en l'an 2007 une population de 1028 habitants, avec un taux d'accroissement de 2,5 %.

L'évolution de la population sera estimée sur la base des données recueillies auprès de l'APC de CHETOUANE.

l'année	2007
Population	1028
Taux d'accroissement	0.025

Tableau 1.4 – Données démographiques (source APC)

La détermination de l'évolution de la population à différents horizons est calculée à partir de la formule suivante [9] :

$$P_n = P_0 \left(1 + \frac{T}{100} \right)^n$$

Où :

P_n : Nombre d'habitants à horizon d'étude ;

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de référence ;

T : Taux d'accroissement démographique ;

n : Différence en années entre l'horizon et l'année de référence.

En ce qui concerne l'horizon ultime du projet, on va le prendre à 2040. Ce choix est basé sur deux conditions fondamentales :

- L'optimisation de la durée de vie des ouvrages nécessaires, ce qui implique un certain surdimensionnement au début,
- Les contraintes financières projet, limitant de ce fait la capacité des installations.

Donc la population de Bélaïla est résumée dans le tableau ci-dessous.

Années	2007	2013	2020	2030	2040
Population (hab.)	1028	1192	1417	1814	2322

Tableau 1.5 : Evolution de la population

1.6. ETUDE DE TISSU URBAIN

La structure urbaine de Bélaïla est hétérogène au nord-est jusqu'à le sud-est et aussi pour le nord-ouest jusqu'à le sud ouest, elle présente une homogénéité des routes surtout au centre du village.



Carte 1.2 : tissu urbain de Bélaïla

1.7. BESOINS ET REJETS DE LA POPULATION

Bélaïla dispose de tout l'équipement nécessaire pour la vie quotidienne dont le débit de besoin présente 10 % de la consommation moyenne journalière.

Le taux de rejet habituellement utilisé pour les eaux domestiques est compris entre 70 et 80 % du débit consommé [10]. Pour la suite de nos calculs prévisionnels jusqu'au horizon 2040, on le prend égal à 0.8 (80 %), c'est la norme officielle utilisée en Algérie.

1.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons décrit sommairement la géographie, la géologie, la climatologie de la région étudiée, et l'estimation de la population. Ces caractéristiques de milieu physique de la région permettent l'implantation de la station d'épuration et le choix de son procédé, lié aux milieux physique et à l'activité humaine.

Ces données ont permis de déduire plusieurs conclusions :

- La disponibilité des terrains libres ayant la superficie nécessaire pour l'implantation d'une station d'épuration ;
- Le climat est de type méditerranéen semi-aride inférieur à aride froid (précipitations moy annuelles de 378.46 mm, température moy de 19,1 °C et température min de 9,86 °C) permettant le choix de n'importe quel procédé épuratoire ;
- La nature géologique favorable (terrain non rocheux et non accidenté) qui représente un avantage économique lors de la réalisation de la STEP (terrassment), d'une part, et d'autre part, la perméabilité du site de la station nécessitant une matière de base pour l'étanchéisation.



Chapitre 02

Paramètre de bases de
dimensionnement



3.1. INTRODUCTION

Le deuxième chapitre est aperçu sur le calcul de différents débits d'eaux (consommation, usées.....) et les charges polluantes aussi la population équivalente. Ce calcul va représenter une base essentielle pour le dimensionnement et la conception de notre station d'épuration.

3.2. PARAMETRE DE BASES DE DIMENSIONNEMENT

Toute pollution en milieu aqueux peut se caractériser par trois données : Un débit, un paramètre et une concentration (ou un flux) [11]. Pour ne s'intéresser qu'aux eaux usées urbaines, à leur épuration allons apprécier chacune de ces caractéristiques successivement.

3.2.1. CALCUL DES DEBITS

Le débit moyen journalier de consommation en eau est donné par la formule :

$$Q_{j \text{ moy}} = \frac{P_n \cdot \text{DOT}}{1000} \quad (\text{En m}^3/\text{j}). \quad [9]$$

Où :

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude,

DOT : Dotation hydrique ($\text{DOT} = 150 \text{ l/j/hab}$), parce que Bélaïla est un village « petite agglomération »

En utilisant ces données de base, on va calculer le débit de consommation total pour la population de la localité de Bélaïla pour des différents horizons. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit.

Années	2007	2013	2020	2030	2040
Population (hab)	1028	1192	1417	1814	2322
Débit de consommation (m ³ /j)	154	179	213	272	348
Débit des besoins des équipements (m ³ /j)	15	18	21	27	35
débit total (m ³ /j)	170	197	234	299	383

Tableau 2.1 : Résultats de calcul des besoins en eau de la localité de Bélaïla.

3.2.1.1. REJETS D'EAUX USEES

3.2.1.1.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER

En temps sec, le débit moyen journalier des eaux usées (Q_j moy) arrivant à la station d'épuration est composé des eaux usées domestiques, administratives et des eaux parasites [10].

Le débit moyen journalier des eaux usées présente 80 % de la consommation totale moyenne journalière.

3.2.1.1.2. DEBIT DE POINTE PAR TEMPS SEC

Ce débit conduit à définir un coefficient de pointe comme étant le rapport du débit moyen de l'heure la plus chargée au débit moyen journalier. Ce coefficient de pointe peut être calculé à partir du débit moyen journalier Q_j moy (l/s) par la formule [12] :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{j\text{ moy}}}}$$

Dans laquelle :

K_p : Coefficient de pointe.

a : Paramètre qui exprime la limite inférieure à ne pas dépasser lorsque $Q_{j\text{ moy}}$ croît vers l'infini (on prend $a = 1,5$) ;

b : Paramètre qui introduit, par sommation avec le terme a , la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque $Q_{j\text{ moy}}$ tend vers zéro (on prend $b = 2,5$) ;

$Q_{j\text{ moy}}$: Débit moyen journalier d'eau usée (l/s).

Donc, le coefficient de pointe sera [12] : $K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{j\text{ moy}}}}$

Alors, le débit de pointe de temps sec est évalué à la base du débit moyen journalier des eaux usées qu'on va multiplier par le coefficient K_p . Il est donné par [12] :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{j\text{ moy}}$$

Le tableau 2.2 suivant résume les résultats des débits qu'on a calculés en utilisant les formules précédentes pour plusieurs perspectives.

Années	2007	2013	2020	2030	2040
Débit moyen total d'eau usée (m ³ /h)	6	7	8	10	13
Débit moyen total d'eau usée (l/s)	2	2	2	3	4
Coefficient de pointe K_p	3,49	3,35	3,20	3,00	2,83
Débits de pointe des eaux usées (m ³ /h)	19,76	21,98	24,93	29,95	36,11
Débits de pointe des eaux usées (l/s)	5,49	6,11	6,93	8,32	10,03

Tableau 2.2 : Estimation des débits des eaux usées.

3.2.1.2. DEBITS DE DIMENSIONNEMENT

Notre système d'épuration sera dimensionné en prenant notamment en compte (comme il est mentionné dans le tableau n° 2.3) [11] :

- Le volume journalier par temps sec des eaux à traiter ;
- Le débit moyen et le débit de pointe par temps sec ;
- Le débit par temps de pluie car le réseau d'égouttage est unitaire.

Débit	Symbole	Formule	Valeurs
Débit moyen journalier (m ³ /j)	$Q_{moy j}$	*	307
Débit moyen horaire journalier (m ³ /h)	$Q_{moy h}$	$Q_{moy j} / 24$	13
Débit de dilution (l/s)	Q_d	$Q_{moy j} * 3$	11
Débit de pointe par temps sec (l/s)	Q_p	$Q_{moy j} * K_p$	10
Débit pluvial (l/s)	Q_{pluv}	*	1481
Débit par temps de pluies (l/s)	Q_{tp}	$Q_{pluv} + Q_{moy j}$	1484

Tableau 2.3 : Volumes d'eaux usées [12]; [8].

* Le calcul de ces débits est détaillé précédemment.

3.2.2. ANALYSE ET INTERPRETATIONS

3.2.2.1. ANALYSE

Les paramètres arrêtés pour les analyses qui vont servir à la définition de la chaîne de traitement d'eaux usées domestiques sont Les paramètres physico-chimiques et les paramètres microbiologiques.

3.2.2.2. SYNTHESE DES RESULTATS D'ANALYSES

Les résultats d'analyses, pris au rejet global du village, sont donnés dans les tableaux 2.4, 2.5, 2.6 et 2.7 suivant [13].

les analyses fondamentales					
Paramètres	Moyenne	Unités	Paramètres	Moyenne	Unités
Ca	283	mg/l	CO ₃ H	820	mg/l
Mg	236	mg/l	NO ₃	9	mg/l
Na	989	mg/l	S ₋ anions	77,76	meq/l
K	25	mg/l	S ₋ ions	4842	mg/l
S ₋ cations	77,16	meq/l	TH en °F	168	-
C.25 en µs	6620	meq/l	TA en °F	0	-
Minéralisation	5025	mg/l	TAC en °F	67	-
Cl	1704	mg/l	PH	7,23	-
SO ₄	776	mg/l	RS ₋ 110°C	5260	mg/l
CO ₃	0	mg/l			

Tableau 2.4 : Résultats d'analyses fondamentales

les analyses complémentaires					
Paramètres	Moyenne	Unités	Paramètres	Moyenne	Unités
NO ₂	0,03	mg/l	MVS	22	mg/l
NH ₄	0,05	mg/l	MO ₋ acide	7,5	mg/l
Phosphates	0,97	mg/l	SIO ₂	9,5	mg/l
MES a 110°C	54	mg/l	Turbidité	44	NTU
MES a 600°C	32	mg/l			

Tableau 2.5 : Résultats d'analyses complémentaires

les analyses de pollution					
Paramètres	Moyenne	Unités	Paramètres	Moyenne	Unités
Azote	0,7	mg/l	Huile	-	µg/l
DBO ₅	13,7	mg/l	Diezel	-	µg/l
DCO	110	mg/l	Pheno	-	µg/l
Phosphore	1,12	mg/l			

Tableau 2.6 : Résultats d'analyses de pollution.

Paramètres	Moyenne	Unités
Coliformes fécaux	1 721,24	U/100ml
Coliformes totaux	1 929,38	U/100ml
Œufs d'Helminthes	1 581,12	U/100ml

Tableau 2.7 : Résultats d'analyses microbiologiques.

Dans le cadre de la protection de l'environnement et de la santé publique les recommandations de l'organisation mondiale de la santé en vigueur dans notre pays imposant des normes de rejet dont les valeurs sont représentées ci-contre sous forme de graphique en faisant une comparaison avec les valeurs obtenus par analyse [8].

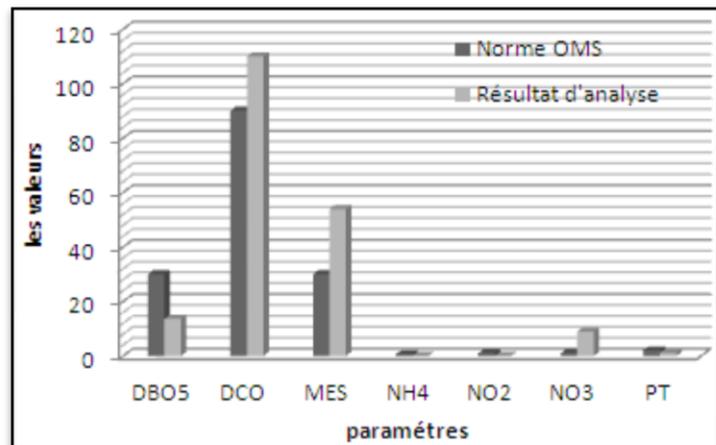


Figure 2.1 : Résultats d'analyse en comparaison avec les normes de pollution selon l'OMS [14].

3.2.2.3. INTERPRETATIONS

Les paramètres analysés précédemment permettent une bonne évaluation de la pollution et une appréciation du système épuratoire à proposer. Ainsi, en épuration biologique par exemple, le suivi de certaines mesures (DBO, redox, azote) permet d'optimiser le traitement (aération, recirculation...) et de piloter l'installation en cas de dysfonctionnement [15].

Afin de savoir si les eaux résiduaires peuvent être traitées biologiquement, le calcul du rapport DCO/DBO5 est proposé. Ce rapport est de l'ordre de 8,03 (supérieur à 6) ainsi qu'on a une valeur très de DBO₅ de l'ordre de 13.7 mg/l. On peut donc dire que ces eaux sont faiblement biodégradables.

Les valeurs obtenues de DBO₅/N/P sont de 100/5.1/8.16, ceci montre qu'un faible développement microbien et par conséquent, le taux de phosphore est élevé causé des risques de l'eutrophisation pour cela en fait les eaux directement dans un bassin anaérobie.

Le PH, pendant les prises des échantillons était toujours proche de la neutralité, sa valeur est de 7,23. Cette valeur est très favorable pour un traitement biologique qui tolère une gamme de PH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8 [16].

Ainsi, en dépendant sur la valeur des MES qui est de 54 mg/l, on peut dire que l'eau analysée est faiblement chargée.

Globalement, les résultats des analyses obtenus montrent que ces eaux sont faiblement polluées et correspondent qui peuvent être traitées ces eaux usées par un procédé biologique.

3.2.3. CALCUL DE LA CHARGE POLLUANTE

Les charges polluantes (C.P.) pouvant arrivées à la station d'épuration de la localité de Bélaïla pour les différents horizons futurs sont récapitulées dans le tableau (8). Elles représentent ainsi les paramètres de base pour le dimensionnement de la dite station. Elles sont données par [4] :

$$C.P. = Q_j \text{ moy} \times C \quad (\text{en Kg/j})$$

Où :

Q_j moy : Débit moyen journalier d'eau usée arrivant à la station d'épuration en m³/j ;

C : Concentration obtenue par analyse en Kg/m³.

Dans notre calcul on a pris en considération les ratios habituellement utilisés afin d'arrêter les paramètres de dimensionnement de la future STEP. Ces ratios sont donnés sous forme de fourchette : nous avons choisi les valeurs qui s'approchent des résultats d'analyse obtenus lors de la campagne d'analyse (tableaux 2.4, 2.5, 2.6 et 2.7).

Paramètres	MES	MVS **	MMS **	DCO	DBO ₅	MO *	Pt	NKT
Charge journalière en (mg/l)	54	22	25,92	110	13,7	45,8	1,12	8,33
Charge journalière en (g/Hab/j)	7	3	3	15	2	6	0,1	1
Ratio (g/Hab/j)	65	34	31	70	40	50	4	10
Concentration en (mg/l)	492,42	257,58	234,85	530,30	303,03	378,79	30,30	75,76

Tableau 2.8 : Résultat de calcul des charges polluantes et des ratios

* La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO₅ et la DCO est donnée par l'équation suivante [17] :

$$MO = (2 DBO_5 + DCO)/3.$$

** MVS = 52 % MES et MMS = 48 % MES [12].

3.2.4. ESTIMATION DE L'EQUIVALENT HABITANT

L'estimation de l'équivalent habitant (ou bien capacité de traitement) consiste à utiliser la formule suivante [18] :

$$\text{l'équivalent habitant} = \frac{DBO_5 \cdot Q_{j \text{ moy}}}{EH} \quad (\text{En EH})$$

D'où :

$$\text{l'équivalent habitant} = \frac{303,030 \cdot 307}{54} = 1720 \text{ EH}$$

Dans laquelle :

DBO₅ : Concentration en DBO₅ en mg/l (Ratio) ;

EH : Flux moyen de charge polluante engendrée par habitant et par jour, dans un volume de 150 litre d'eau.

Alors, après le calcul, on peut dire que la population équivalente pour laquelle sera dimensionnée notre station de Bélaïla est de 1720 Equivalent Hab.

3.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons abordé les rejets d'eaux usées de la ville de Bélaïla par qualification et quantification en commençant par la présentation des résultats d'analyse physicochimiques et bactériologiques effectuées.

A la lumière de ces résultats, on peut dire que les eaux usées de la ville de Bélaïla sont faiblement chargées avec une pollution de caractère domestique, ceci permet de confirmer qu'un procédé d'épuration biologique précédé par une phase de prétraitement peut être adapté à leur traitement.

Après calcul des débits d'eaux usées, et en s'appuyant sur les résultats d'analyse, nous avons estimé les charges polluantes. Ces charges représentent les paramètres de base pour le dimensionnement de la dite station.

D'après la population équivalente on peut dire que la station d'épuration de Bélaïla est un step de petite taille.



Chapitre 03

Dimensionnement de la station
d'épuration de Bélaïla



3.1. INTRODUCTION

Etant donné que les rejets actuels des eaux usées créent des préjudices néfastes à l'environnement et à la population Bélaïla, on est obligé de les collecter et de les évacuer vers station d'épuration.

Dans ce chapitre nous donnons un rappel théorique sur les procédés et principes épuratoires. Ensuite, nous présenterons les calculs des variantes d'épuration et le choix du procédé de notre projet.

3.2. DESCRIPTION DES OUVRAGES DE LA STEP

3.2.1. OUVRAGES D'ÉVACUATION

La ville de Bélaïla est assainie par un réseau unitaire, il se compose de un collecteur R.

Le déversoir d'orage destinés à limiter les débits en entrée de station en temps de pluie, le débit excédentaire étant déversé directement au milieu naturel généralement sans traitement [19].

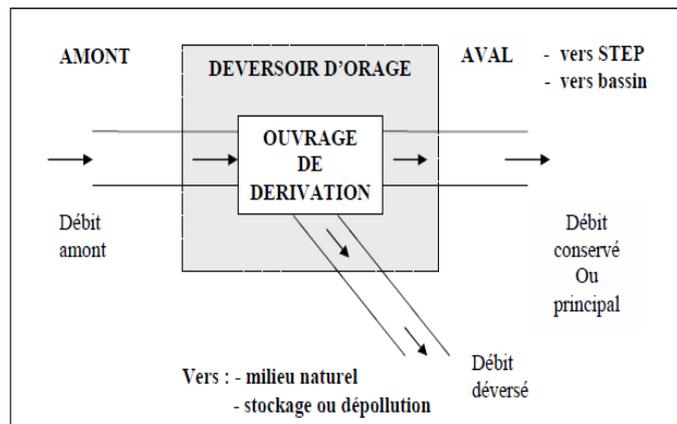


Figure 3.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage [20].

3.2.2. PRETRAITEMENT

A l'arrivée du STEP, les eaux brutes doivent subir, avant leur traitement proprement dit, des traitements préalables.

Nommés prétraitements, ces dispositifs physiques ou mécaniques sont destinés à extraire des effluents les éléments solides ou particuliers les plus grossiers dont la nature ou la dimension constituerait une

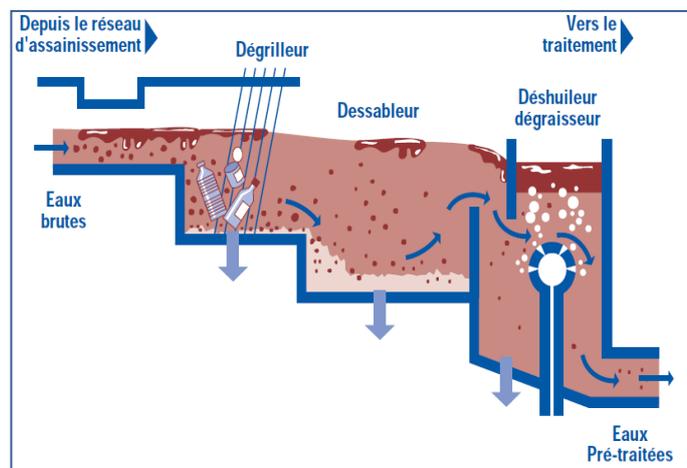


Figure 3.2 : Poste de prétraitement

gène pour les traitements ultérieurs ou des risques d'endommagement des équipements : Déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage – déshuilage) [21].

Ces dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

3.2.3. LES TRAITEMENTS BIOLOGIQUES

Les variantes proposées pour le traitement des eaux usées de la ville de Bélaïla est cités dans le tableau ci-dessous :

	Cultures libres	Cultures fixes
Procédés extensifs	Lagunage naturel Lagunage aéré	
Procédés intensifs	Boues activées	Lit bactérien

Tableau 3.1 : Classement des variantes proposées [22].

3.2.3.1. TECHNIQUES INTENSIVES

Les techniques intensives visent à la maîtrise des mécanismes épuratoires : elles les isolent et les modélisent, de manière à permettre un contrôle des opérations. Les techniques intensives classiques, comme les boues activées, les disques biologiques et les lits bactériens, exploitent les propriétés de bactéries aérobies, soit libres dans des bassins munis d'aérateurs, soit fixées sur des supports [7]. Les étapes du traitement intensif sont :

3.2.3.1.1. TRAITEMENT PRIMAIRE

Le traitement primaire consiste en une simple décantation qui permet la rétention d'une fraction importante des MES (environ 60 %), une élimination de 30 % de la DBO₅ et 30 % de la DCO, ainsi la réduction de la taille du bassin d'aération dans le cas des boues activées [22]. Il existe différents types de décanteurs primaires [24] :

a. LES DECANTEURS LONGITUDINAUX

Très peu répandus, car très peu économiques (usure rapide, coût de construction élevé...);

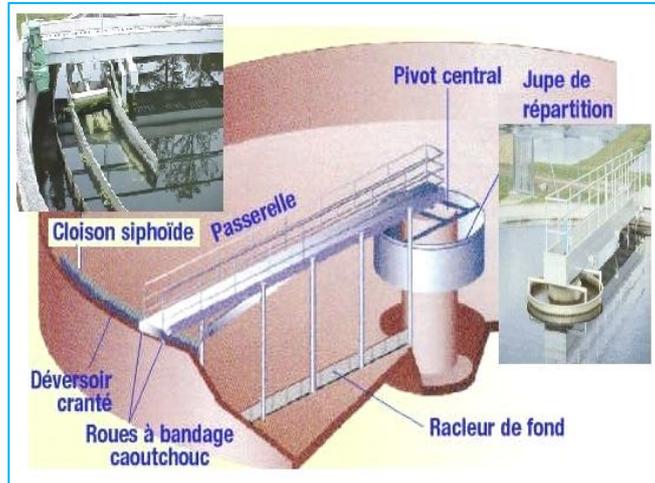


Figure 3.3 : Décanteur circulaire [26].

b. LES DECANTEURS CIRCULAIRES

Largement répandus du fait de leur faible coût de réalisation par rapport à un décanteur rectangulaire (plus faible épaisseur des parois de béton armé et densité d'armatures inférieure).

Le coût de la décantation primaire est faible pour les grandes installations. Par ailleurs, les traitements biologiques à faibles charges sont préconisés pour des stations non équipées de décantation primaire [25].

3.2.3.1.2. TRAITEMENT SECONDAIRE

Le traitement secondaire met en œuvre les processus microbiologiques de l'autoépuration des eaux. Son principe consiste à mettre en contact les effluents prétraités qui ont passés par une décantation préalable, avec des microorganismes dans un bassin aéré. Les microorganismes se développent en dégradant les divers composés présents dans l'effluent. Il s'en suit une élimination de la pollution carbonée dissoute avec formation de boues décantables.

Plusieurs techniques sont mises en œuvre dans les stations d'épuration, on va développer seulement : Le lit bactérien et le bassin à boues activées [25].

a. LIT BACTERIEN

L'effluent prétraité ruisselle sur des matériaux inertes de grande surface servant de support aux microorganismes épurateurs qui assurent la dégradation de la matière organique [27]. La circulation de l'air atmosphérique entre les matériaux assure une oxygénation naturelle de l'effluent. Celle-ci peut également être forcée [27].



Figure 3.4 : Lit bactérien [28].

b. BASSIN A BOUE ACTIVEE

Ce procédé est encore appelé système à culture libres, car les microorganismes épurateurs flottent librement dans l'effluent. Un dispositif de brassage permet un mélange homogène floc bactérien-eau usées.

L'apport d'oxygène nécessaire aux bactéries est assuré par le brassage de l'eau, permettant la dissolution de l'oxygène atmosphérique dans l'eau et/ou par adjonction d'oxygène pur.



Figure 3.5 : Bassin à boues activées [23].

Après un temps de contact suffisant, l'effluent épuré est séparé des microorganismes par décantation [27].

La séparation des boues formées dans les trois types de bassins d'aération a lieu dans un décanteur secondaire (ou clarificateur). La masse biologique ainsi récupérée constitue les boues secondaires dont une partie est évacuée vers le traitement des boues, tandis que l'autre est recyclée pour maintenir une masse biologique suffisante pour l'épuration [27].

3.2.3.2. TECHNIQUES EXTENSIVES

Du côté des techniques extensives, on reconstitue des écosystèmes artificiels simplifiés. Il s'agit de faire intervenir l'ensemble des processus de dégradation présents naturellement dans un écosystème. Avec ces techniques, on reproduit le principe de l'autoépuration, mais dans des écosystèmes artificiels optimisés, de façon à protéger l'écosystème naturel. L'appellation «extensive» provient du fait que ces techniques nécessitent de grandes surfaces pour être pratiquées [7]. Parmi ces techniques on va développer :

a. 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 trois. Cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée [27].

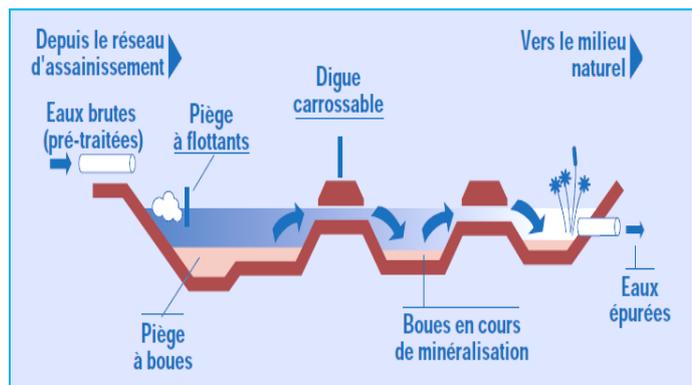


Figure 3.6 : Synoptique d'une station d'épuration par lagunage naturel [4].

Le rayonnement solaire est la source d'énergie qui permet la production de matière vivante par les chaînes alimentaires aquatiques. L'épuration des effluents est assuré essentiellement par des bactéries aérobies dont l'oxygénation est assurée par l'action chlorophyllienne des végétaux qui participent aussi à la synthèse directe de la matière organique [4].

b. LAGUNAGE AERE

Contrairement au lagunage naturel où l'oxygène est fourni par la photosynthèse et le transfert à l'interface eau-atmosphère, dans le cas du lagunage aéré l'oxygène est produit artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air...). A la différence des "boues activées", il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne [4].



Fig. 3.7 : Lagunage aérées (aérateurs de surface amarrés) [29];[4].

3.2.4. TRAITEMENTS COMPLEMENTAIRES

Utilisé après le traitement secondaire pour enlever les quantités d'azote, de phosphore, des métaux lourds, de la matière organique biodégradable, des bactéries et des virus. Ces traitements ne sont demandés que dans certains cas, et ce dans le but soit d'une réutilisation, soit de la protection du milieu naturel. Ils peuvent également comprendre des traitements de désinfection. La réduction des odeurs peut encore être l'objet d'attentions particulières [22].

3.2.5. TRAITEMENT DES BOUES

Il est défini comme l'ensemble des opérations visant à modifier les caractéristiques des boues issues des différentes étapes d'épuration des eaux (prétraitement ou traitement biologique) afin de rendre leur destination finale fiable et sans nuisance [28]. Il peut comprendre : La stabilisation, l'épaississement, la déshydratation suivie ou non de séchage et d'incinération, ou combinaison d'une ou plusieurs de ces méthodes [30].

3.3. PREDIMENSIONNEMENT

3.3.1. THEORIE ET RESULTAT DE CALCUL

Cette partie du chapitre présente un rappel théorique sur les formules utilisées pour le dimensionnement. Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux de l'annexe 5.

3.3.1.1. OUVRAGES D'EVACUATION

3.3.1.1.1. DIAMETRE DE CONDUITE D'ARRIVE

Les eaux arrivent à la step de Bélaïla gravitairement, pour pouvoir calculer le diamètre de conduite d'arrivée, il suffit de suivre les étapes suivantes :

$$\text{Diamètre approximatif de la conduite (en m)} : D = \left[\frac{4^{5/3} \times Q_p}{K \times \pi \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad [18].$$

Avec :

Q : Débit de pointe en m³/s ;

K : Coefficient de rugosité (= 95 pour le pvc) ;

I : Pente hydraulique de la conduite en %.

Les paramètres	Q _p (m ³ /s)	I (%)	D (mm)	D _p (mm)
Diamètre	0,01	1,27	20	300

Tableau 3.2 : Résultats de calcul de diamètre de conduite d'arrivée.

Le diamètre minimal de conduites d'eau usées est de 300 mm.

3.3.1.1.2. DEVERSOIR D'ORAGE

Le débit transité par un déversoir d'orage d'orifice rectangulaire est calculé par le biais de la formule générale de "BAZAN".

$$Q_d = m \times L \times h \times \sqrt{2 \times g \times h}, \quad 0.41 < m < 0.52$$

Alors
$$L = \frac{Q_d}{m \times h \times \sqrt{2 \times g \times h}}$$

Q_d : Débit de déversoir

m : Coefficient de débit

L : Longueur de déversoir

h : Hauteur de la charge au-dessus du seuil

Le calcul de la longueur de la lame déversant, pour le déversoir qu'on a, est résumé dans le tableau ci-dessous :

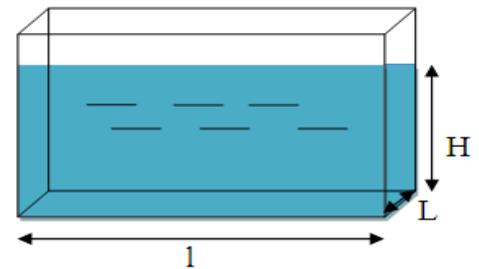
Les paramètres	Q_d (l/s)	h (m)	l (m)
Déversoir	14.81	0.6	1.56

Tableau 3.3 : Résultats de dimensionnement des deux déversoirs d'orage

3.3.1.2. PRETRAITEMENT

3.3.1.2.1. CHAMBRE DE RECEPTION

La chambre de réception est indispensable dans l'ouvrage de prétraitement. Elle est prévue afin d'orienter la totalité du débit maximum vers le dégrilleur automatique. Elle est de forme rectangulaire.



coupe de la chambre de réception.

a. HAUTEUR (H)

Pour la chambre de réception : $l = \frac{S_v}{H} = \frac{Q_p}{U \cdot H}$

Pour la conduite d'arrivée : $v = \frac{A}{Q_p} = \frac{D^2 \cdot 3,14}{Q_p \cdot 4}$

Supposons que $v = U$ et en remplaçant v par la formule de U qu'on a trouvé, on obtient : $l = \frac{Q_p \cdot 4}{3,14 \cdot D^2} \cdot \frac{Q_p}{H} \Rightarrow H = \frac{Q_p^2 \cdot 4}{3,14 \cdot D^2 \cdot l}$

b. LARGEUR (l)

Le diamètre de la conduite d'arrivée est de 300 mm, en ajoute 150 mm à gauche de la conduite et aussi pour la droite, alors on trouve 0.6 m comme largeur de la chambre de réception.

c. LONGUEUR (L)

On va la poser égale à 0,08 m.

3.3.1.2.2. LE DEGRILLAGE

Le dimensionnement d'un dégrilleur est basé sur les pertes de charge et la vitesse de l'eau à travers la grille comprise entre 0,6 et 1,4 m/s [31].

Lorsque l'énergie électrique est disponible sur le site, il est avantageux d'opter pour un dégrillage à nettoyage mécanique automatique [24].

a. LARGEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE

$$L = \frac{S \cdot \sin \theta}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta} \quad [12]$$

Avec :

S : Section minimale du dégrilleur (m²), avec : $S = Q_p/v$

θ : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontale en degrés ;

δ : Coefficient de colmatage de la grille (0,25 pour un dégrilleur manuelle).

β : Fraction de la surface occupée par les barreaux ;

v : Vitesse de passage en m/s.

b. HAUTEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE

$$H_g = 2H_{\max} + \Delta h + 0,5 \quad [12]$$

D'après Kirschmer, Δh est donnée par : $\Delta h = k \cdot \left(\frac{s}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \sin \theta \quad [12]$

Avec :

H_{\max} : Hauteur maximale de l'eau admissible sur la grille (m) ;

ΔH : Pertes de charges au niveau du dégrilleur ;

k : Facteur dépendant de la forme des barreaux (tableau 5.1 d'annexes) ;

s : Largeur apparente des barreaux face au courant (mm) ;

e : Espacement entre barreaux (en mm),

c. LONGUEUR DE LA CHAMBRE DE DEGRILLAGE

$$L = L_1 + L_2 + L_{CR}$$

Où : $L_1 = \frac{l-D}{2 \cdot \tan \theta}$ et $L_2 = 0,5 \times L_1$

Avec :

L_1 : Longueur d'élargissement (m) ;

L_2 : Longueur en (m) ;

L_{CR} : Longueur de la chambre de réception;

D : Diamètre de la conduite d'amenée (m).

θ : Angle d'élargissement.

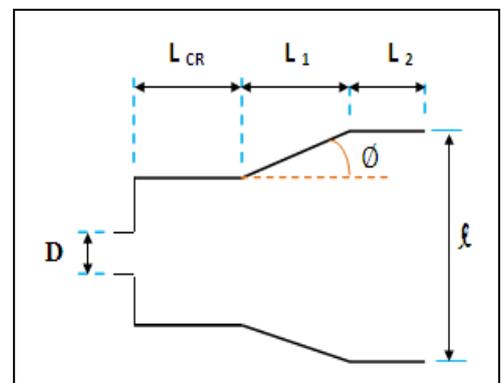


Figure 3.9 : Vu en coupe d'un décanteur.

d. VOLUME DES REFUS

$$V_r = \frac{(120 \div 150)}{e} \quad (\text{l/hab/an}) \quad [10]$$

3.3.1.2.3. LE DESSABLAGE

a. Longueur du dessableur

$$l = \frac{S_h}{L} , \text{ Avec : } S_h = \frac{Q_p}{v_c} \quad [18]$$

b. HAUTEUR DU DESSABLEUR

$$H = \frac{S_u}{L} , \text{ Avec : } S_v = \frac{Q_p}{v} \quad [18]$$

c. Volume de sable recueilli

$$5 \leq V_s \leq 12 \quad (\text{l/hab/an}) \quad [12]$$

Où :

L : Largeur du dessableur (elle peut être la même que celle du dégrilleur);

S_h : Section horizontale du canal (m²) ;

S_v : Section verticale du canal (m²) ;

v_c : Vitesse de sédimentation des particules les plus petites [10] ;

v : Vitesse de passage moins de (= 0,3 m/s) [10] ;

3.3.1.2.4. LE DESHUILAGE-DEGRAISSAGE

a. HAUTEUR D'EAU

$$H_e = V/S_h , \quad \text{Avec : } S_h = Q_p/v_{asc} \quad \text{et} \quad V = Q_p \cdot t_s$$

b. LARGEUR DU DESHUIEUR

$$2 \text{ m} < L < 6 \text{ m} \quad [12] ;$$

c. LONGUEUR DU DESHUIEUR

$$l = S_h/L ;$$

d. VOLUME D'AIR INJECTE

$$V_{air} = V \cdot Q_{air} \quad \text{en m}^3/\text{h}$$

Où :

V : Volume du déshuileur ;

S_h : Surface horizontale (m) ;

v_{asc} : La vitesse ascensionnelle (varie de 15 à 20 m/h [12]);

t_s : Temps de séjour varie entre 3 à 10 minutes [12] ;

Q_{air} : Débit d'air introduit (de l'ordre de 5 à 10 m³/h par m³ de capacité de l'ouvrage [12]).

Le prétraitement a été dimensionné dès le départ pour l'horizon 2040, car il constitue un ouvrage qui s'avère plus économique en le réalisant en une seule tranche.

En plus des autres ouvrages qu'on a abordés précédemment, on prévoit pour le dégrillage une grille manuelle grossière et une autre grille manuelle fine. Les deux grille est même dimensions.

Dimension	Chambre de réception	Dégrilleur		Dessableur	Déshuileur-dégraisseur
		Grille grossie	Grille fine		
l (m)	0,08	0,50	0,50	0.9	1
L (m)	0,60	0,50	0,50	0.5	2
H (m)	0,02	1,10	1,20	0,1	1.3
V _{refus} (m ³ /j)	-	0.02	0.10	-	-
V _{sable} (m ³ /j)	-	-	-	0,04	-
V _{air} (m ³ /h)	-	-	-	-	11,94

Tableau 3.4 : Résultats de calcul des ouvrages de prétraitement

3.3.1.3. LES TRAITEMENTS BIOLOGIQUES

3.3.1.3.1. TECHNIQUES INTENSIVES

a. PROCEDURE DE LIT BACTERIE

On va prendre en considération dans nos calculs seulement le décanteur circulaire vis-à-vis les avantages qu'il présente. Le dimensionnement consiste à calculer [7] :

- Surface totale : $S_T = Q_{dim}/v_{cl} \Rightarrow S_u = S_T/Nb$ et $D = \sqrt{4 \cdot S_u/\pi}$
- Volume total : $V_T = V_u \cdot Nb$ avec : $V_u = S_u \cdot H$ et $t = H / v_{cl}$

Dans lesquelles :

Q_{dim} : Débit de dimensionnement du décanteur en m³/h (Q_p ou $Q_p(1+R)$) s'il y a une recirculation d'effluent en amont du décanteur, où R est le taux de recyclage ;

v_{cl} : Vitesse ascensionnelle limite (= 2,5 m/h [12]) ;

S_u : Surface unitaire par bassin en m² ;

V_u : Volume unitaire par bassin en m³ ;

Nb : Nombre de bassin choisi ;

H : Hauteur de décanteur (3 à 3,5 m pour décanteur circulaire raclé [15]) ;

t : Temps de décantation (il ne dépasse pas les 2 heures [12]) ;

D : Diamètre du décanteur (il peut atteindre les 90 m [12]).

▪ Critères de dimensionnement

Suivant la charge volumique appliquée, on distingue les lits à faible charge et les lits à forte charge, dont les caractéristiques de fonctionnement pour les eaux résiduaires urbaines sont :

Type de charges	Charge organique en kg DBO ₅ /m ³ .j	Charge hydraulique en m ³ /m ² .h	Hauteur (m)	Type de remplissage	Rendement DBO ₅ (%)
Faible	0,08 - 0,15	1 - 5	1,8 - 2,4	Traditionnel	90
Forte	0,7 - 0,8	20 - 25	3 - 12	Plastique	80 à 90

Tableau 3.5 : Variation des paramètres du lit bactérien selon les charges appliquées [12] ; [10] ; [32].

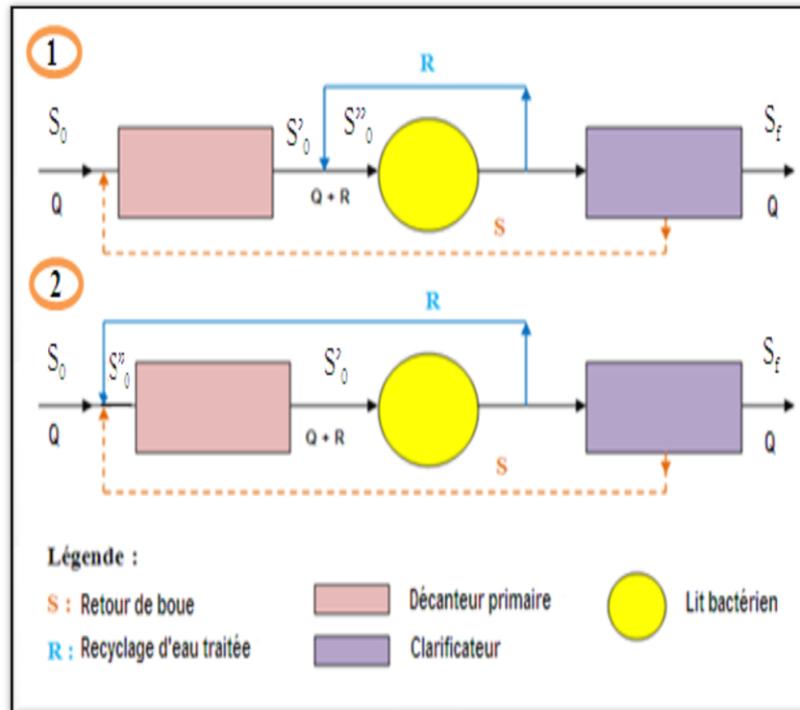


Figure 3.10 : Différentes configurations de recyclage des lits bactérien à 1 étage [32].

▪ **Différentes configuration de recyclage**

Différentes méthodes sont possibles. Dans tous les cas, on évitera le colmatage du lit d'une part, et d'autre part on s'assurera des contraintes dues aux conditions de rejet [12]. Les différents schémas possibles sont présentés sur la figure suivante.

Notation : Dans certains cas, pour améliorer la qualité de l'effluent, on utilise deux étages, selon la performance recherchée [12].

▪ **Le taux de recirculation**

1er cas : $R = (S'_0 - S''_0) / (S''_0 - S_f)$ avec : $S''_0 = \frac{S_f}{(1-\eta)}$

2ème cas : $R = (S_0 - S''_0) / (S''_0 - S_f)$ avec : $S''_0 = \frac{S_f(1-\eta_D)}{(1-\eta)}$

Dans lesquelles :

S_0 : DBO₅ de l'effluent d'entrée en mg/l ;

S'_0 : DBO₅ du mélange en mg/l ;

S''_0 : DBO₅ de l'effluent décanté en mg/l ;

S_f : DBO₅ de l'effluent traité en mg/l (30 mg/l) ;

η : Rendement épuratoire du lit bactérien en %.

η_D : Rendement d'élimination de la DBO₅ par le décanteur primaire en %.

▪ Dimensions

Pour utiliser l'ensemble du support (garnissage), il est indispensable d'arroser uniformément la totalité de la surface du lit. Cette répartition est assurée par un tourniquet (le sprinkler), ce qui oblige une forme circulaire de l'ouvrage.

Le sprinkler doit permettre une répartition uniforme de l'effluent à traiter et éviter les cheminements préférentiels [10]. Les dimensions du lit bactérien sont calculées à l'aide des formules suivantes :

- Surface totale requise des lits : $S_r = \frac{Q_j \cdot (1+R)}{C_H} \Rightarrow S_u = \frac{S_r}{Nb}$ et $D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot S_u}{\pi}}$
- Volume total rempli des lits : $V_{tr} = \frac{[Q_j \cdot (1+R)] \cdot S_0}{C_V \cdot 1000} \Rightarrow V_u = \frac{V_{tr}}{Nb}$ et $H = \frac{V_{tr}}{S_u}$

Dans les quelles :

Q_j : Débit moyen journalier temps sec (m³/j) ;

C_V : Charge volumique en kg DBO⁵/m³.j ;

C_H : Charge hydraulique en m³/m².h ;

H : Hauteur du lit bactérien (m) ;

Nb : Nombre de lits choisi ;

S_0 : Concentration en DBO⁵ à l'entrée du lit (mg/l) ;

H : Hauteur de remplissage choisie (m) ;

D_r : Diamètre requis du lit (allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres [12]).

▪ Résultat de calcul du procédé de lit bactérie

Pour le dimensionnement du lit bactérien, Concernant la faible charge, un lit identique va satisfaire le débit entrant de l'an 2040., Pour la forte charge, un seul lit va satisfaire le débit entrant jusqu'à 2040.

En supposant que le temps de rétention dans le décanteur primaire est de 72 min soit 1,2 h, donc, la vitesse ascensionnelle limite, pour une profondeur de 3 m, est égale à 2,5 m/h. Pour le calcul du clarificateur, on impose un taux de débordement de 1,5..m³/h/m² et un temps de rétention égale à 2 heures.

Type de traitement	Faible charge			Forte charge		
Dimensions	S en m ²	D en m	V en m ³	S en m ²	D en m	V en m ³
1^{er} cas de recyclage						
Décanteur primaire	14.44	4.29	43.33	14.44	4.29	43.33
Lit bactérien	109.46	11.80	696.55	21.15	5.19	131.57
Décanteur second	25.79	5.73	77.37	36.53	6.82	109.60
2^{ème} cas de recyclage						
Décanteur primaire	35.85	6.76	107.55	52.58	8.18	157.74
Lit bactérien	253.60	17.97	1613.83	50.72	8.03	109.35
Décanteur second	59.75	6.17	179.25	87.63	6.10	262.90

Tableau 3.6 : Résultats de calcul du lit bactérien avec décanteurs primaire et secondaire.

b. PROCÉDE DE BOUE ACTIVEE

▪ **Critères de dimensionnement**

La classification des bassins à boues activées repose, essentiellement, sur l'importance de la charge massique qui est appliquée au système. Les différentes configurations qu'on peut rencontrer sont décrites dans la figure ci-contre.

Les charges appliquées, conduisant à cette classification sont montrée dans le tableau suivant :

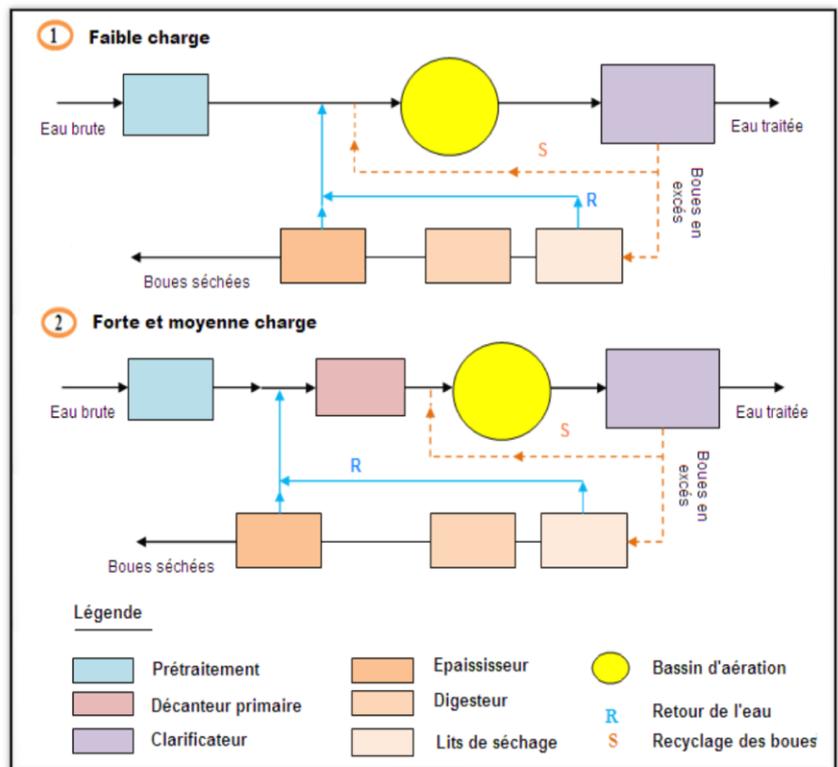


Figure 3.11 : Schémas de principe du traitement par boues activées [32].

Type de charge	C _m (Kg DBO ₅ /Kg MVS/j)	C _v (Kg DBO ₅ /m ³ /j)	Rendement épuration en DBO ₅ (%)
Forte	> 0,5	> 0,9	70 – 80
Moyenne	0,2 – 0,5	0,7	80 – 90
Faible	0,05 – 0,2	0,4	90

Tableau 3.7 : Variation des paramètres des boues activées selon le type de charge [22].

▪ **Recirculation des boues**

Comme il est précédemment évoqué, la recirculation permet de maintenir une concentration relativement constante dans le bassin d'aération, une optimisation de l'activité de la biomasse et d'éviter un départ de boue ainsi qu'un temps de séjour trop long dans le clarificateur. En effet, un séjour trop long de la boue dans le clarificateur risque de mener à de l'anaérobiose (absence stricte d'O₂) [34]. Les différents calculs effectués concernant la recirculation des boues sont [22] :

▪ **Masse journalière de boue**

$$M = (S_0 - S_f) \cdot Q_j / C_m \quad \Rightarrow \quad [LM] = M/V$$

Avec :

C_m : Charge massique en Kg DBO₅/Kg MES. j, elle est donnée par le tableau 3.7 ;

S₀ : DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération en mg/l, S₀ = S_{0D1} · (1 - 0,30) et en cas de fortes et moyennes charges ;

S_f : DBO₅ à la sortie du bassin d'aération en mg/l, avec : S_f = S₀ · (1 - R_e)

S_{0D1} : Concentration en DBO₅ à l'entrée du décanteur primaire en mg/l

R_e : Rendement épuratoire en %.

[LM] : Concentration en boues activées dans le bassin.

▪ **Taux de recyclage**

$$r = \frac{100 \cdot [LM]}{X_r - [LM]} \quad \text{avec :} \quad X_r = \frac{1200}{l_m} \quad (\text{varie entre 15 et 100 \%})$$

Avec :

X_r : Concentration de boues produites (en excès) ;

I_m : Indice de Mohlman, représente le volume occupé par un gramme de boues décantées pendant une demi-heure ($100 < I_m < 150$, pour des boues de bonne décantabilité $I_m=120$ [33]).

▪ **Pompes de recyclage**

Même chose que les pompes de relevage des E.U à l'entrée de la STEP, sauf que le débit de pompage va être égale au débit de recyclage.

▪ **Dimensions**

Le dimensionnement est principalement basé sur des bilans de matière qui tiennent compte de l'influent, de l'effluent, des boues extraites et de la cinétique biologique dans le réacteur.

Pendant ce dimensionnement on considère les bassins comme une boîte noire, ainsi les dimensions obtenues seront divisées sur le nombre de bassins désirés en supposant qu'ils ont les mêmes dimensions, alors, les calculs dérouleront comme suit [22] ; [33] :

➤ Volume du bassin : $V = L_e/C_v$ Avec : $L_e = L_0 - L_f = (S_0 - S_f) \cdot Q_j/1000$

➤ Aire du bassin : $S = V/H \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{4 \cdot S/\pi}$

Dans lesquelles :

L_e : Charge organique éliminée par le réacteur en Kg/j ;

L_0 : Charge polluante à l'entrée du bassin (= charge polluante à la sortie du décanteur primaire) ;

L_f : Charge polluante à la sortie du bassin en Kg/j ;

C_v : Charge volumique en Kg DBO₅/m³. j, elle est donnée par le tableau n° 3.7 ;

H : Hauteur des bassins, elle est comprise entre 3 et 5 m [22] ;

D : Diamètre du bassin d'aération en m ;

▪ **Besoin en oxygène**

Ce besoin en oxygène est en fait la somme de l'oxygène nécessaire à la dégradation de la pollution carbonée, assimilée par les bactéries lors de la phase d'anaérobie (besoin métabolique) et l'oxygène nécessaire à la respiration propre des bactéries (respiration endogène). Il est calculé, en Kg O₂/j, par la formule d'Enges suivante [34] :

$$q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_{Va} \cdot V$$

Où : $X_{Va} = \frac{X_{V0} + a_m \cdot (S_0 - S_f)}{1 + (\alpha \times t_s)}$ [GAID A., 1984] et $X_{V0} = X_{V0D} \cdot (1 - 0,6)$

Avec :

$$a' = 0,73 - 0,29 \cdot C_m + 0,07 \cdot C_m^{0,5}$$

$$b' = 0,02 - 0,32 \cdot C_m + 0,23 \cdot C_m^{1,5} + 0,22 \cdot C_m^{0,5}$$

X_{Va} : Teneur en biomasse MVS à l'équilibre (mg/l) ;

a' : Coefficient d'élimination de la pollution carbonée (kgO₂/kg DBO₅);

b' : Coefficient de respiration endogène (kg O₂/kg MS) ;

t_s : Temps de séjour, avec : $t_s = V/Q_p$ en heures ;

Q_p : Débit de pointe en m³/h ;

X_{V0} : Concentration des MVS de l'eau brute alimentant le bassin en mg/l ;

X_{V0D} : Concentration des MVS de l'eau brute alimentant décanteur primaire en mg/l ;

a_m : Rendement de métabolisation représentant la masse de cellules produites/masse de pollution éliminée (tableau 4.3 des annexes) ;

α : Constante de décès ou bien de respiration endogène (tableau 4.3 des annexes).

Besoins max horaires en Kg O₂/h : $q_{O_2}(h) = \frac{q_{O_2}}{16}$ [7]

Les pertes d'oxygène au niveau d'aérateur nous obligent de calculer les besoins en oxygène en introduisant un coefficient de correction égale à 80 %, donc, les besoins réels (en Kg O₂/j) vont être [7] :

$$q_{O_2}(réel) = q_{O_2}/0,80$$

▪ Choix du système d'aération

Le système d'aération doit satisfaire d'une part, le besoin d'oxydation de la pollution organique et de la masse bactérienne lors de la respiration endogène et d'autre part le brassage de la suspension de boues activées et donc l'homogénéité de l'ensemble. Pour se faire deux dispositifs sont conçus, à savoir les aérateurs de surface et les systèmes d'injection d'air sur-pressé en profondeur [22]. Le choix est fonction de plusieurs caractéristiques [7] :

➤ Capacité d'O₂ demandée en Kg d'O₂/h par aérateur :

$$C_d = q_{O_2 \text{ r\u00e9el}} / Nb_B \cdot Nb_a$$

- Capacité d'O₂ fournie en Kg d'O₂/h : D'après le tableau 4.4 des l'annexes on va avoir la capacité d'O₂ qui va être fournie (Cf), c'est la valeur la plus proche à celle de Cd déjà calculée.
- Puissance installée : C'est la valeur correspondante à la valeur de Cf d'après le tableau 4.4 des l'annexes.

▪ Calcul du décanteur secondaire (clarificateur)

Le clarificateur est dimensionné pour permettre une décantation des boues suffisante tout en assurant un temps de séjour de cette boue ne dépassant pas les 2 h [34]. Il est dimensionné comme suit [22] & [7] :

- Surface totale du décanteur : $S_T = Q_d / \tau \Rightarrow S_u = S_T / Nb$ et $D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_u}{\pi}}$

- Volume total du décanteur : $V_T = Q_d \cdot t_r \Rightarrow V_u = V_T / Nb$

- Hauteur du décanteur : $H = V_u / S_u$

τ : Charge hydraulique ou vitesse de Hazen (= 1,5 m³/h/m² [7]) ;

t_r : Temps de rétention, il est compris entre 1,5 et 3 h [12] ;

S_u : Surface unitaire par bassin en m² ;

Nb : Nombre de bassin choisi ;

Q_d : Débit de dimensionnement du décanteur, d'où : $Q_d = Q_p \cdot (1 + r)$ [34] ;

D : Diamètre d'un décanteur en m (il peut atteindre les 90 m [12]).

▪ Résultat de Calcul de procédé de boue activée

Ayant une forme rectangulaire, le réacteur biologique est dimensionner sur la base d'une stabilisation à faible, moyenne et à forte charge. Pour ces trois cas, on a prévu la réalisation de un bassin qui va servir au traitement jusqu'à l'an 2040. Pour l'aération, on a choisi, 2 aérateurs qui ont pour chacun une puissance P. Pour les décanteurs primaire et secondaire, les critères de dimensionnement sont les mêmes que celles utilisées précédemment dans le cas du lit bactérien.

Ouvrages	Décanteur 1		Bassin à boues activées		Décanteur 2		Ouvrages	
	D	H	l	L	H	P	D	H
Unités	m	m	m	m	m	Kw	m	M
Faible charge	-	-	9	7.77	3	2.9	7.15	3
Moyenne charge	4.29	3	9	1.66	3	2.2	6.22	3
Forte charge	4.29	3	9	1.33	3	1,5	5.72	3

Tableau 3.8 : Résultats de calcul des traitements biologiques comportant un BBA

3.3.1.3.2. Techniques extensives

a. Procède de lagunes naturelles

On classe généralement les bassins de lagunage naturel en trois catégories [12] :

- Bassins anaérobies
- Bassins facultatifs
- Bassins aérobies

Ainsi, Il existe différents assemblages de ces trois types de bassins, ils sont décrits par le tableau suivant :

Assemblage n° 1	Assemblage n° 2
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bassins anaérobies ▪ Bassins facultatifs ▪ Bassins aérobies 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bassins facultatifs ▪ Bassins aérobies

Tableau 3.9 : Différents assemblages des lagunes naturelles [39].

Le dimensionnement consiste à déterminer le volume, la surface des lagunes ainsi que le rendement d'épuration à la sortie du traitement.

➤ Dimensionnement du bassin anaérobie

Les bassins anaérobies permettent l'élimination de la pollution carbonée par décantation, la dégradation en milieu anaérobie de la pollution particulière sédimentée en méthane et en gaz carbonique, et d'une fraction élevée des matières colloïdales et solubles de l'effluent brut. La DBO est réduite à 40 % par sédimentation et digestion anaérobie dans les boues sédimentées [22].

Ces bassins participent à l'élimination partielle et parfois totale de la charge parasitaire. Mais n'ont pratiquement pas d'action sur la pollution bactérienne. Leur dimensionnement s'effectue comme suit [22] :

- Volume de la lagune anaérobie (en m³): $V(a) = \frac{S_e(a) \cdot Q_{j\text{ moy}}}{\lambda a} \Rightarrow V_u(a) = \frac{V(a)}{N_b}$
- Surface de la lagune anaérobie (en m²): $A(a) = V(a)/P(a)$
- Temps de séjour (en jour) : $t_s(a) = V(a)/Q_{j\text{ moy}}$
- La DBO de l'effluent à la sortie du bassin : $S_s(a) = S_e(a)/[1 + T_A(a) \cdot t_f]$

$S_e(a)$: Charge en DBO₅ de l'affluent brut en mg DBO₅/l ;

λa : Charge volumique en DBO₅/m³/j déterminée d'après le tableau n° 3.10 en fonction de la température du mois le plus froid (< 10°C) ;

$P(a)$: Profondeur de la lagune (entre 2 et 5 m).

Notation : Si $t_s(a) < 1j$ on prend $t_s(a) = 1j$ et on recalcule le volume et la surface.

Température (°C)	Charge volumique (mg/l/j)	Rendement sur la DBO ₅ (%)
T < 10	100	40
10 < T < 20	20 T - 100	2 T + 20
20 - 25	10 T + 100	2 T + 20
T > 20	300	60

Tableau 3.10 : Les limites appliquées pour garantir le bon fonctionnement

[10].

T : Température du mois le plus froid en °C.

➤ Dimensionnement du bassin facultatif

Les bassins facultatifs se caractérisent par leurs grandes dimensions, et le temps de séjour qui peut atteindre une quinzaine de jours. Leur principale mission est l'élimination de la DBO, mais ils permettent également une réduction notable de la charge bactérienne.

Le dimensionnement consiste à calculer [22]:

- Surface du bassin facultatif en m² : $A(f) = \frac{10 \cdot S_s(a) \cdot Q_{j\text{ moy}}}{CS(f)}$
- Charge surfacique : $CS(f) = 350 \cdot (1,107 - 0,002 \cdot T)^{(T-25)}$
- Volume du bassin facultatif : $V(f) = A(f) \cdot P(f)$

- Temps de séjour (en jours) : $t_s(f) = \frac{2 \cdot P(f) \cdot A(f)}{2 \cdot Q_{j\text{ moy}} - 0,001 \cdot e \cdot A(f)}$
- La DBO de l'effluent à la sortie du bassin : $S_s(f) = \frac{S_s(A)}{1 + T_A(f) \cdot t_f}$
- Où le taux d'abattement de la DBO₅: $T_A(f) = 0,1 \cdot (1,05)^{(T-20)}$

Avec : $e = 90 \cdot T + 300$ (en mm/j) .

$S_s(A)$: DBO à la sortie du bassin anaérobie.

$C_s(f)$: Valeur admissible de la charge surfacique (< 350 kg DBO/ha/j) ;

T : Température du mois le plus froid ;

$P(f)$: Profondeur moyenne des eaux usées dans les bassins (entre 1 et 2,5m);

T_A : Taux d'abattement de la DBO₅ en % ;

$L_s(A)$: Charge DBO de l'affluent (mg DBO/l) ;

e : Evaporation nette (m/j) ;

T : Température moyenne annuelle de la région étudiée, en °C.

- Si $t_s(f) < 5$ j on le prend = 5 j et on recalcule la profondeur par la relation :

$$A(f) = 5 \cdot Q_{j\text{ moy}} / P(f)$$

Il faut que $S_s(f)$ soit inférieure à 120 mg/l, si ce n'est pas le cas il faudra augmenter $t_s(f)$ jusqu'à avoir $S_s(f) = 120$ mg/l.

- Si l'eau traitée sera utilisée pour l'irrigation de la récolte il faudra déterminer le nombre de coliformes fécaux par 100 ml et de œufs d'helminthe par litre selon les formules suivantes :

$$\text{Coliformes fécaux : } CF_s(f) = \frac{CF_e(a)}{[1 + K_{CF}(T) \cdot t_s(a)] \cdot [1 + K_{CF} \cdot t_s(f)]}$$

$$\text{Œufs d'helminthes : } He_s(f) = He_e(a) \cdot (1 - K_{He}(a)) \cdot (1 - K_{He}(f))$$

Avec :

$$K_{CF}(T) = 2.6 \cdot (1.19)^{(T-20)}$$

$$K_{He}(f) = 1 - [0.41 \cdot \exp(-0.49 \cdot t_s(f) + 0.0085 \cdot (t_s(f))^2)]$$

$CF_s(f)$: Coliformes fécaux à la sortie du bassin facultatif (U/100 ml) ;

$He_s(f)$: Œufs d'helminthes à la sortie du bassin facultatif (U/100 ml) ;

$CF_e(a)$: Coliformes fécaux à l'entrée du bassin anaérobie (U/100 ml) ;

$He_e(a)$: Œufs d'helminthes l'entrée du bassin anaérobie (U/100 ml) ;

$K_{CF}(T)$: Taux de réduction des coliformes fécaux en j^{-1} (Vitesse de décontamination) ;

$K_{He}(f)$: Taux de réduction des œufs d'helminthes en $j-1$ dans le bassin facultatif (vitesse de décontamination) ;

➤ **Dimensionnement du bassin aérobie (de maturation)**

Ce sont des bassins entièrement aérobie. La taille et le nombre de bassins dépend des normes de rejet et de la qualité microbiologique souhaitée. Le premier but des bassins de maturation est l'enlèvement des pathogènes, avec une élimination simultanée de la DBO.

- Volume du 1^{er} bassin de maturation : $V(m_1) = Q(f) \cdot t_s(m_1)$
- Surface du 1^{er} bassin de maturation : $A(m_1) = V(m_1)/P(m_1)$
- Temps de rétention hydraulique minimal : $t_s^{min}(m) = \frac{10 \cdot S_s(f) \cdot P(m_1)}{0,75 \cdot C_s(f)} = t_s(m_1)$
- Coliformes fécaux : $CF_s(m_1) = \frac{CF_e(m_1)}{1 + K_{CF}(T) \cdot t_s(m_1)}$ (en UFC/100 ml)
- Œufs d'helminthes : $He_s(m_1) = He_e(m_1) \cdot (1 - K_{He}(m_1))$ (en UFC/100 ml)

Avec : $Q(f) = Q(a) - [0,001 \cdot e \cdot A(f)]$

$$CF_e(m_1) = CF_s(f) \quad \text{Et} \quad He_e(m_1) = He_s(f)$$

$$K_{He}(m_1) = 1 - [0,41 \cdot \exp(-0,49 \cdot t_s(m_1) + 0,0085 \cdot (t_s(m_1))^2)]$$

H : Niveau d'eaux usées dans le bassin de maturation en m (entre 1 et 1,5 m).

$t_s(m_1)$: Temps de séjour dans le premier bassin de maturation en j ;

$CF_s(m_1)$: Coliformes fécaux à la sortie du 1^{er} bassin (U/100 ml) ;

$He_s(m_1)$: Œufs d'helminthes à la sortie du 1^{er} bassin (U/100 ml) ;

$CF_e(m_1)$: Coliformes fécaux à l'entrée du 1^{er} bassin (U/100 ml) ;

$He_e(m_1)$: Coliformes fécaux à l'entrée du 1^{er} bassin (U/100 ml) ;

$K_{He}(m_1)$: Taux de réduction des œufs d'helminthes en j^{-1} dans le 1^{er} bassin de maturation;

- Si le nombre de coliformes fécaux et des œufs d'helminthes sont supérieurs à ceux requises par la norme d'irrigation, on ajoute d'autres bassins, en prenant compte que :

- Temps de séjour du bassin n^o (n) : $t_s(m_n) = K_{CF}(T) \cdot CF_s(m_1)^{1/n} / CF(m_n)$

- Coliformes fécaux (n^{ème} bassin) :

$$CF_s(m_n) = \frac{CF_e(m_1)}{[1 + K_{CF}(T) \cdot t_s(m_2)] \times \dots \times [1 + K_{CF}(T) \cdot t_s(m_n)]}$$

Il faut résoudre l'équation en augmentant le n jusqu'à ce que : $t_s(m_n)$ soit $< t_s(m_1)$.

▪ **Résultat de calcul de Procède de lagunes naturelles**

Les calculs de dimensionnement ont été déroulés pour le long terme (2040). Finalement, on opte pour des bassins de forme rectangulaire qui ont les dimensions résumées dans le tableau suivant.

Assemblages	1 ^{er} Assemblage			2 ^{ème} Assemblage	
	Anaérobie	Facultative	Aérobie	Facultative	Aérobie
Nb de bassin	1	2	1	2	3
L (m)	7.74	12	30	14	30
l (m)	30	136.88	61.53	103.81	61.54
H (m)	4	2	1.5	2	1.5

Tableau 3.11 : Résultat de dimensionnement du lagunage naturel.

b. **Procède de lagunes aérés**

▪ **Etage d'aération**

L'étage d'aération est constitué d'un ensemble de bassins de forme rectangulaire relativement profonds dans lesquels, l'oxygénation est réalisée par des aérateurs mécaniques ou diffuseurs. Les critères de dimensionnement de ces bassins sont basés sur le calcul de l'enlèvement de la DBO₅ en fonction du temps de rétention hydraulique.

▪ **Dimensions**

Le calcul s'effectuera comme suit [18].

➤ Volume total des bassins d'aération : $V_T = Q_{moy} \cdot t_s \Rightarrow V_u = V_{TB}/Nb_B$

➤ Surface totale du bassin d'aération : $S_T = V/H$

Q_{moy} : Débit moyen d'eaux usées à l'horizon d'étude en m³/j ;

t_s : Temps de séjour minimal permet d'assurer la stabilité de l'écosystème, il ne doit pas être inférieur à 5 jours [22] ;

V_u : Volume unitaire d'un bassin d'aération ;

Nb_B : Nombre des bassins d'aération (= 3 généralement) ;

H : Hauteur d'eau dans les lagunes est généralement fixée de 2,5 à 4 m pour permettre une action optimale au dispositif d'aération [36].

$$D'après la formule de Marais : S = \frac{S^0}{1+K_{T^{\circ}} \times t_s} \Rightarrow t_s = \frac{S^0-S}{K_{T^{\circ}} \times S} \quad [12].$$

S^0 : Concentration en DBO₅ de l'affluent en mg/l ;

S : Concentration en DBO₅ de l'effluent en mg/l ;

$K_{T^{\circ}}$: Constante d'épuration en j⁻¹ ; Avec : $K_{T^{\circ}} = K_{20^{\circ}} \cdot \theta^{T^{\circ}-20^{\circ}}$ [12]

$K_{20^{\circ}}$: Constante d'épuration (eaux usées domestique) à T= 20 °C ;

θ : Coefficient de température ;

T° : Température moyenne hivernale la plus basse.

▪ Besoins en oxygène

L'équation générale des besoins en oxygène s'écrit

$$q_{O_2} = a' \cdot L_e + b' \cdot X_{Va} \cdot V \quad [12]$$

$$\text{Avec : } L_e = \frac{(S_0 - S_f) \cdot Q_j}{1000} \quad \text{et} \quad X_{Va} = \frac{X_{V0} + a_m \cdot (S_0 - S_f)}{[1 + (\alpha \times t_s)] \cdot 1000} \quad [12]$$

Dans lesquelles :

X_{Va} : Teneur en biomasse MVS à l'équilibre (Kg/m³) ;

L_e : Charge organique éliminée par le réacteur en Kg/j ;

a' : Coefficient d'élimination de la pollution carbonée ($a' = 0,52$ kg O₂/kg DBO₅) ;

b' : Coefficient de respiration endogène ($b' = 0,075$ kg O₂/kg MS) ;

t_s : Temps de séjour, avec : $t_s = V/Q_p$ en heures ;

X_{V0} : Concentration des MVS de l'eau brute alimentant le bassin en mg/l ;

a_m : Rendement de métabolisation (= 0,85) ;

α : Constante de décès ou bien de respiration endogène (= 0,2).

➤ Correction des quantités d'oxygène [18]: $q'_{O_2} \approx q_{O_2}/0,70$

➤ Quantité d'oxygène consommée par 1 Kg DBO₅ éliminée :

$$q_{O_2}'_{moy} = \frac{q_{O_2}'}{(S^0 - S) Q_{moy}}$$

➤ L'énergie totale nécessaire pour éliminer la charge en DBO₅ :

L'énergie totale E_T nécessaire pour éliminer la charge polluante est calculée par la formule suivante [18] :

$$E_T = E (S^0 - S) Q_{j\,moy} / 1000 \quad (\text{En KWh}) \quad \text{Où : } E = q' m(O_2) / A_S$$

E : Energie nécessaire pour 1 Kg de DBO₅ en KW/Kg DBO₅ ;

A_S : Apport spécifique en Kg O₂/KWh.

L'apport spécifique nominal A_{SN} de ce type d'aérateur est de 1,4 Kg O₂/KWh, avec un facteur de correction F_C de 0,7. Alors, l'apport spécifique nominal réel du système est :

$$A_S = A_{SN} \times F_C = 1,4 \times 0,7 = 0,98 \approx 1 \text{ Kg O}_2/\text{KWh} = 24 \text{ Kg O}_2/\text{KW.j.}$$

- Puissance totale installée : $P_T = 3 \cdot \left(\frac{p}{1000} \times V \right) \Rightarrow P_a = \frac{P_B}{N_a}$
- Temps de fonctionnement des aérateurs : $t_a = E_T/P_T$ (en h)

Avec :

P : Puissance d'aérateur par unité de surface (entre 5 et 6 W/m³ [36]).

P_B : Puissance de chaque bassin (en W) ;

P_a : Puissance de chaque aérateur (en W) ;

N_a : Nombre d'aérateurs.

▪ Calcul du bassin de finition

- Volume du bassin : $V = Q_{moy} \times t_s$ [18]

- Aire du bassin : $S = V/H_e$ [18]

T_s : Temps de séjour qui peut aller de 2 à 3 jours [37] ;

H_e : Hauteur du bassin de finition en m.

▪ Résultat de calcul de Procède de lagunes aères

On a opté pour la réalisation de 2 lagunes de mêmes dimensions pour l'horizon final (2040), 2 aérateurs de surface ont été prévus pour oxygéner davantage chaque lagune. Pour la suite de l'épuration (lagune de finition), on a prévu une seule lagune. Dans le tableau 3.12 suivant, on a résumé les principaux résultats qu'on a trouvés.

Dimensions	S (m ²)	L (m)	l (m)	H (m)	E _T (kWh)	P _a (kW)	T _a (h)
Bassin d'aération	832.49	12	69.37	3	163.57	0.92	8,51
Bassin de finition	408.69	15.71	26	1,5	-	-	-

Tableau 3.12 : Résultat de dimensionnement du lagunage aéré.

3.3.1.4. Traitements complémentaires

a. Bassin de désinfection

Les traitements primaires et secondaires ne détruisent pas complètement les germes présents dans les rejets domestiques. Un réactif désinfectant peut être ajouté dans les eaux traitées, avant leur rejet dans le milieu naturel. Le chlore est le désinfectant le plus courant, c'est ce qu'on va utiliser dans notre cas. Mais la désinfection peut également s'effectuer avec l'ozone, le brome ou le dioxyde de chlore [18].

Dimensions

➤ Volume du bassin : $V = Q_p \cdot t_c / 60$ en m³

➤ Aire du bassin : $S = V/H$ en m²

Avec :

t_s : Temps de contact (15 à 30 min) ;

H : Hauteur d'eau dans le bassin de (= 1 m).

➤ Consommation journalière de l'eau de javel à 47° :

La quantité Q_{CF} nécessaire de chlore actif, exprimée en Kg/h, sera déterminée comme suit :

$$Q_{CF} = \frac{1,5 \cdot (a \cdot Q_p)}{1000} \Rightarrow C_{CF,j} = \frac{Q_{CF} \cdot 24 \cdot 1000}{150} \quad (\text{en l/j})$$

Notation. - 1 litre d'eau de Javel à 47° chlorométrique contient : $47 \times 3,17 = 149$ g de chlore actif, soit environ 150 g/l, environ 15 % de concentration de chlore libre [25].

➤ Débit de la pompe doseuse : $Q_{pd} = a \cdot Q_p / 150$ en l/h

Q_p : Débit de pointe (m³/h).

a : Dose de chlore actif (3 g/m³).

b. Bassins de stockage

➤ Volume du bassin : $V = Q_{moy} \cdot t_s$ en m³

➤ Aire du bassin : $S = V/H$ en m²

t_s : Temps de séjour adéquat (varie entre 2 à 5 jours) ;

H : Hauteur d'eau (= 3 m).

▪ **Résultat de calcul de Traitements complémentaires**

Pour la désinfection, notre choix s'est porté sur la réalisation d'un seul ouvrage qui va satisfaire les besoins de notre station d'épuration jusqu'à l'année 2040. Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Bassins	Nb	t _s (h)	V (m ³)	S (m ²)	L (m)	l (m)	H (m)
Bassin de désinfection	1	0,25	9.03	9.03	1	9	1
Bassins de stockage	1	60	15585	5195	9	28.38	3

Tableau 3.13 : Dimensionnement des traitements complémentaire.

3.3.1.5. Traitement des boues

a. Digestion

C'est une opération appliquée seulement pour les filières d'épuration à forte ou à moyenne charge. Par contre, pour les stations à faible charge, il suffit de faire un séchage des boues (déshydratation).

▪ **Digesteur anaérobie (digesteur séparé chauffé à 25°C)**

C'est une fermentation en l'absence d'oxygène qui se passe dans des grands cuves fermées (digesteurs). Elle permet de stabiliser la matière organique en les transformant, le plus souvent, en gaz méthane et en gaz carbonique [12]. Le calcul des dimensions s'effectue comme suit [22] :

➤ Volume de digesteur : $V = Q_B \cdot t / 1000$ en m³

➤ Surface de digesteur : $S = V / H$ en m² $\Rightarrow D = \sqrt{4 \cdot S / \pi}$ en m²

Avec : $Q_B = Nb \text{ hab} \cdot \left(\frac{q_0 + q_0'}{2} \right) \cdot (1 + m)$

Q_B : Volume de boue entrant dans le digesteur (initiale) en m³/j ;

t : Temps de digestion pour une température T = 35 °C en jours ;

Nb hab : Nombre d'habitants ;

H : Hauteur du digesteur en m (= 10 m).

q₀ : Boue mélangée du décanteur primaire et secondaire en l/hab/j (tableau 4.5 de l'annexe 4) ;

q₀' : Boue digérée mélangée humide en l/hab/j (tableau 4.5 d'annexe 4) ;

m : Majoration de 20 % en cas du réseau unitaire.

▪ **Digesteur aérobie**

➤ **L'épaississement**

En générale, l'épaississement se situe avant la digestion aérobie. Il permet d'augmenter le temps de séjour des boues dans le digesteur. Cette étape consiste à séparer l'eau interstitielle des particules des boues [12].

Dans notre cas d'étude, on a choisis de dimensionner un épaisseur gravitaire de type mécanique, vis-à-vis sa faible dépense d'énergie qu'il présente [12]. Les dimensions sont calculées comme suit [7] :

✓ Volume après épaisseur (volume d'épaisseur) :

$$V_f = \frac{1 - H_0}{1 - H_f} \cdot V_b \cdot Nb \text{ hab}$$

✓ Volume initial de boues : $V_b = \frac{V_{b/j} \cdot t_s \cdot M}{1000}$ (en m³/hab)

✓ Surface de l'épaisseur : $S = V \cdot h$ (en m²) $\Rightarrow D = \sqrt{4 \cdot S/\pi}$ en m²

Avec :

$V_{b/j}$: Volume initial de boues en l/hab/j, avec : $V_{b/j} = \left(\frac{q_0 + q_0'}{2}\right) \cdot (1 + m)$

H_0 : Teneur en eau initiale (= 99 %) ;

H_f : Teneur en eau finale (= 95 %) ;

t_s : Temps de séjours (= 10 à 15 j et il peut descendre à 5 j [12]) ;

M : Majoration adaptée pour les différents accessoires (= 10 %) ;

h : Hauteur de l'épaisseur (de 3 à 6 m avec un minimum de 3 m [12]) ;

D : Diamètre de l'épaisseur, il dépasse les 5 m.

▪ **La digestion aérobie**

Elle est appliquée dans le cas des petites et moyennes installations. Elle consiste en une minéralisation du mélange ainsi qu'à une oxydation des microorganismes [12]. Le dimensionnement permet de calculer [7] :

➤ Le volume de digesteur : $V = V_f \cdot t_s \cdot 24/36$ (en m³)

➤ La surface de l'épaisseur : $S = V \cdot H$ (en m²) $\Rightarrow D = \sqrt{4 \cdot S/\pi}$ en m²

➤ Les besoins en O₂ : $q(O_2) = 2 \cdot 0,7 \cdot V_b = 2 \cdot 0,7 \cdot (10 \cdot V/16)$ (en Kg O₂/h)

Les besoins réelles en O₂ : $q_{\text{réel}}(O_2) = q(O_2)/0,75$ (en Kg O₂/h)

t_s : Temps de séjours (10 à 15 jours [12]) ;

H : Hauteur du digesteur en m.

b. Aire de séchage

Le séchage des boues peut se pratiquer à l'air libre et être combiné par une évaporation naturelle et un drainage de l'eau libre à travers une couche filtrante de sable et de graviers [28].

▪ Technique intensives

Les étapes de calcul sont les suivantes [7] :

- Production des boues majorée : $q'_0 = q_0 \cdot (1 + M)$ (en l/hab/j)
- Surface des lits de séchage : $S = q'_0 \cdot 1000 \cdot 365/9 \cdot 0,2$ (en m²)

Avec :

- q_0 : Production de boues d'après le tableau 4.5 de l'annexe 4 (en l/hab/j) ;
- M : Majoration égale à 20 %.

▪ Techniques extensives

Dans ce cas, les étapes de dimensionnement seront:

- Surface totale des lits de séchage : $S_T = \frac{V_{\text{lagune}}}{H_e}$ (en m²)
- Volume de boues à curer par lagune : $V_{\text{lagune}} = \frac{Q_{MS}}{C_{MSC}} \times 1000$ (en m³)
- Quantité des MS à curer par lagunage : $Q_{MS} = \frac{P_{MS}}{N^\circ} \times F(T)$ (en tMS)
- Fréquence de curage des lagunes : $F_L(T) = \frac{V}{V_{ab}}$ (en mois)
- Production annuelle totale en Matière sèche : $P_{MS} = \frac{V_{ab} \cdot C_{MS}}{1000}$ (en tMS/an)
- Volume annuel total de boues produites : $V_{ab} = \frac{P_e \cdot B_p}{1000}$ (en m³)
- Volume de curage d'une seule lagune : $V = 0,25 \cdot V_{Ba}$ (en m³)
- Nombre de lits de séchage : $N_{lit} = S_T/S_u$

Avec :

- t_s : Temps de séjour (varie entre 2 à 5 jours) ;
- P_e : Population raccordée en 2040 ;
- B_p : Production des boues totale en l/hab/an ;
- C_{MS} : Concentration en matière sèche dans les lagunes (g/l) ;
- V_{Ba} : Volume du bassin d'aération (m³) ;
- N° : Numéro de lagune ;
- C_{MSC} : Concentration en matière sèche des boues curées (g/l) ;
- S_u : Surface unitaire d'un seul lit (proposée) ;

▪ **Résultat de calcul de Traitements des boues**

Dans le cas des traitements à moyenne et à forte charge, pour le B.B.A., le volume de boue mélangée du décanteur primaire et secondaire est de 2,65 l/hab/j (moyenne entre 1,68 et 3,62 l/hab/j) et le volume de boue digérée mélangée humide égale à 0,79..l/hab/j. Cependant, pour le lit bactérien, ils sont respectivement de 2,53 l/hab/j et 0,48 l/hab/j (tableau 4.5 de l'annexe 4).

Dans le cas de faible charge, pour le B.B.A., le volume des boues en excès fraîches mélangée avec la boue du décanteur primaire est de 2,65 l/hab/j (moyenne entre 1,68 et 3,62 l/hab/j) et pour le lit bactérien, le volume des boues en excès fraîches mélangée avec la boue du décanteur primaire et secondaire est de 1,12 l/hab/j.

Les résultats de calcul de chaque ouvrage, concernant la digestion et le séchage des boues, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Forte et moyenne charge											Faible charge		
Digesteur anaérobie		Digesteur aérobie						Lit de séchage			Lit de séchage		
		Epaississeur		Digesteur aérobie									
S	H	S	H	S	H	N	p	Nb	L	l	Nb	L	l
m ²	M	m ²	m	m ²	m	b	kW	lit	M	m	lit	m	m
Lits bactérien													
12.58	10	0.14	3	1.12	2,5	1	2.9	1	12	22.60	2	18	41.59
Bassin à boues activées													
14.38	10	0.16	3	1.28	2,5	1	4	1	15	29.75	1	8.94	12

Tableau 3.14 : Dimensions des ouvrages de traitement des boues (techniques intensives).

Paramètres	Nb de lits	L	l	F _L (T)
Unités	lit	m	m	Mois
Le lagunage naturel	3	18	36.18	2.24
Le lagunage aéré	3	18	37.13	2.3

Tableau 3.15 : Dimensions des lits de séchage en cas de lagunage (naturel et aéré).

3.4. Choix de variante

3.4.1. Comparaison des différentes variantes

les variantes	les ouvrages	Lit Bactérien	Boues à. Moy C	Boues à. faible C	lag naturel 1er assemb	lag naturel 2eme assemb	lagunage aéré
Ouvrages	Déversoir Orages	X	X	X	X	X	X
	Dégrilleur	X	X	X	X	X	X
	Dessableur	X	X	X			
	Dec. Prim.	X	X				
	Lit Bac	X					
	Dec. Sec.	X	X	X			
	BBA		X	X			X
	BD						X
	Stérilisation	X	X	X			
	Relevage	X	X	X			
	Stockage des boues	X	X	X			
Consommation énergie		forte	Forte	Très forte	Nulle	Nulle	Très forte
Personnel de gestion		Spécialisé	Spécialisé	Spécialisé	Non spécialisé	Non spécialisé	spécialisé
Equipement		Très important	Très important	Très important	Nul	Nul	important
Traitement de l'azote		Faible	Faible	Faible	Bon	Bon	Bon
Traitement du phosphore		Faible	Faible	Faible	Bon	Bon	Bon
Traitement du potassium		Faible	Faible	Faible	Bon	Bon	Bon

Tableau 3.16 : Comparaison des différentes variantes

Nous constatons le lagunage naturel présente tous les avantages :

- Les ouvrages de Génie Civil sont le dégrilleur et le bassin anaérobie ;
- Il n'y a pas de recirculation des eaux donc pas de pompage ;
- Longs temps de séjour, les boues sont totalement dégradées ;
- La digestion des boues n'est pas nécessaire ;
- La stérilisation se fait naturellement grâce au rayon ultra violet ;
- La consommation électrique se résume à l'éclairage ;
- Contrôle et entretien réduit ;
- Les équipements d'entretien se résument aux outils d'entretien ;
- Pas de réactifs chimiques ;
- Deux ou trois manœuvres suffisent pour le suivi de la station ;
- Les travaux de réalisation sont simples ;
- Les eaux épurées conviennent pour la réutilisation agricoles ;
- Elimination microbienne ;
- La richesse de l'effluent de Bélaïla en phosphore, et le lagunage naturel donne un bon rendement.

3.5. Conclusion

La première partie de ce chapitre a comporté une revue technique des différentes variantes avec une synthèse intéressante sur les aspects : fonctionnement, dimensionnement, et formulation, pour les quatre filières choisies dans notre projet (le lit bactérien, le B.B.A., le lagunage naturel et le lagunage aéré).

En s'appuyant sur ces bases théoriques et sur les données du chapitre 01, nous avons établie le pré-dimensionnement des variantes étudiées, afin de choisir le système de traitement le plus convenable s'adaptant mieux aux conditions du milieu.

Finalement, nous recommandons le choix de la variante « lagunage naturel » pour l'épuration des eaux usées de Bélaïla. Exactement le lagunage d'assemblage 01 parce que l'effluent de Bélaïla est riche en CO₂ et P, le bassin anaérobie est très efficace pour l'abattement de la charge organique, azotée et phosphorée. Ainsi la plus grosse partie de cette charge polluante est éliminée dans ce bassin.



Chapitre 04

Étude économique du
procédé choisi



4.1. INTRODUCTION

Après avoir terminé d'établir les différentes chaînes de traitement d'eau usée, et après fait le choix de la variante la plus économique et le plus convenable, une évaluation économique de la STEP de Belaïla est nécessaire pour estimer le coût du projet.

4.2. LE COUT

Le coût global de projet sera composé de deux charges principales :

- Charges d'investissements;
- Charges d'exploitations [38].

4.2.1. CHARGES D'INVESTISSEMENTS

Elles sont composées des dépenses suivantes :

- Les travaux d'aménagement et de bétonnage (génie civil).
- Les équipements, travaux hydraulique (tuyauteries, vannes...) [38].

4.2.1.1. TRAVAUX D'AMENAGEMENT ET DE BETONNAGE

Les travaux d'aménagement concernent le terrassement et le nivellement des terrains pour permettre l'implantation des ouvrages. Ce coût dépend des volumes des terres à terrasser.

On procédera ensuite à la détermination du coût des ouvrages en béton, on citera le cas des ouvrages régulateurs et de vidanges.

Le prix s'obtient par multiplication du prix d'un mètre cube de béton par le volume total des bétons nécessaire [38].

4.2.1.2. LES EQUIPEMENTS, TRAVAUX HYDRAULIQUE

Les coûts des équipements seront constitués par le coût des conduites, des vannes ou tout autre équipement qui sera présent dans la station.

4.2.2. LES CHARGES D'EXPLOITATIONS

Ces charges sont composées de :

- La masse salariale ;
- Dépenses d'exploitations courantes [38].

4.2.2.1. LA MASSE SALARIALE

Ces dépenses concernent les salaires du personnel exploitant. A ce titre il sera envisagé des dépenses pour le jardinage également pour le contrôle et l'analyse de la pollution [38].

4.2.2.2. LES DEPENSES D'EXPLOITATION COURANTES

Ces dernières concerneront surtout les dépenses pour les opérations d'entretien de tout le système (nettoyage des lagunes etc...) [38].

Notation : dans cette étude en se limite à l'estimation du coût financier de l'investissement.

4.3. DESIGNATION DES TRAVAUX

4.3.1. LOT GENI CIVIL

- Terrassement
- Remblais
- réalisation d'ouvrage en dure
 - clôture
 - Poste de garde
 - Administration
 - Laboratoire
 - Magasin
 - Parking
 - DO
 - Prétraitement
 - ✓ dégrilleur
 - les bassins des traitements
 - ✓ bassin anaérobie
 - ✓ bassins facultatif
 - ✓ bassin aérobie
 - ✓ bassin désinfection
 - lits des séchages

4.3.2. LOT HYDRAULIQUE

- Réservoir d'eau de javel
- Canalisation
- joints
- vannes

4.3.3. LOT EQUIPEMENTS

- groupe électricité
- les grilles
- les bacs de déchet

L'estimation grossière de notre projet est résumée dans le tableau suivant :

N°	Désignations des Travaux	Estimation Financière Grossière (HT)
01	Lot Terrassement en Grande Masse	9 200 000,00
02	Lot Terrassement en Tranchée	1 800 000,00
03	Lot Génie-civil	22 400 000,00
04	Lot Alimentation en Eau Potable	1 100 000,00
05	Lot Assainissement	3 600 000,00
06	Lot Protection Bassins Facultatifs et de Maturation	700 000,00
07	Lot Conduite de Liaison Inter Ouvrage	200 000,00
08	Lot Equipement des Ouvrages	4 900 000,00
09	Lot Voiries	4 600 000,00
10	Lot Equipement Electrique	2 000 000,00
11	Lot Equipement local d'Exploitation	500 000,00
12	Lot Equipement du Laboratoire	20 000 000,00
13	Lot Espace Vert	1 000 000,00
Total Hors Taxes		72 000 000,00
T.V.A. 17%		12 240 000,00
Total Toutes Taxes Comprises		84 240 000,00

Tableau 4.1: Estimation Financière de STEP de Belaïla

Le montant de notre projet est estimé grossièrement à : **Quatre Vingt Quatre Millions Deux Cent Quarante Mille Dinars et 00 Centimes.**



Chapitre 05

Réalisation et dimensionnement techniques
de la station d'épuration de Bélaïla



5.1. INTRODUCTION

Le cinquième chapitre est concerne le design géni civil et architecturale de la STEP, en plus les postes des ouvrages des traitements et les édifices de la station.

La deuxième partie de ce chapitre présente les démarches de réalisation de la STEP.

5.2. DIMENSIONNEMENT TECHNIQUE

5.2.1. LES OUVRAGES DE STEP

a. DO, le débit déversé est de 14.81l/s, et 1.6m de longueur, et de hauteur de 0.6m.

b. PRETRAITEMENT, le STEP de Belaïa par lagunage naturel est une station de petite taille à cause de cela on fait seulement le dégrilleur dans le prétraitement, les eaux entré directement au chambre de réception de dégrilleur et passer a travers un grille grossi ensuite passer à trévère le 2^{eme} grille qui est fine, le volume de refus journaliers de dégrilleur est de 0.11m³ en utilise un bac de déchet pour éliminer ce volumes.

c. TRAITEMENT SECONDAIRE, la STEP de Belaïa composée de 3niveau des bassins de traitement biologique :

- Bassin anaérobie, est de longueur de 30m, et largeur de 7.74m et de 4m comme profondeur.
- Deux Bassins facultative, sont des mêmes dimensions de longueur de 136.88m et de largeur de 12m, et de 2m comme profondeur.
- Bassin aérobie, de longueur de 30m et de largeur de 65.93m et 1.5m comme profondeur.

Les bassins sont dotés des talus, et puisque le type de sols de Belaïa est argileux en fait un couche de 20cm d'argile pour l'étanchéisation.

d. TRAITEMENT TERTIAIRE, est la désinfection, L'élimination de l'azote et du phosphore. Pour le Désinfection, en fait un bassin de 1m de largeur et de 9 m de longueur.

e. TRAITEMENT DES BOUES, en fait trois lits de séchages de mêmes dimensions de largeur de 18 m et de longueur de 36.18 m, munis de tapis filtrant « gravir, sable, sable fin » sur le radier de l'ouvrage.

5.2.2. LES EDIFICES DE STEP

Les différentes composantes de notre STEP sont :

- Clôture (pour garantir la sécurité du site).
- Poste de garde (pour l'agent de garde)
- Administration
- Laboratoire (pour les analyses des eaux)
- Magasin (emplacement des engins et tous les outils de STEP)
- Local groupe électrogène
- Espaces vert
- Parking

Nous devons signaler que les ouvrages de la STEP et son aménagement représentent les caractéristiques suivantes :

- Les ouvrages géni civil sont enclavés par des trottoirs et séparés les uns des autres par une voie bitumée d'une largeur de 4m minimum, pour faciliter la circulation des engins.
- L'ensemble de la STEP est aménagée par un espace vert irrigué par les eaux épurées de la STEP.
- La STEP est dotée d'un réseau interne pour la liaison entre les différents ouvrages, d'une part, et d'autre part, un réseau de consommation dessert la station soit pour l'alimentation des différents agents et visiteurs de la STEP ou pour l'irrigation de l'espace vert.

Tous les dessins techniques de la STEP d'une schématique sont donnés en annexes 6.1.

5.3. TECHNIQUES DE REALISATION

Elles sont résumées par le diagramme suivant :

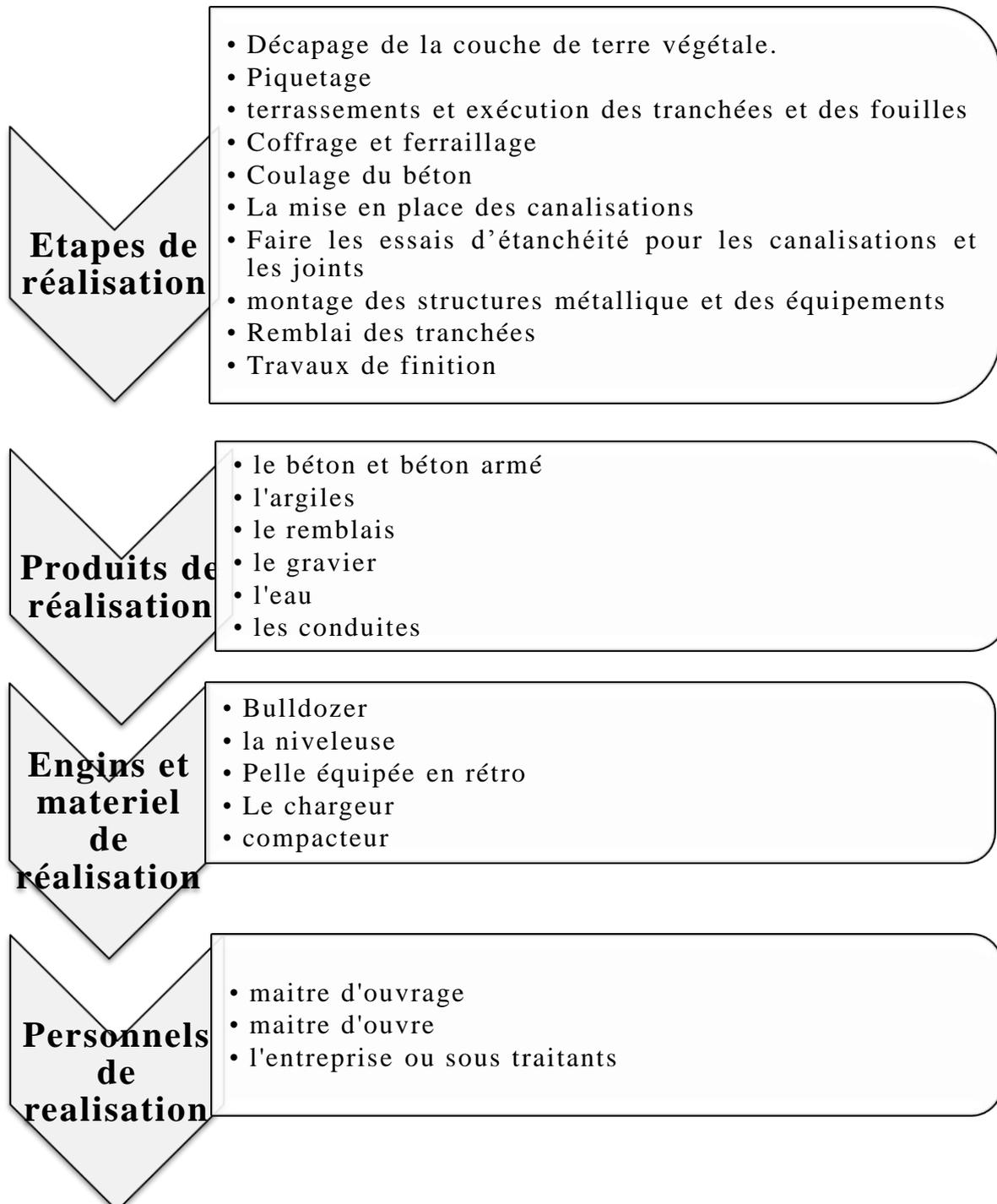


Diagramme 5.1 : procédé de réalisation technique de la STEP de Bélaïa

5.3.1. ETAPE DE REALISATION

Les étapes de réalisation doivent suivre un planning détaillé, ou calendrier des travaux pour rendre le travail plus efficace.

On peut résumer la succession des travaux dans les étapes suivantes :

- **TRAVAUX PREPARATOIRES**, est l'étude préalable et l'installation, l'implantation de station, l'aménagement des accès et les circulations, les points d'eau et les gisements (argile, sable et gravier), les travaux de Terrassement, préparation des zones d'emprunt ...etc.
- **EXECUTIONS DES TRAVAUX**, est le calcul des volumes de, décapage de la couche de terre végétale, déblais, remblais et de coulage de béton et de béton armé, construction du remblai, La mise en place des canalisations, l'installation et tests des équipements hydrauliques.
- **TRAVAUX DE FINITION**, est le nettoyage de chantier et gestion leur déchets, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête et des routes d'accès, repli du projet, équipement divers et travaux d'aménagement des abords.

5.3.2. PRODUITS DE REALISATION

La réalisation de notre station a besoin des produits pour l'exécution des travaux, ces produits stockés dans une zone de stockage.

- **LIANTS HYDRAULIQUES**, est le Ciments, la chaux et le Plâtre.
- **GRANULATS**,
- **ADJUVANTS**, est
 - Matériaux de complément, les produits d'étanchéité et d'imperméabilisation des parois :
 - ✓ Produits utilisés pour améliorer l'étanchéité dans la masse du béton: adjuvants (hydrofuges, plastifiants, super plastifiants, etc.) et autres produits (fumées de silice, fibres, etc.)
 - ✓ Produits utilisés pour assurer l'imperméabilité de surface du béton : imprégnation, traitements chimiques
 - ✓ Produits pour revêtements d'imperméabilisation ou d'étanchéité à base de :
 - liants hydrauliques
 - liants polymères de synthèse

- ✓ Revêtements d'étanchéité à base de membranes :
 - membranes bitumineuses
 - membranes à base de hauts polymères de synthèse
 - ✓ Produits de traitements des points singuliers
 - Matériaux de complément : produits de réparation
 - **ACIERS**, sont :
 - Aciers pour armatures de béton armé
 - Aciers pour armatures de précontrainte
 - Aciers pour charpente, menuiserie et serrurerie
 - Boulonnerie/Visserie/Métallerie des lames et racleurs/Métallerie des équipements
 - **BOIS**
 - **MATERIAUX DE COUVERTURE ET DE BARDAGE**
 - **PLOMBERIE SANITAIRE - CARRELAGES - DALLAGES - REVETEMENTS**
 - **PEINTURES ET PROTECTION ANTI-CORROSION – VITRERIE**
 - **MOELLONS ET PIERRES DE TAILLE – BRIQUES – HOURDIS**
- [39].

5.3.3. ENGIN ET MATERIELS DE REALISATION

En général l'exécution des travaux des chantiers, terrassements n'est pas un travail difficile, elle se complique cependant dans certains cas, tels que les mauvais terrains, accès difficiles pour les engins, etc...

Pour l'ensemble des matériels, nous devons mentionner les marques, type, puissance, rendement et nombre d'engins, il est important de choisir pour chaque type de travaux, l'engin et le matériel les mieux adaptés de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

5.3.3.1. BULLDOZER

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie de 25 à 400 ch, ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 m à 6 m, le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles (l'exécution des déblais et des remblais) [40].

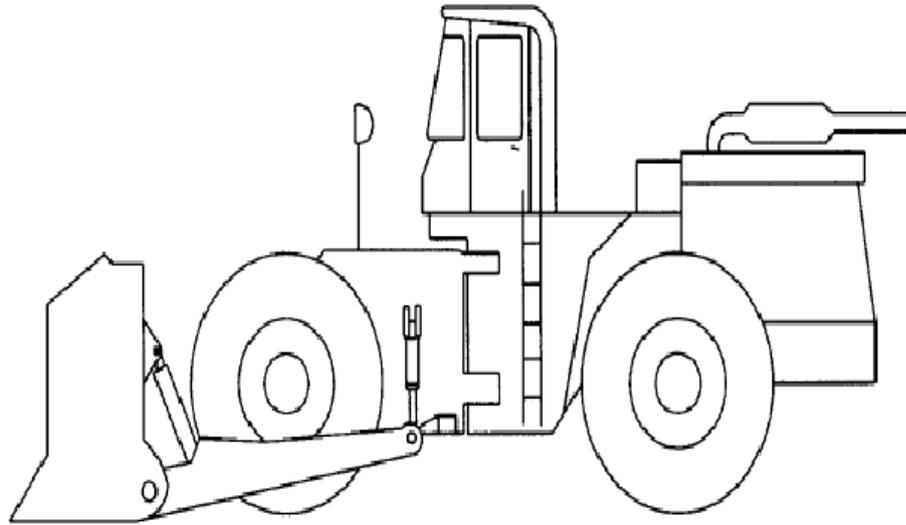


Figure 5.1 : Le Bulldozer

5.3.3.2. NIVELEUSE

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-cite viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé [40].

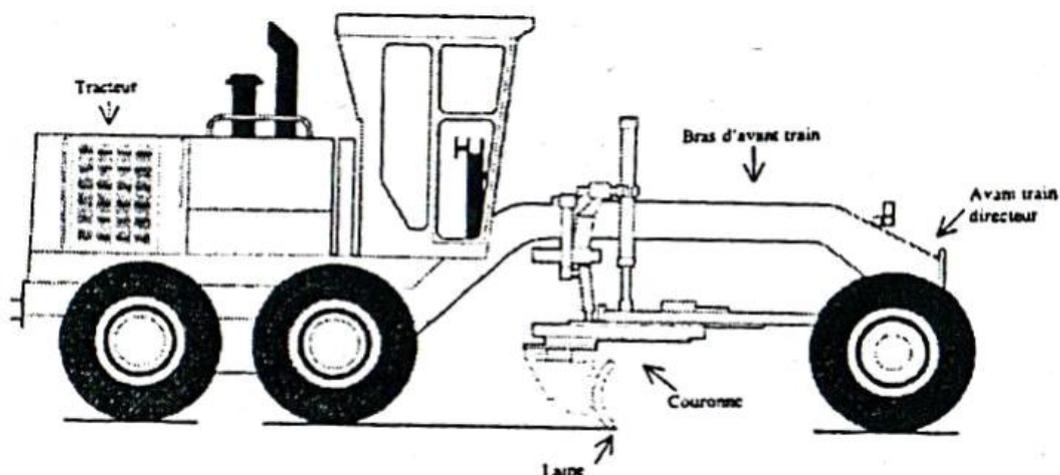


Figure 5.2 : Le Niveleuse

5.3.3.3. PELLE EQUIPEE EN RETRO

On opte pour un excavateur à godet de 0,5 m³, pelle équipée en rétro, vu ses avantages adaptés à la coupe transversale de la tranchée et qui se présente par les opérations suivantes

- Peut excaver dans la direction de la machine
- Creuser au-dessous de la surface d'appui
- Creuser à une profondeur importante
- Creuser rapidement et avec précision les tranchées à talus verticaux (Pente du talus nulle) [40].

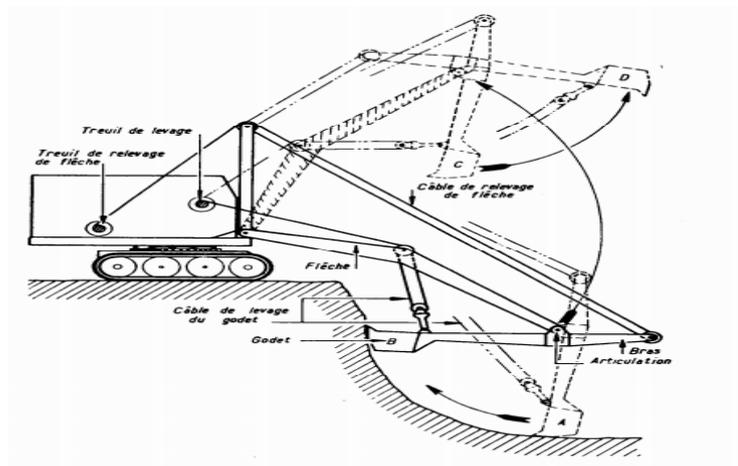


Figure 5.3 : Pelle équipée en rétro

5.3.3.4. CHARGEUR

Ce sont des tracteurs sur lesquels montent à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et portent un godet. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur [40].



Figure 5.4 : Le Chargeur

5.3.3.5. LE COMPACTEUR

L'engin qui convient à cette opération c'est celui à rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre [40].

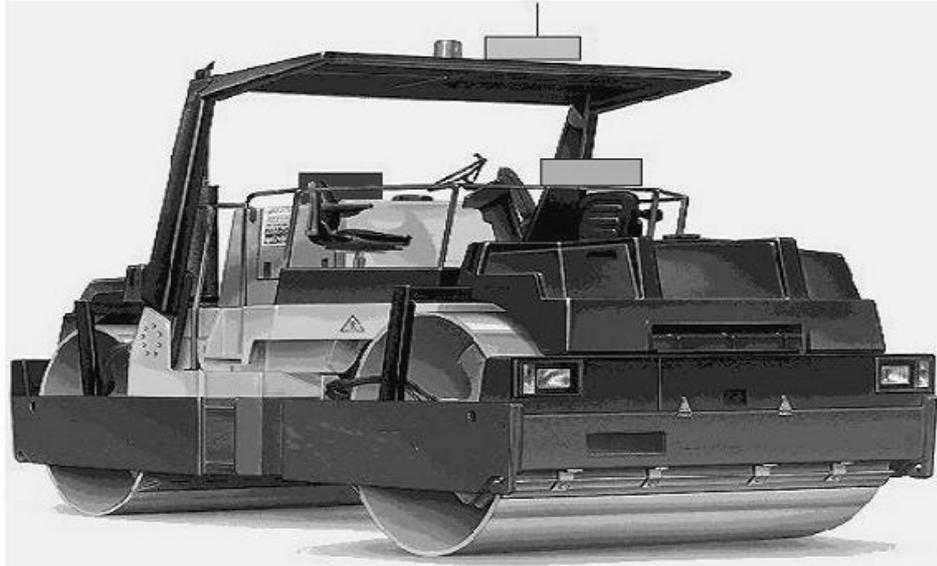


Figure5.5 : Le compacteur

5.3.3.6. CENTRALE A BETON

Pour la préparation du béton.

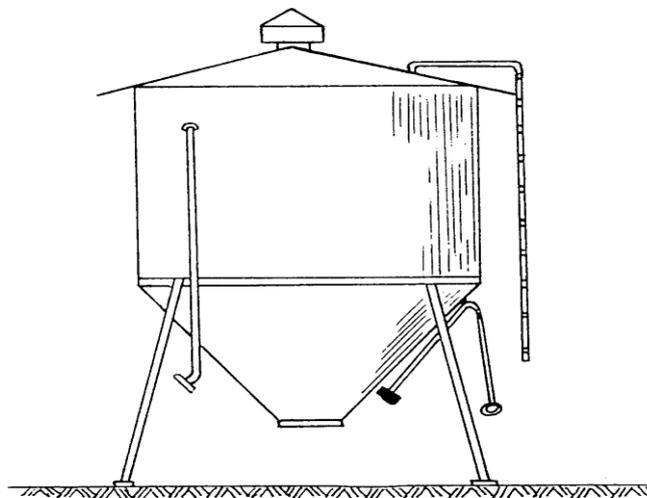


Figure 5.6 : La centrale a béton

5.3.3.7. Camion Benne

Les camions bennes de chantier sont souvent utilisés pour le transport de matériaux en vrac comme le sable, les poussières, les pierres, la terres et le charbon dans les chantiers.

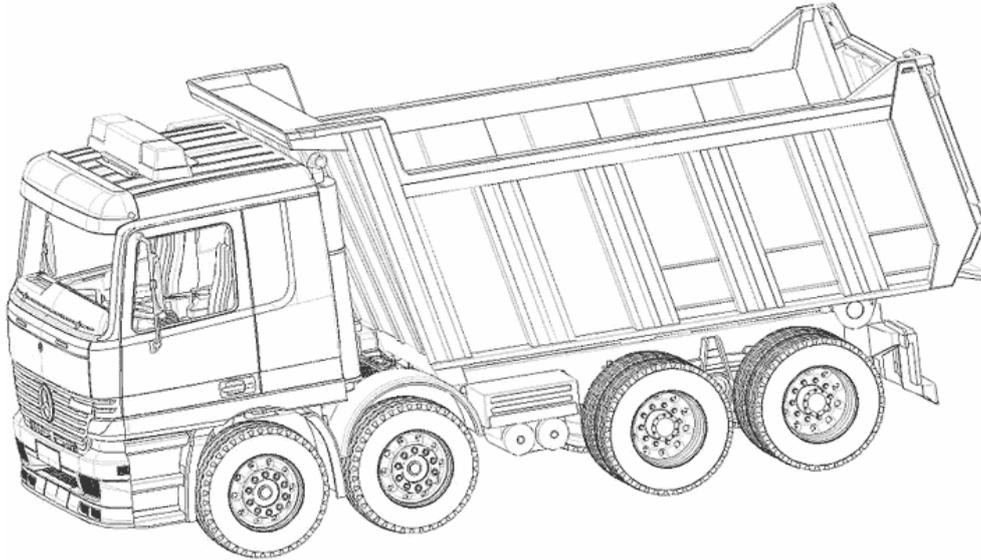


Figure 5.7 : Camion Benne

5.3.4. PERSONNELS DE REALISATION

Les principaux personnes que l'on va régulièrement rencontrer sur un chantier sont au nombre de quatre, ce sont :

- le maitre de l'ouvrage
- Le maitre de l'ouvrage délégué, ou l'assistant au maitre d'ouvrage
- Le maitre d'œuvre
- L'entrepreneur (et /ou ses sous-traitants)

La présence des autres intervenantes (administration, groupement, et même sous-traitants n'est pas toujours effectives) [41].

5.3.4.1. LE MAITRE DE L'OUVRAGE

On appelle maître d'ouvrage (parfois maîtrise d'ouvrage, notée MOA) l'entité porteuse du besoin, définissant l'objectif du projet, son calendrier et le budget consacré à ce projet. Le résultat attendu du projet est la réalisation d'un produit, appelé ouvrage.

La maîtrise d'ouvrage maîtrise l'idée de base du projet, et représente à ce titre les utilisateurs finaux à qui l'ouvrage est destiné.

Ainsi, le maître d'ouvrage est responsable de l'expression fonctionnelle des besoins mais n'a pas forcément les compétences techniques liées à la réalisation de l'ouvrage [42].

5.3.4.2. MAITRE D'OUVRAGE DELEGUE

Lorsque le maître d'ouvrage ne possède pas l'expérience métier, nécessaire au pilotage du projet, il peut faire appel à une maîtrise d'ouvrage déléguée (dont la gestion de projet est le métier). On parle ainsi d'assistance à maîtrise d'ouvrage (notée AMO). La maîtrise d'ouvrage déléguée (notée parfois MOAD) est chargée de faire l'interface entre le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage afin d'aider le maître d'ouvrage à définir clairement ses besoins et de vérifier auprès du maître d'œuvre si l'objectif est techniquement réalisable.

La maîtrise d'ouvrage déléguée ne se substitue pas pour autant à la maîtrise d'ouvrage et n'a donc pas de responsabilité directe avec le maître d'œuvre [42].

5.3.4.3. MAITRE D'ŒUVRE

Le maître d'œuvre (ou maîtrise d'œuvre, notée MOE) est l'entité retenue par le maître d'ouvrage pour réaliser l'ouvrage, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées par ce dernier conformément à un contrat.

La maîtrise d'œuvre est donc responsable des choix techniques inhérents à la réalisation de l'ouvrage conformément aux exigences de la maîtrise d'ouvrage. Le maître d'œuvre a ainsi la responsabilité dans le cadre de sa mission de désigner une personne physique chargée du bon déroulement du projet (on parle généralement de maîtrise de projet), il s'agit du chef de projet [42].

5.3.4.4. L'ENTREPRENEUR (ET SOUS-TRAITANTS)

C'est la personne qui est responsable de l'organisation de chantier et de la sécurité des personnes durant le délai d'exécution des travaux [41].

5.3.4.5. L'ADMINISTRATION

Est toute personne publique morale autre que les intervenants ci-dessus définis [41].

5.3.4.6. LE GROUPEMENT D'ENTREPRISES

Est une association temporaires de plusieurs entrepreneurs en vue de souscrire a un marché unique pour exécuter les travaux conformément aux documents contractuels et réglementaires. Les entrepreneurs groupé sont solidaires par ce que chacun d'entre eux est engagé pour la totalité du marché et doit pallier une éventuelle défaillance de ses partenaires : l'un d'entre eux, désigné dans le marché comme mandataire représente l'ensemble des entrepreneurs vis-à-vis du maitre d'ouvrage, de la personne responsable du marché et du maitre d'ouvre, pour l'exécution du marché [41].

5.3.4.7. SOUS-TRAITANCE

Consiste pour le titulaire d'un marché à confier l'exécution de certaines parties de son marché à un tiers. Vis-à-vis du maitre d'ouvrage, le titulaire demeure personnellement responsable de l'exécution du marché [41].

5.4. CONCLUSION

La réalisation d'un STEP repose sur plusieurs Critère, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées
- Compétence du staff technique dirigeant
- Permanence et suivi des travaux à réaliser
- Respect des normes techniques
- Matériel de réalisation adéquat
- La bonne planification des travaux
- Le bon financement des opérations et des étapes du projet

De même, pour la réussite du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine donc l'ensemble de critères cités plus haut doit scrupuleusement être respectés.

Concernant la durée de la réalisation d'un projet, on peut diviser le chantier en deux équipes pour les deux parties (la station et les autres équipements de la STEP), pour diminuer la durée de réalisation.



Chapitre 06

Gestion de la station
d'épuration de Bélaïla



6.1. INTRODUCTION

Le maintien en parfaite état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent, avant tout, sur la qualité de l'exploitation qui est mise en œuvre, le procédé choisi qui est techniquement et économiquement acceptable, et enfin la présence d'une politique rationnelle de gestion.

6.2. MESURES ET CONTROLES EFFECTUES AU NIVEAU DE LA STATION D'EPURATION

Les analyses se feront à l'entrée de la STEP, après traitement biologiques, et à la sortie.

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de la gestion de la station, dont les principaux sont :

- Mesure de débit
- Mesure de pH et de la température

La mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement, la mesure de la température est très recommandée.

- Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO₅)
- Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- Recherche des substances toxiques
- Mesure concernant les boues

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer essentiellement sur :

- Renseigner le cahier d'exploitation (couleur des bassins, présence de lentilles, remontée de boues en surface, développement de la végétation, odeurs)
- Contrôle de l'état des berges

- Effectuer les tests des composées d'azote (NH₃, NO₃, NO₂), et de phosphates sur effluent traité.
- Chaque contrôle journalier, doit toujours être fait à la même heure pour être représentatif [43].

6.3. CONTROLE DE FONCTIONNEMENT

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs....etc [43].

Les ouvrages métalliques doivent être repeint en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspecté. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par ans des ouvrages ou ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien [43].

Ce qui nous mène a exigé une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux [43]:

6.3.1. CONTROLE JOURNALIER

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- Le test de décantation et de turbidité.
- Les odeurs (H₂S).
- Les couleurs des bassins et des boues.
- Le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire,

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites [43].

6.3.2. CONTROLES PERIODIQUES

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration.
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
 - des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir de prélèvements, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.
 - Faucardage des végétaux aquatiques.
 - Evacuation des lentilles d'eau.
 - Curage des bassins (tous les 5 ans)
 - Curage du cône de sédimentation à l'arrivée du 1er bassin [43].

6.4. LES INDICATEURS DE PERFORMANCE

Un indicateur de performance est une donnée qui a été sélectionnée d'un ensemble plus important car elle possède une signification et une représentativité particulière.

Les indicateurs condensent l'information et simplifient l'approche de phénomènes souvent complexes, ce qui en fait des outils de communication précieux.

Pour une meilleure approche de la gestion on peut prendre en considération les paramètres suivant comme indicateurs de performance :

La DBO, la DCO, le pH, la conductivité, les composées de l'azote (NH₃, NO₃, NO₂), les phosphates, la décantabilité des boues, les débitmètres, compteurs électriques à chaque étape du traitement.

- Le pH permet de détecter l'éventuelle perturbation du traitement et d'apporter les corrections nécessaires
- La conductivité permet de suivre les variations de la minéralisation des eaux
- La température représente la vitesse de dégradation des matières organiques
- Les composés de l'azote et les phosphates permettent de mesurer les impacts sur les milieux et d'éviter des perturbations aux écosystèmes.
- La surveillance de la décantabilité des boues ce qui évitera le « bulking » (perturbation due au développement de bactéries filamenteuses qui empêchent les boues de décanter ; ceci est principalement du à un appauvrissement en éléments nutritifs qui peut entraîner l'arrêt total de la station).
- La DBO et la DCO indiquent la performance du processus d'épuration et donc la qualité de la gestion.
- Les compteurs à certains niveaux du parcours hydraulique de l'effluent permettent de tenir des statistiques qui ont une grande importance pour l'évaluation des coûts de la gestion [43].

6.5. ENTRETIEN DES OUVRAGES

6.5.1. LE DEVERSOIR D'ORAGE

- Après chaque événement pluvieux vérifier le déversoir d'orage de la station et ceux du réseau.

6.5.2. LE DEGRILLEUR

- Les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râpeaux.
- Noter les quantités de refus journalier.
- Vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement.
- Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation [43].

6.5.3. LES LAGUNES

- Noter les paramètres de fonctionnement (Q).
- Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante, et la concentration des boues dans le bassin (deux agents sans qualification ni formation peuvent suffire pour une exploitation acceptable) [43].

6.5.4. LITS DE SECHAGE

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser.
- Les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40cm.
- Après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.
- Tous les deux ans, il faut changer les lits de séchages (les lits seront refais complètement, les drains seront colmatés ou brisés).
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations [43].

les ouvrages	ouvrage d'évacuation	prétraitement	traitement secondaire	traitement de la boue
gestion	DO	Dégrilleur	lagunes	lits d'séchages
Journalier		- les analyses - Vr est 0,11m ³ /j - Nettoyage	- les analyses - couleur - odeurs - la végétation	
périodiques	- vérification	- Contrôle de l'écoulement	- Entretien des berges et du chemin d'accès - Faucardage des végétaux aquatiques. - Curage des bassins - Curage du cône de sédimentation à l'arrivée du 1er bassin.	- renouvelée la couche superficielle par un sable propre - changement

Tableau 6.1 : Résumé de la gestion de la step de Bélaïla.

6.6. CONCLUSION

Le manque ou l'absence de l'un des facteurs de gestion influe incontestablement sur le fonctionnement de l'installation.

La bonne gestion permet une intervention rapide pour corriger toutes les perturbations détectées.



Conclusion



L'objectif de notre travail est l'étude de dimensionnement de la STEP de la ville de Bélaïla willaya de Sidi Bel Abbes.

Le premier chapitre de ce mémoire est un aperçu sur l'étude en générale, description du milieu physique de la région étudiée et l'estimation de la population, ses besoins et ses rejets.

Dans Le deuxième chapitre nous avons abordé les rejets d'eaux usées de la ville de Bélaïla par qualification et quantification en commençant par la présentation des résultats d'analyse physicochimiques et bactériologiques effectuées, ensuite le calcul des charges polluantes et la population équivalente.

La troisième chapitre commence par un rappel théorique sur les dites procédés en ce qui concerne leurs principes épuratoire et la théorie de leur dimensionnement. Ensuite, une deuxième partie présentera le déroulement des calculs des variantes ainsi que les résultats. Suivi par une dernière partie, dans laquelle une comparaison des différentes variantes est effectuée, qui a permet le choix d'un lagunage naturel comme étant le plus adéquat pour notre région.

Par la suite, au quatrième chapitre, nous avons essayé d'estimer d'une façon grossière le coût de notre projet, évalué plus de 84 000 000,00 DA TTC.

Quant-au cinquième chapitre, il concerne les postes des ouvrages des traitements et les édifices de la station, et les procédés de réalisation d'une STEP en général.

Le dernier chapitre de ce mémoire est un aperçu sur la gestion de la STEP de Bélaïla.

D'après cette étude en conclus que le lagunage naturel se caractérise essentiellement par un temps de séjour très élevé des effluents, et par des mécanismes de fonctionnement biologique fortement liés à la charge polluante appliquée et aux saisons.

La STEP de Bélaïla Comporte trois niveaux des bassins de traitement biologique placés comme suit :

- Un bassin anaérobie;
- deux bassins facultatifs;
- Un bassin aérobie.

En effet, l'installation d'une lagune anaérobie en tête de station s'est révélée très efficace dans l'abattement de la charge organique, azotée et phosphorée.

Ainsi la plus grosse partie de cette charge polluante est éliminée dans ce bassin.

La réalisation de la STEP de la ville de Bélaïla va permettre, outre l'amélioration des conditions de vies des populations utilisatrices de ces eaux (élimination du risque sanitaire) et la protection de l'environnement (Faune et Flore), de :

- disposer d'une ressource pérenne en eau dont la qualité physico-chimique et bactériologique répondra aux normes de l'organisation mondiale de la santé (OMS) pour une réutilisation en agriculture afin de combler le déficit hydrique que connaît la région ;
- bénéficier d'un apport important en éléments fertilisants nécessaires aux plantes et au sol ;
- moderniser l'agriculture locale (nouvelles cultures et modes d'irrigation efficients);
- permettre aux agriculteurs de réaliser, en plus des bons rendements agricoles, des gains économiques sur l'achat des engrais chimiques ;
- économiser les frais de pompage en évitant de puiser dans la nappe phréatique ;
- Contribuer au développement local de la zone.etc.....

Ainsi, le procédé de traitement des eaux usés par lagunage naturel est la solution technique la plus adaptée au contexte économique et climatique pour les pays à climats chauds arides à semi-arides.

Enfin, dans cette étude de la Station d'Épuration de Bélaïla, nous avons vu l'ensemble des sciences de l'hydraulique et de l'environnement. Cette étude de Licence la première de son genre dans l'université de Ghardaïa, nous souhaitons qu'elle sera une référence bénéfique pour les prochaines promotions.



Annexes



ANNEXE 1 : SERIES PLUVIOMETRIQUES

Années	janvier	Février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre
2008	11,18	22,35	15,25	13,72	32,77	6,85	1,52	0	32,01	109,72	66,05	92,95
2009	95,75	24,88	29,97	59,2	13,72	0	0	0		0,25	13,97	57,16
2010	84,82	54,6	53,08	18,04	25,65	2,54	2,03	28,96	19,06	70,86	32,27	34,03
2011	41,16	27,69	67,82	67,82	62,99	17,28	1,02	2,79	7,63	26,66	104,9	34,04
2012	14,48	28,19	23,89	35,82	3,3	2,04	1,02	30,2	2,28	38,62	109,47	16

Tableau 1.1 : Série des précipitations mensuelles de la période 2008 – 2012 d’après l’ANRH (station de Telagh).

Années	janvier	Février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre
2008	6,1	14,99	5,08	9,91	25,91	2,03	0,76	0	17,02	32	16	21,08
2009	11,94	7,11	11,94	18,03	7,11	0	0	0		0,25	10,92	21,08
2010	11,94	10,92	22,1	11,94	8,89	2,03	2,03	25,91	9,91	29,97	9,91	9,91
2011	23,88	11,94	22,1	23,88	34,04	9,91	1,02	2,03	6,1	7,87	30,99	9,91
2012	8,89	10,92	6,1	17,02	3,05	1,02	1,02	57	2,03	11,94	48,01	10,92

Tableau 1.2 : Série des précipitations max. journalières de la période 2008 – 2012 d’après l’ANRH (station de Telagh).**ANNEXE 2 : SERIES DE TEMPERATURES**

Années	janvier	Février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre
2008	10,4	12,6	14	18	19,1	25,4	29,3	29,3	24,1	19,1	11,8	9
2009	9,4	10,5	13,8	14,5	22,4	27,6	31		28,5	21,3	17	13,1
2010	11,1	13,1	14	17,3	19,7	24,4	30,5	29,7	24,9	19	13,7	12,3
2011	9,9	9,8	13,7	18,9	21,3	26,1	29,2	30,1	24,8	19,8	14,4	9,9
2012	8,5	7,4	12,5	14,5	22,1	27,7	29,3	31,8	25,3	20,8	15,4	11,4

Tableau 2.1 : Série des températures mensuelles de la période 2008 – 2012 d’après l’ANRH (station de Telagh).

ANNEXE 3 : COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT

Catégorie des sols	Appellation des sols	P _{jmax.} (mm)	Surface des bassins versants (en km ²)				
			<0.1	>0.1 <1.0	>2.0 <10.0	>10.0 <100.0	>100.0
1	Asphaltes, roches non fissurées, béton	---	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	Sols argileux gras, croûtes et sols encroûtés	>0.8	0.80	0.70	0.65	0.65	0.60
		81 – 150	0.90	0.85	0.80	0.80	0.80
		151 – 200	0.95	0.90	0.90	0.90	0.90
		>200	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90
3	Sols argileux, sols forestiers d'argile grise, sols argileux gris et lourds	>0.8	0.70	0.60	0.55	0.55	0.45
		81 – 100	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65
		101 – 150	0.85	0.80	0.75	0.65	0.65
		151 – 200	0.85	0.85	0.80	0.70	0.70
		>200	0.90	0.90	0.80	0.75	0.75
4	Sols châtaîns lœss, sols carbonatés	>0.8	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
		81 – 150	0.65	0.55	0.50	0.45	0.40
		151 – 200	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55
		>200	0.8	0.75	0.70	0.65	0.60
5	Limons sableux, sols marrons et gris marrons des zones steppiques et désertiques, sols gris limoneux – sableux.	>0.8	0.35	0.28	0.20	0.20	0.15
		80 – 150	0.45	0.35	0.25	0.25	0.20
		151 – 200	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
		>200	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
6	Sols sableux, graviers, sols à roches friables	-	0.25	0.20	0.15	0.10	0.10

Tableau 3.1 : Classification du Coefficient de ruissellement selon l'ANRH.

ANNEXE 4 : DONNES DE DIMENSIONNEMENT

Type de seuil déversant	Coefficient de débit exprimé μ
Seuil à crête épaisse	0,38
Seuil poutrelle à contraction latérale	0,40
Seuil mince avec faible contraction latérale	0,45
Seuil mince sans contraction latérale ni influence de la hauteur de pelle.	0,50

Tableau 4.1 : Coefficient de débit exprimé en fonction du type de seuil déversant [SATIN & SELMI, 1999].

Forme des barreaux	K
Rectangulaire	2,42
Rectangulaire avec face avant circulaire	1,83
Circulaire	1,79
Rectangulaire avec face avant et arrière circulaire	1,67

Tableau 4.2 : K en fonction de la forme des barreaux [EN-NAWAOU, 2010].

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongée
a_m	0.5	0.53	0.55	0.60
A	0.06	0.055	0.05	0.07

Tableau 4.3 : Rendement de métabolisation et coefficient de respiration endogène [DHAOUDI, 2008].

Puissance installée en Kw	Capacité théorique (Cd) en Kg d'O ₂ /h	Poids moyen en Kg	Vitesse de rotation en tr/min
1,5	1,8	140	142
2,2	2,6	160	910
2,9	3,5	175	945
4	4,8	180	945
5,5	6,6	220	950
7,5	9,6	250	950
11	13,2	330	960
15	18	390	960
18,5	22,2	450	975
22	26,4	480	975
30	36	900	975
37	44,4	1000	975
45	54	1050	980
55	66	1100	980

Tableau 4.4 : Caractéristiques des aérateurs [HADDOU, 1993].

Type de boue	Résidu sec (g/hab/jour)	Résidu sec (%)	Teneur en eau (%)	Volume de boue (l/hab/jour)
A- Décantation avec digestion				
Boue fraîche du décanteur	54	2,5 à 5,5	97,5 à 94,5	2,16 à 0,98
Boue digérée humide	34	13	87	0,26
Boue fraîche séparée de l'eau en excès	54	5	95	1,80
Boue digérée séchée à l'air (aérée)	34	45	55	0,13
B- Lit bactérien avec digesteur I Faible charge II Forte charge				
Boue de décanteur secondaire I	13	7	93	0,19
II	22	4	96	0,55
Boue fraîche mélangée du décanteur primaire et secondaire I	67	6	94	1,12
II	76	3	97	2,53
Boue digérée mélangée humide I	43	10	90	0,43
II	48	10	90	0,48
Boue digérée mélangée séchée à l'air I	43	45	55	0,17
II	48	45	55	0,19
C- B.B.A. avec digesteur				
Boue fraîche en excès	30 à 40	0,5 à 4	99,5 à 96	1,68 à 3,62
Boue en excès fraîche mélangée avec la boue du décanteur primaire	84 à 94	2,6 à 5,0	77,4 à 95	1,68 à 3,62
Boue digérée mélangée humide	55	7	93	0,79
Boue digérée mélangée séchée à l'air	55	45	55	0,23

Tableau 4.5 : Bilan volumique et massique des boues urbaines [HADDOU, 1994].

ANNEXE 5 : RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT

Chambre de réception	Dégrilleur			
Dimensions	manuel drossie		manuel fine	
	Données	Dimensions	Données	Dimensions
$l = 0,08 \text{ m}$	$\varnothing = 60^\circ$	$l = 0,5 \text{ m}$	$\varnothing = 60^\circ$	$l = 0,5 \text{ m}$
$L = 0,6 \text{ m}$	$H_{\max} = 0,3 \text{ m}$	$L = 0,5 \text{ m}$	$H_{\max} = 0,3 \text{ m}$	$L = 0,5 \text{ m}$
$H = 0,02 \text{ m}$	barreaux circulaires	$H = 1,1 \text{ m}$	barreaux circulaires	$H = 1,2 \text{ m}$
	$K = 1,79$	$V_{\text{refus}} (\text{m}^3/\text{j})$ 0,02	$K = 1,79$	$V_{\text{refus}} (\text{m}^3/\text{j})$ 0,1
	$E = 10 \text{ mm}$		$E = 10 \text{ mm}$	
	$e = 4 \text{ cm}$		$e = 0,8 \text{ cm}$	
	$\delta = 0,25$		$\delta = 0,25$	
	$\beta = 20 \%$		$\beta = 56 \%$	
	$V = 0,8 \text{ m/s}$		$V = 1 \text{ m/s}$	
	Dessableur		Déshuileur-dégraisseur	
	Données	Dimensions	Données	Dimensions
	$V_c = 0,023 \text{ m/s}$	$l = 0,9 \text{ m}$	$t_s = 13 \text{ min}$	$l = 1,0 \text{ m}$
	$V = 0,3 \text{ m/s}$	$L = 0,5 \text{ m}$	$V_{\text{asc}} = 15 \text{ m/h}$	$L = 2,0 \text{ m}$
		$H = 0,1 \text{ m}$		$H = 1,3 \text{ m}$
		$V_{\text{sable}} (\text{m}^3/\text{j})$ 0,04		$V_{\text{air}} (\text{m}^3/\text{h})$ 11,94

Tableau 5.1 : Résultats du calcul de la station de prétraitement.

Faible charge																		
Cas 01	Critères de dimensionnement								Décanteur primaire			Lit bactérien (2020) nb = 1		Lit bactérien (2040) nb = 1		Décanteur secondaire		
	Cv	CH	η	ηD	S'O	S''O	Sf	R	S	V	D	S	V	S	V	S	V	D
	Kg DBO5/m3.j	m3/m2.h	%	%	mg/l	mg/l	mg/l		m ²	m ³	m	m ²	m ³	m ²	m ³	m ²	m ³	m
	0,10	3,00	0,85	0,30	212,12	200	30	0,07	14,44	43,33	4,29	66,80	425,08	109,46	696,55	25,79	116,05	5,73
Cas 02	Critères de dimensionnement								Décanteur primaire			Lit bactérien (2020) nb = 1		Lit bactérien (2040) nb = 1		Décanteur secondaire		
	Cv	CH	η	ηD	S'O	S''O	Sf	R	S	V	D	S	V	S	V	S	V	D
	Kg DBO5/m3.j	m3/m2.h	%	%	mg/l	mg/l	mg/l		m ²	m ³	m	m ²	m ³	m ²	m ³	m ²	m ³	m
	0,10	3,00	0,85	0,30	303,03	140	30	1,48	35,85	107,55	6,76	154,77	984,87	253,60	1613,83	59,75	268,88	6,17

Tableau 5.2 : Résultats du calcul du lit bactérien au faible charge.

Forte charge																		
Cas 01	Critères de dimensionnement								Décanteur primaire			Lit bactérien (2020) nb = 1		Lit bactérien (2040) nb = 1		Décanteur secondaire		
												S	V	S	V			
	Cv	CH	η	η_D	S'O	S''O	Sf	R	S	V	D	S	V	S	V	D		
	Kg DBO5/m3.j	m3/m2.h	%	%	mg/l	mg/l	mg/l		m ²	m ³	m	m ²	m ³	m ²	m ³	m ²	m ³	m
	0,75	22,00	0,80	0,30	212,12	150	30	0,52	14,44	43,33	4,29	12,90	80,29	21,15	131,57	36,53	164,41	6,82
Cas 02	Critères de dimensionnement								Décanteur primaire			Lit bactérien (2020) nb = 1		Lit bactérien (2040) nb = 1		Décanteur secondaire		
												S	V	S	V			
	Cv	CH	η	η_D	S'O	S''O	Sf	R	S	V	D	S	V	S	V	S	V	D
	Kg DBO5/m3.j	m3/m2.h	%	%	mg/l	mg/l	mg/l		m ²	m ³	m	m ²	m ³	m ²	m ³	m ²	m ³	m
	0,75	22,00	0,80	0,30	303,03	105	30	2,64	52,58	157,74	8,18	30,95	66,73	50,72	109,35	87,63	394,35	6,10

Tableau 5.3 : Résultats du calcul du lit bactérien au forte charge.

Faible charge										
Critères de dimensionnement					Bassin d'aération			Bassin d'aération		
					(2020) nb=1			(2040) nb=2		
Cv	Cm	[LM]	Xr	r	S	V	H	S	V	H
Kg DBO5/m3.j	Kg DBO5/Kg MVS.j	Kg MVS/m3			m²	m3	m	m²	m3	M
0,40	0,10	4,00	10,00	0,67	11,82	35,47	3	69,74	209,22	3

Faible charge													
Besoin en oxygène						Aérateur					Décanteur secondaire		
a'	b'	Xva	qO₂	qO₂ (h)	q'O₂ réel	nb	nb	Cd	Cf	P	S	V	D
kg O2/kg DBO5	kg O2/kg MS	mg/l	Kg O2/j	Kg O2/h	Kg O2/h			Kg d'O2/h	Kg d'O2/h	Kw	m ²	m3	m
0,72	0,06	347,43	68,30	4,27	5,34	1,00	2,00	2,67	3,50	2,90	40,09	180,41	7,15

Tableau 5.4 : Résultats du calcul des bassins à boues activées au faible charge.

Moyenne charge

Critères de dimensionnement					Décanteur primaire			Bassin d'aération			Bassin d'aération		
								(2020) nb=1			(2040) nb=1		
Cv	Cm	[LM]	Xr	r	S	V	D	S	V	H	S	V	H
Kg DBO5/m ³ .j	Kg DBO5/Kg MVS.j	Kg MVS/m ³			m ²	m ³	m	m ²	m ³	m	m ²	m ³	m
0,70	0,35	2,08	10,00	0,26	14,44	43,33	4,29	9,18	27,53	3	15,04	45,12	3

Moyenne charge

Besoin en oxygène						Aérateur					Décanteur secondaire		
a'	b'	Xva	qO ₂	qO ₂ (h)	q'O ₂ réel	nb bassin	nb Aérateur	Cd	Cf	P	S	V	D
kg O ₂ /kg DBO ₅	kg O ₂ /kg MS	mg/l	Kg O ₂ /h					Kg d'O ₂ /h		Kw	m ²	m ³	m
0,67	0,09	332,37	54,18	3,39	4,23	1,00	2,00	2,12	2,60	2,20	30,40	136,82	6,22

Tableau 5.5 : Résultats du calcul des bassins à boues activées au moyenne charge.

Forte charge													
Critères de dimensionnement					Décanteur primaire			Bassin d'aération			Bassin d'aération		
								(2020) nb=1			(2040) nb=1		
Cv	Cm	[LM]	Xr	R	S	V	D	S	V	H	S	V	H
Kg DBO5/m3.j	Kg DBO5/Kg MVS.j	Kg MVS/m ³			m ²	m ³	m	m ²	m ³	m	m ²	m ³	m
0,80	1,00	0,64	10,00	0,07	14,44	43,33	4,29	7,09	21,26	3	11,61	34,83	3

Tableau 5.6 : Résultats du calcul des bassins à boues activées au forte charge.

Forte charge													
Besoin en oxygène						Aérateur					Décanteur secondaire		
a'	b'	Xva	q02	q02 (h)	q'02 réel	nb bassin	nb Aérateur	Cd	Cf	P	S	V	D
kg O ₂ /kg DBO ₅	kg O ₂ /kg MS	mg/l	Kg O ₂ /h					Kg d'O ₂ /h	Kw	m ²		m ³	m
0,51	0,15	315,24	37,18	2,32	2,90	1,00	2,00	1,45	1,80	1,50	25,73	115,77	5,72

1er assemblage							
2020				2040			
Bassin anaérobie (1)				Bassin anaérobie (1)			
VT	AT	ts	Ss	VT	AT	ts	Ss
566,84	141,71	1,85	174,18	928,84	232,21	3,03	136,99
m ³	m ²	j	mg/l	m ³	m ²	j	mg/l

1 er assemblage (2020)										
Bassin facultatif (2 en parallèle)										
CS	VT	AT	ts	Ta	Ss	KCF	KHE(a)	KHE (f)	CFs	Hes
127,81	5 098,44	2 549,22	27,64	0,06	64,87	0,45	0,83	1,00	70,88	0,10
kg DBO/ha/j	m ³	m ²	j		mg/l	j-1			U/100 ml	

1 er assemblage (2040)										
Bassin facultatif (2 en parallèle)										
CS	VT	AT	ts	Ta	Ss	KCF	KHE (a)	KHE (f)	CFs	Hes
127,81	6 570,31	3 285,16	21,67	0,06	59,01	0,45	0,90	1,00	68,73	0,10
kg DBO/ha/j	m ³	m ²	j	%	mg/l	j-1	j-1	j-1	U/100 ml	U/100 ml

1 er assemblage													
2020							2040						
Bassin aérobie (2)							Bassin aérobie (1)						
ts (m1)	KCF	KHE (m1)	CFs	Hes	VT (m1)	AT (m1)	ts (m1)	KCF	KHE (m1)	CFs	Hes	VT (m1)	AT (m1)
10,15	0,45	0,99	12,83	0,00	1 846,57	1 231,05	9,23	0,45	0,99	13,44	0,00	2 769,22	1 846,14
j	j-1		U/100 ml		m ³	mg/l	j	j-1		U/100 ml		m ³	mg/l

Tableau 5.7 : Résultats du calcul des lagunes naturelles 1er assemblage.

2 ème assemblage (2020)

Bassin facultatif (2 en parallèle)										Bassin aérobie (2 en parallèle)						
CS	VT	AT	ts	Ta	Ss	KCF	KHE (f)	CFs	Hes	ts (m1)	KCF	KHE (m1)	CFs	Hes	VT (m1)	AT (m1)
127,81	3 547,95	1 773,97	19,15	0,06	139,80	0,45	1,00	180,55	1,23	21,87	0,45	1,00	16,80	0,00	4 013,55	2 675,70
kg DBO/ha/j	m ³	m ²	j	%	mg/l	j-1		U/100 ml		j	j-1		U/100 ml		m ³	mg/l

2 ème assemblage (2040)

Bassin facultatif (2 en parallèle)										Bassin aérobie (3 en parallèle)						
CS	VT	AT	ts	Ta	Ss	KCF	KHE (f)	CFs	Hes	ts (m1)	KCF	KHE (m1)	CFs	Hes	VT (m1)	AT (m1)
127,81	5 813,73	2 906,86	19,15	0,06	139,80	0,45	1,00	180,55	1,23	21,87	0,45	1,00	16,80	0,00	6 576,67	4 384,45
kg DBO/ha/j	m ³	m ²	j	%	mg/l	j-1		U/100 ml		j	j-1		U/100 ml		m ³	mg/l

Tableau 5.8 : Résultats du calcul des lagunes naturelles 2eme assemblage.

Bassin d'aération										
Dimensions										
		2020			2040			Dimension requis		
ts	K T°	H	VT	ST	H	VT	ST	VT	Vu	SU
16,30	1,38	3	3048,25	1016,08	3	4994,91	1664,97	3205,00	1524,13	508,04
j	j-1	m	m ³	m ²	m	m ³	m ²	m ³		m ²

Bassin d'aération										
Energie										
Le	Xva	XV0	qO₂	qO₂'	qO₂' moy	E	ET	Ta	p	
Kg/j	mg/l		Kg O ₂		Kg O ₂ /Kg DBO ₅	KWh/Kg DBO ₅	KWh	h	KW	
83,69	295,28	257,58	154,14	220,19	2,48	2,48	220,19	7,35	1,43	

Bassin de finition	
V	S
m³	m²
613,03	408,69

Tableau 5.9 : Résultats du calcul des lagunes aérées.

Boue activée à moyenne et forte charge														
Digesteur anaérobie				Digesteur aérobie								Lit de séchage (nb = 1)		
				Epaississeur			Digesteur aérobie							
Qb	V	S	D	V	S	D	V	S	D	q(O ₂)	q(O ₂) réel	q0'	S	Su
2,06	143,78	14,38	4,28	0,48	0,16	0,45	3,20	1,28	1,28	2,80	3,73	0,95	446,38	446,38
l/hab/j	m ³	m ²	m	m ³	m ²	m	m ³	m ²	m	Kg O ₂ /h		l/hab/j	m ²	m ²

BBA à faible charge		
Lit de séchage (nb = 1)		
q0'	S	Su
0,23	107,36	107,36
l/hab/j	m ²	m ²

Lit bactérien à faible charge		
Lit de séchage (nb = 2)		
q0'	S	Su
3,18	1497,37	748,68
l/hab/j	m ²	m ²

Lit bactérien à forte charge														
Digesteur anaérobie				Digesteur aérobie								Lit de séchage (nb = 1)		
				Epaississeur			Digesteur aérobie							
Qb	V	S	D	V	S	D	V	S	D	q(O ₂)	q(O ₂) réel	q0'	S	Su
1,81	125,81	12,58	4,00	0,42	0,14	0,42	2,80	1,12	1,19	2,45	3,26	0,58	271,22	271,22
l/hab	m ³	m ²	m	m ³	m ²	m	m ³	m ²	m	Kg O ₂ /h		l/hab/j		

Tableau 5.10 : Résultats de dimensionnement des ouvrages des traitements des boues (technique intensives).

Lagunage naturel et lagunage aéré									
paramètres	ST	V/lagune	QMS	FL (T)	PMS	Vab	V	Su (proposée)	N lit
unité	m ²	m ³	tMS	ans	tMS/an	m ³		m ²	
Lagunage aéré	1951,14	780,46	62,44	2,24	27,87	278,65	624,36	650,38	3,00
Lagunage naturel	2005,54	802,22	64,18	2,30	27,87	278,65	641,77	668,51	3,00

Tableau 5.11 : Résultats de dimensionnement des ouvrages des traitements des boues (technique extensives).

Traitements complémentaires					
Désinfection				Bassin de stockage	
V	S	Cf j	Qpd	VT	ST
9,03	9,03	26,00	0,72	766,29	255,43
m ³	m ²	l/j	l/h	m ³	m ²

Tableau 5.12: Résultats de dimensionnement des ouvrages des traitements des complémentaires.

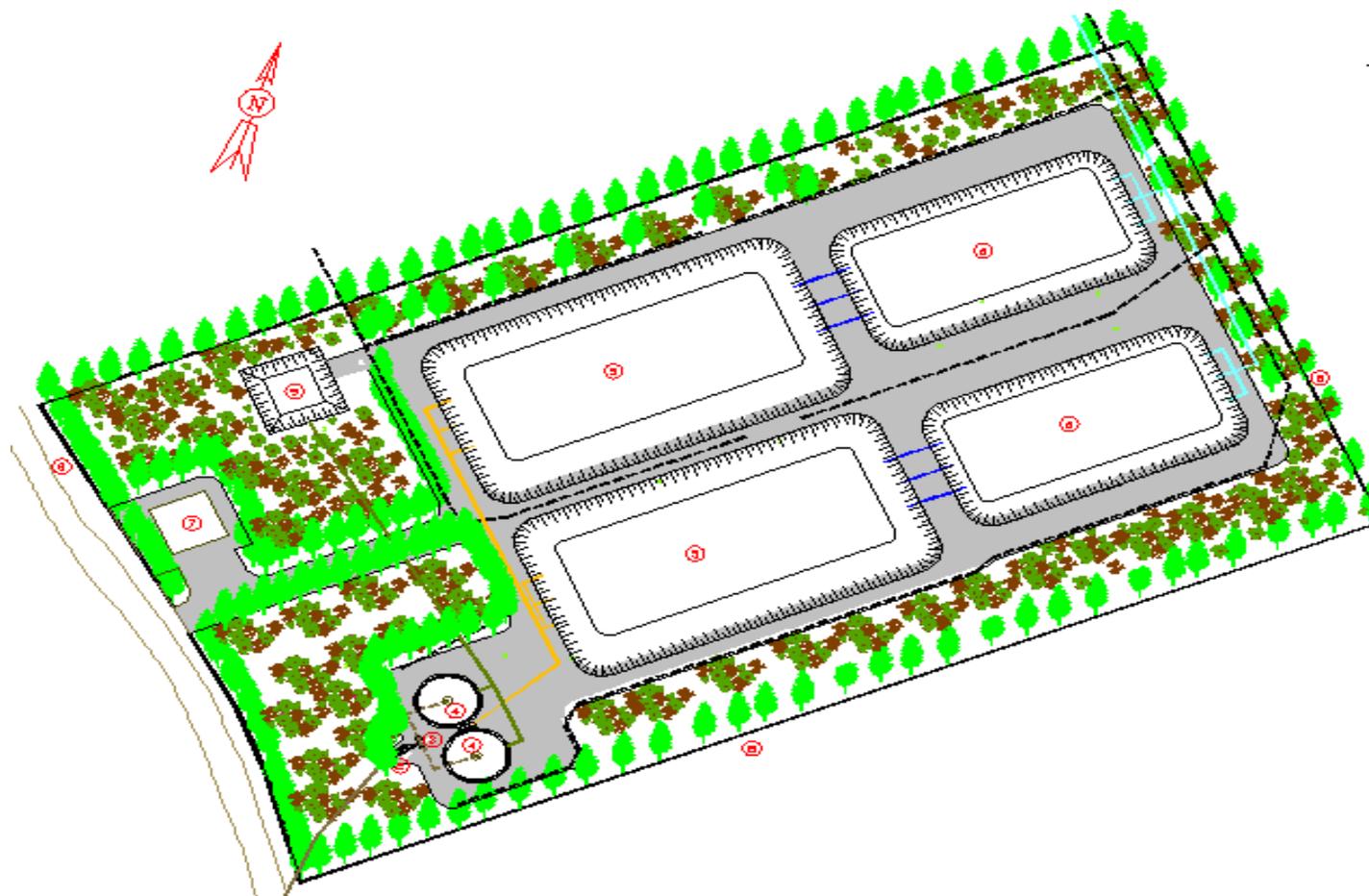
ANNEXE 06 : TRACE SUR AUTO CAD DE LA STATION D'EPURATION DE BELAILA

Figure 6.01: Vue en Plan de la STEP

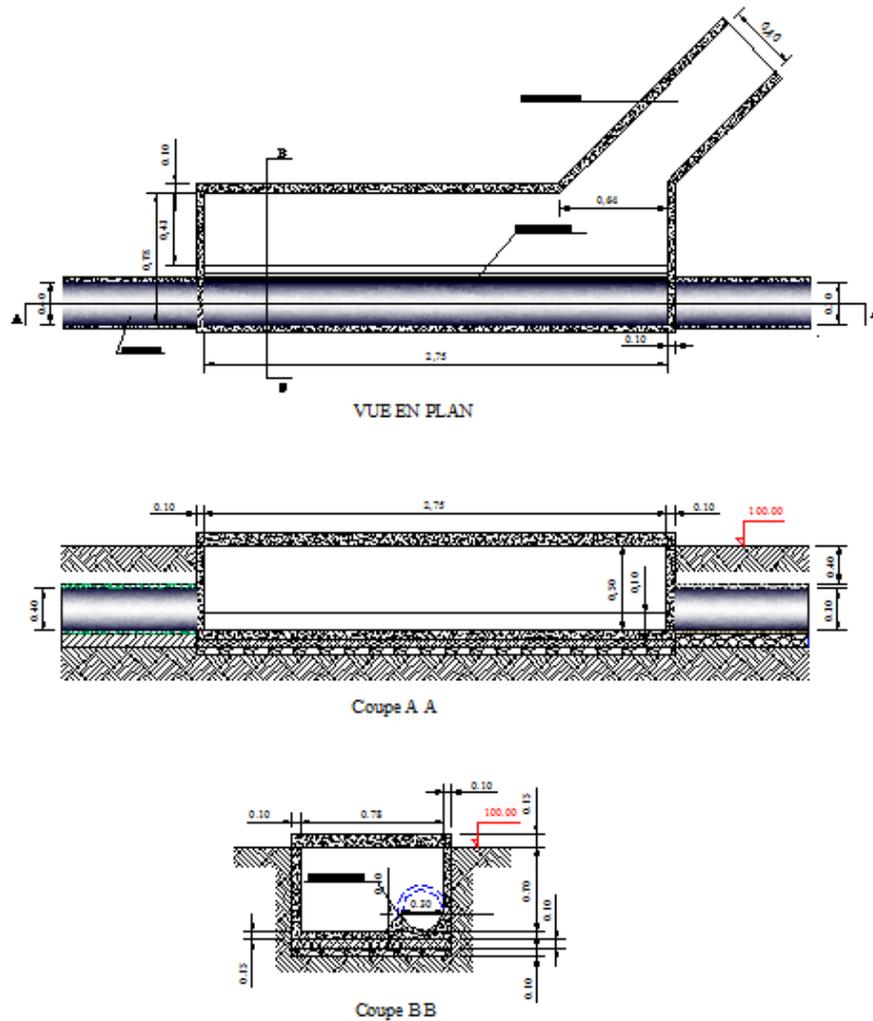


Figure 6.02: Déversoir d'Orage

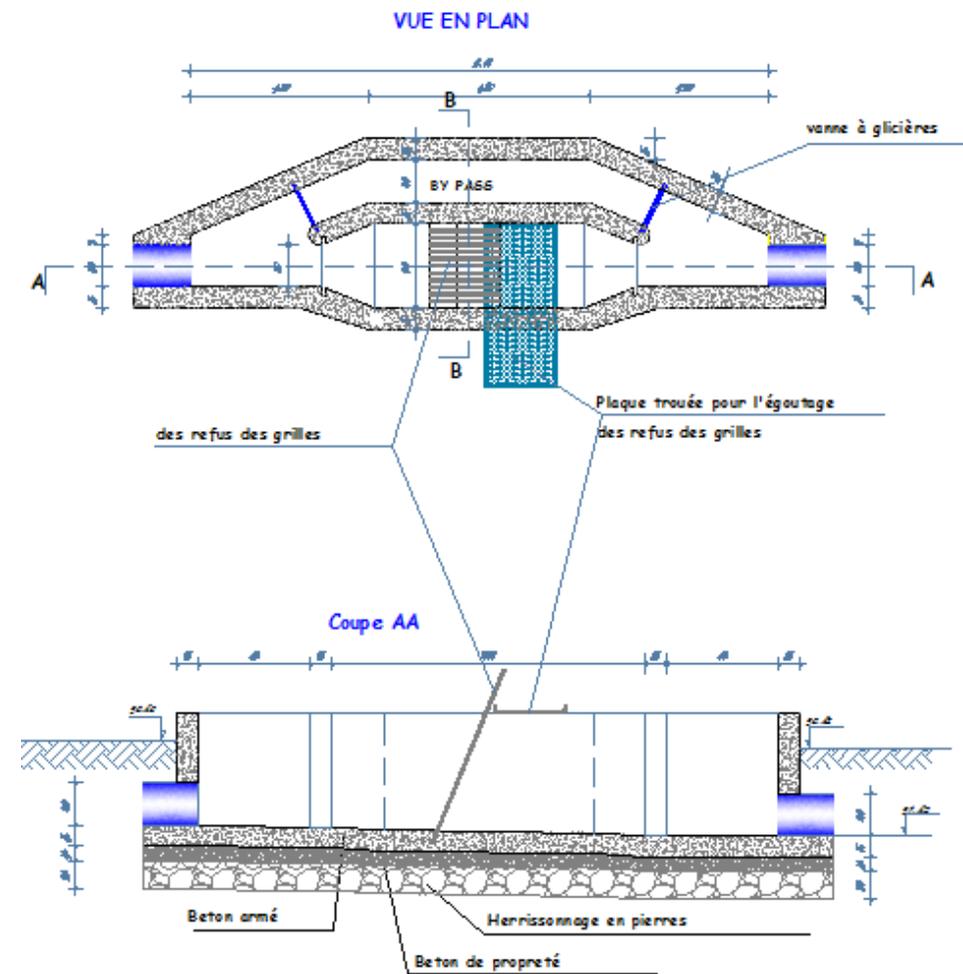


Figure 6.03: Dégrilleur

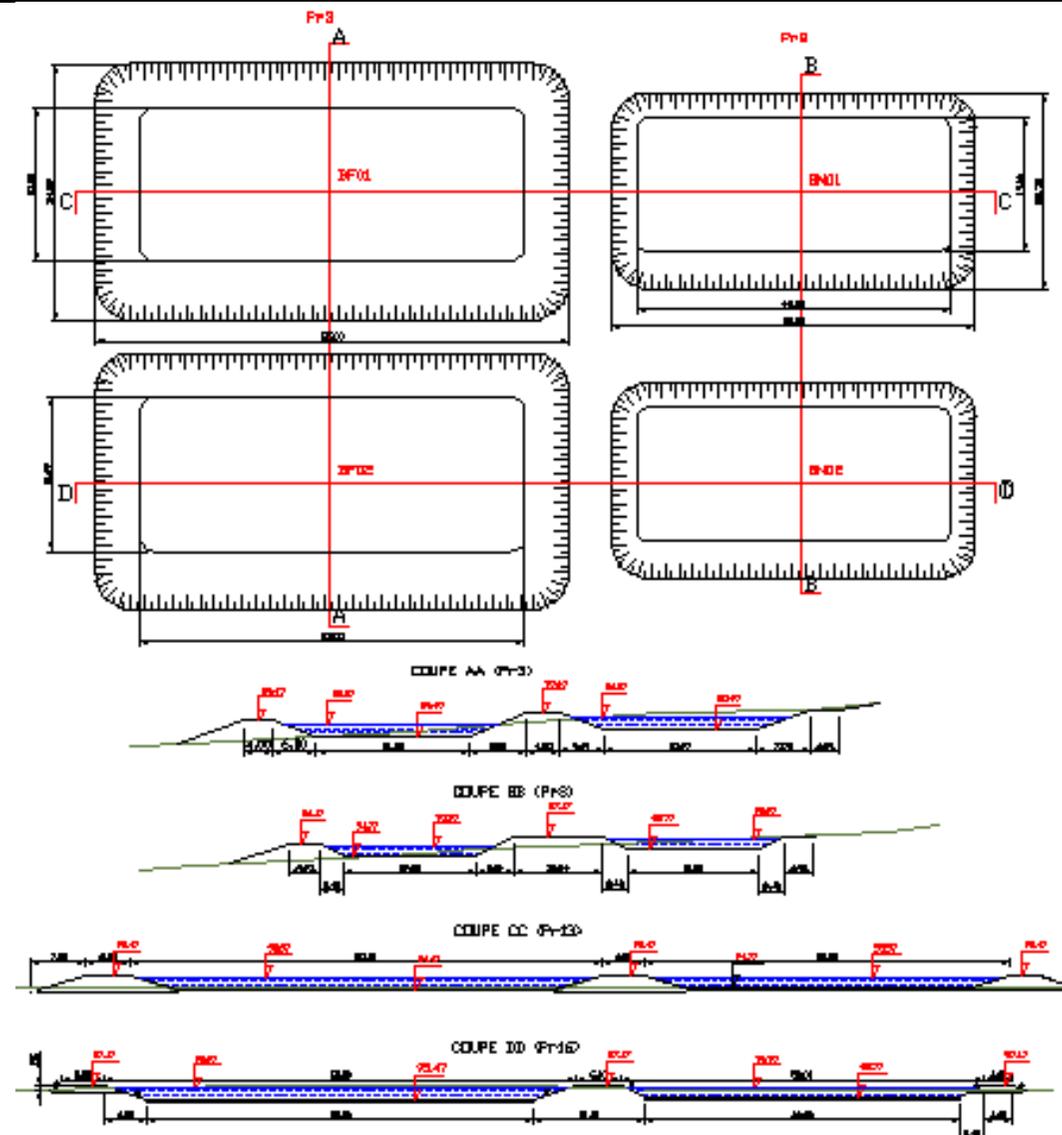


Figure 6.05 : Bassins Aérobie

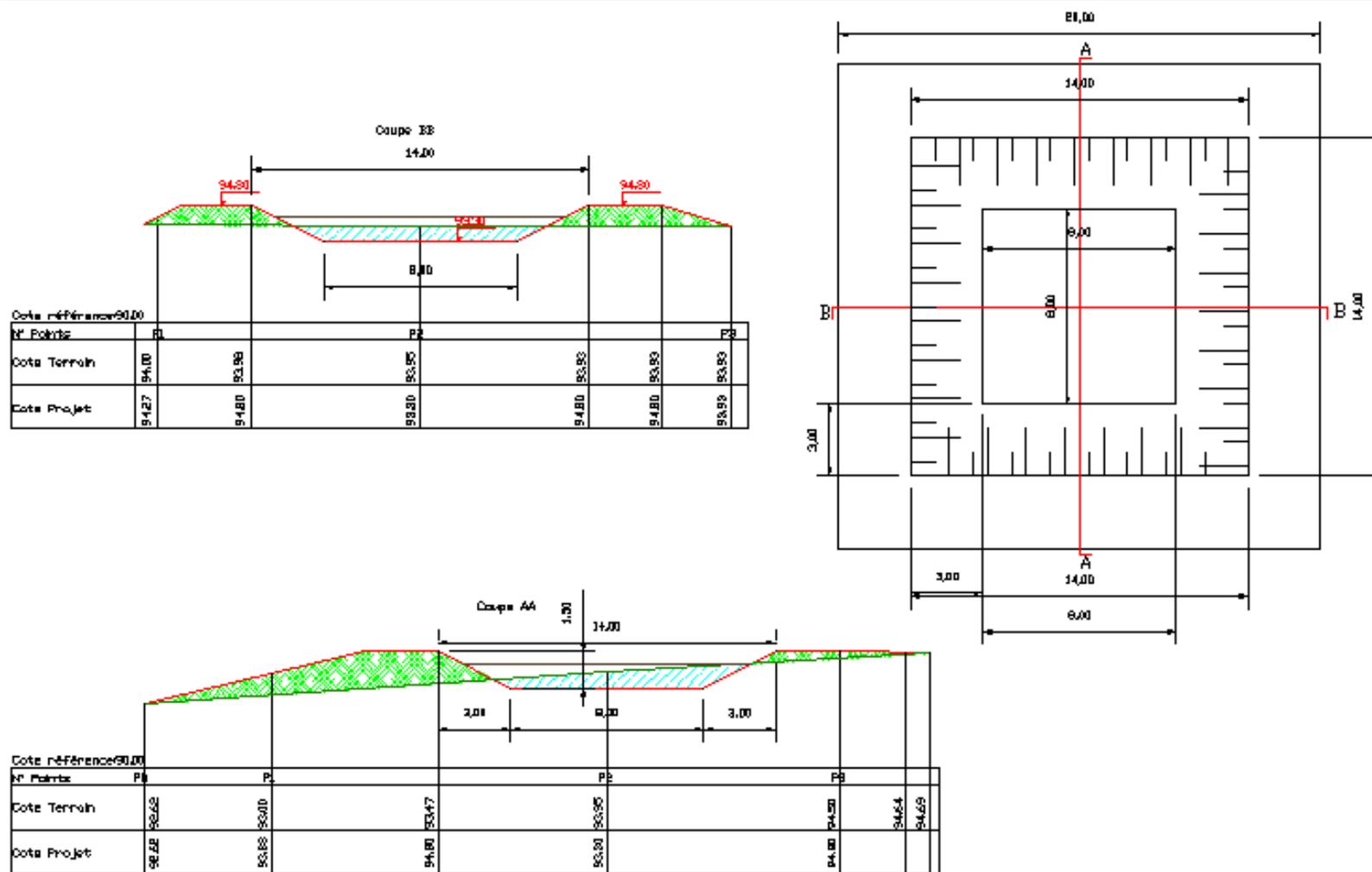


Figure 6.06 : Bassins Stockage des boues

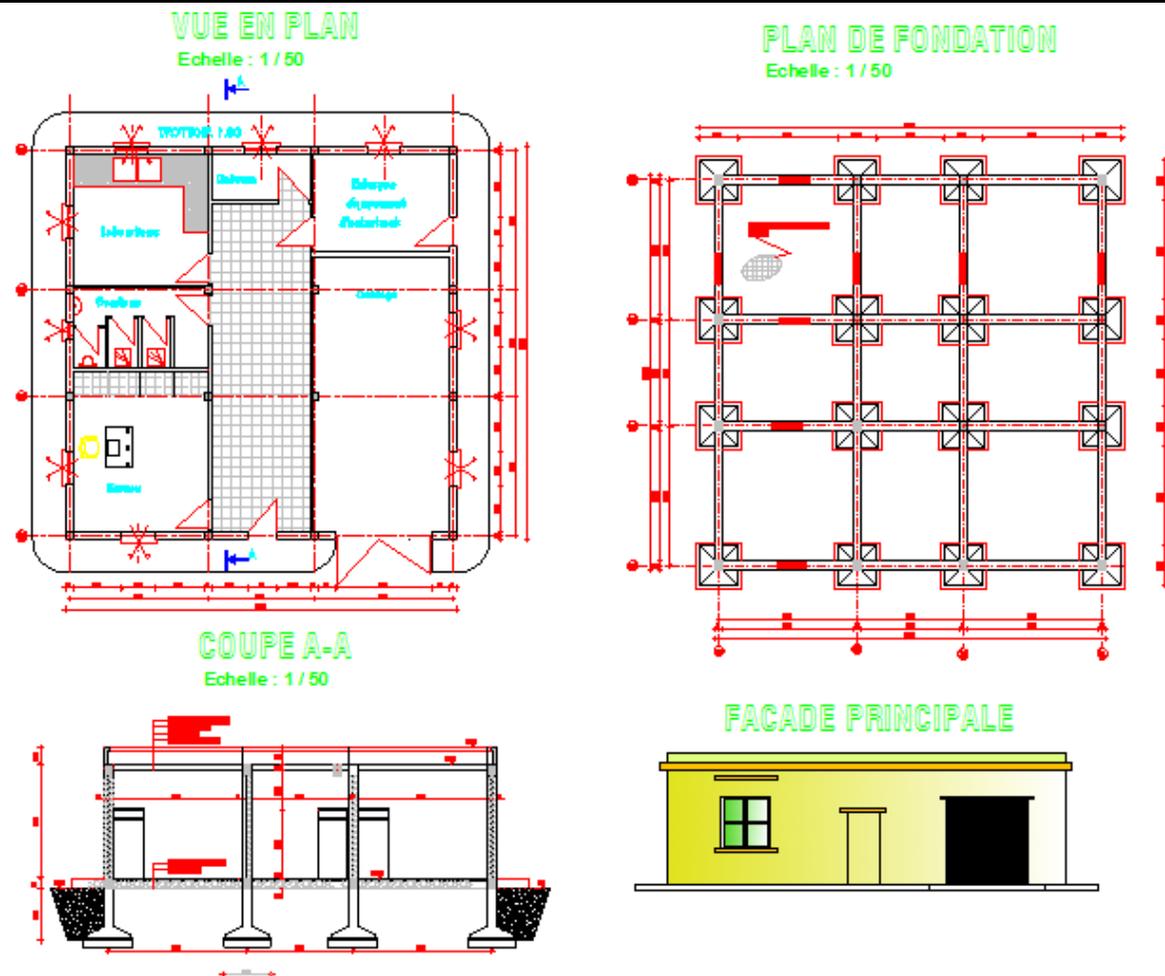


Figure 6.07 : Bâtiment d'exploitation

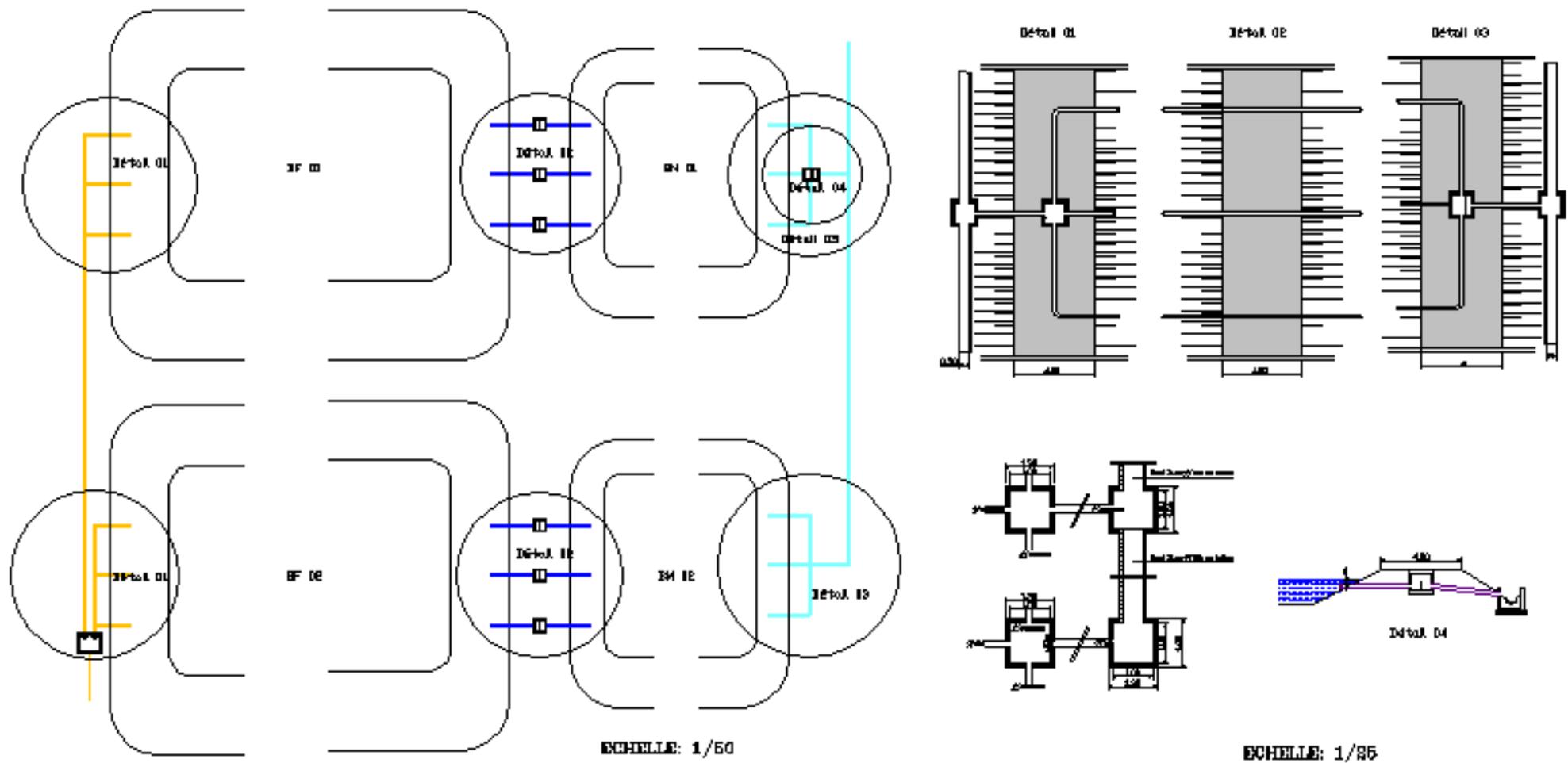


Figure 6.08 : Ouvrage Entrée/Sortie



Bibliographie



BIBLIOGRAPHIE

- [1] **ANDREANNE DEMERS**, Les eaux usées : une pollution encore et toujours à la une, Édith Lacroix, Années
- [2] **AHED MESSAOUD L. & BEN ABDELMOUMENE.**, « Contribution à la valorisation de boues de station d'épuration par l'appréciation d'une nouvelle méthodologie de l'essai au bleu méthylène », Mém. licence. En génie civile, Univ. Mohamed Boudiaf – Oran, 2011.
- [3] **DUBREUI P.**, « Initiation à l'analyse hydrologique », Ed. Masson & Cie, Paris, 1974.
- [4] **BENYAGOUR M.**, « étude et assistance d'un système d'épuration par lagunage aère de ras el ma », Thèse de Master en hydraulique urbaine, Univ. Abou Bakr Belkaid – Tlemcen, 2003.
- [5] **BENYAHIA A. & BOUKABRINE S.**, « Etude des réseaux d'AEP, d'assainissement des eaux usées et pluviales, ZHUN (UC1) Sidi Bel Abbes », Mém. Ing. d'Etat en hydraulique urbaine, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 1999.
- [6] **LAMRAOUI L.**, « Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : Cas de la ville de Boujaad », Mém. Mastère en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchet (MISEAD), Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement - Strasbourg & Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II - Maroc, 2009.
- [7] **HALILOU O. & OUSCHEN S.**, « Schéma d'assainissement et étude de station d'épuration Tlemcen - Remchi – Hennaya », Mém. Ing. d'état en hydraulique, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 1992.
- [8] **GHADBANE N.**, « Les eaux usées urbaines-Cas d'étude : ville de M'sila », Thèse de magister en Gestion Ecologique de l'Environnement Urbain, Univ. Mohamed Boudiaf - Algérie, 2003.
- [9] **TALEB M. A. & AMEUR L.**, « Contribution à l'étude de l'efficacité de la station d'épuration de la commune d'Ain Youcef », Mém. Ing. D'état en hydraulique, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 1992.
- [10] **EN-NAWAOUI A.**, « Dimensionnement d'une STEP à lits bactériens précédés d'étangs anaérobies et gestion des sous-produits. Cas de la ville de

Kalaa des Sraghna », Mém. Master en management et ingénierie des services d'eau, Inst. agronomique et vétérinaire Hassan II Rabat- Maroc & l'Ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg - France, 2010.

[11] **VAEREWYCK J. F.**, « Notions relatives aux eaux usées et aux techniques d'épuration », Ministère de la Région wallonne, 2008.

[12] **GAID A.**, « Epuration biologique des eaux usées urbaines », Tome I et Tome II, Ed. Office des publications universitaires, 1984.

[13] **BENADDA L.**, Analyse des rejets des eaux usées de Belaïa, BET Engineering Eau & Environnement, 2007.

[14] **BARKA A. & BERDIL I.**, « Etude de réseau d'assainissement au niveau de nouveau pôle universitaire de Mansourah », Mém. DEUA en hydraulique, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 2005.

[15] **ADLER E.**, « Eléments sur l'épuration des eaux usées et la gestion des sous-produits de l'assainissement », Cours sur l'épuration des eaux usées et la gestion des sous-produits de l'assainissement, Centre d'Affaires des Monts d'or, 2005.

[16] **ABDELMALEK O. & BENCHIKH D.**, « Etude d'un système d'évacuation et d'épuration des eaux usées de la commune de Sidi Abdelli », Mém. Ing. d'Etat en hydraulique, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 2001.

[17] **EL BAKOURI H.**, « Développement de nouvelles techniques de détermination des pesticides et contribution à la réduction de leur impact sur les eaux par utilisation des substances organiques naturelles (SON) », Thèse de Doctorat, Univ. Abdelmalek Essaâdi - Tanger, 2006.

[18] **SY S. & TALL P. S.**, « Etude de réhabilitation de la station d'épuration de Saly Portudal », Mém. Ing. de conception, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès & Univ. Cheikh Anta Diop De Dakar - Sénégal, 2003.

[19] **MISIAK X.**, « Caractérisation quantitative et qualitative des déversements de l'agglomération d'assainissement de Lille-marquette et évaluation de l'impact sur le milieu naturel », Ecole nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg - France, 2007.

[20] **LIPEME KOUYI G.**, « Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans

les déversoirs d'orage », Thèse de Doctorat, Univ. Louis Pasteur (Strasbourg I) - France, 2004.

[21] **BOURRIER R.**, « Les réseaux d'assainissement, Calcul, applications perspectives », 3^{ème} édition, Ed. Lavoisier, 1991.

[22] **BEN NAJIM H. & MRABET H.**, « Conception et développement de l'outil multicritère d'aide à la décision pour le choix optimal d'un système d'épuration des eaux usées », Mém. Ing. d'Etat, école nationale de l'industrie minérale, département des procédés industriels - Maroc, 2010.

[23] **DESHAYES M.**, « Guide pour l'établissement des Plans d'Assurance de la qualité dans le cadre de la réalisation des stations d'épuration de type boues activées en lots séparés », Mémoire de fin d'études en génie civile, INSA de Strasbourg & l'agence GTM, 2008.

[24] **PRONOST J., PRONOST R., DEPLAT L., MALRIEU J. & BERLAND J-M.**, « Stations d'épuration : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation », Document technique FNDAE N° 22 bis, Office International de l'Eau CNFME / SNIDE, 2002.

[25] **SATIN M. & SELMI B.**, « Guide technique de l'assainissement », Ed. Moniteur, Paris -France, 1999.

[26] **NDIAYE M. L.**, « Impact des eaux usées sur l'évolution chimique et microbiologique des sols : Etude de cas à Pikine (Dakar-Sénégal) », Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'études supérieures en sciences naturelles de l'environnement, Univ. de Genève & Univ. Lausanne, 2005.

[27] **ALTMAYER N., ABADIA G., SCHIMITT S. & LEPRINCE A.**, « Risque microbiologiques te travail dans les stations d'épuration des eaux uses », Fiche médico-technique n° 34, Inst. nationale de recherche et de sécurité (INRS) - Paris, 1990.

[28] **KAROUNE S.**, « Effets des boues résiduairees sur le développement des semis du chêne liège », Thèse de Magistère en écologie végétale, Univ. Mentouri - Constantine, 2008.

[29] **DHAOUDI H.**, « Traitement des eaux usées urbaines - Les procédés biologiques d'épuration », Cours de la 2^{ème} année Techniciens Supérieurs, spécialité Analyses physico-chimiques et traitement des eaux, département de Chimie, l'Univ. Virtuelle de Tunis (UVT) ,2008 .

[30] **NOUR A.**, « Traitement biologique des eaux usées par les bactéries anaérobies butyriques (*Clostridium Butyricum*) qui produisent de l'hydrogène », Laboratoire de polyclinique central d'El Bayadh, Ghardaïa - Algérie, 2007.

[31] **LE HYARIC R.**, « Caractérisation, traitabilité et valorisation des refus de dégrillage des stations d'épuration », Spécialité - sciences de l'environnement industrielles et urbain, Thèse de Doctorat, Inst. nationale des sciences appliquées de Lyon - France, 2009.

[32] **DEGREMONT**, « Mémento technique de l'eau », Tome 1, Ed. Lavoisier (2ème édition) - France, 2005.

[33] **HADDOU K. E.**, « Choix d'un model de station d'épuration pour une ville côtière (cas de Ghazaouet) », Mém. Ing. d'Etat en hydraulique, Univ. Abou Bakr Belkaid - Tlemcen, 1994.

[34] **REJASSE S.**, « Optimisation du fonctionnement d'une station d'épuration à boues activées de 10 000 Eh-Tréllissac », Mém. Ing. en Gestion durable des eaux en milieu urbain, Ecole nationale de génie de l'eau et de l'environnement - Strasbourg, 2009.

[35] **OMS (Organisation mondiale de la santé)**, La technologie appropriée aux traitements des eaux usées dans les petites localités rurales, Rapport sur une réunion de l'OMS EURO 90 – Lyon 7-11 juin 1982, Ed. Organisation mondiale de la santé - Danemark, 1984.

[36] **CORS M. et al**, « Techniques extensives d'épuration des eaux usées domestiques (Le meilleur choix environnemental en zone rurale) », Dossier ieuw (Inter-Environnement Wallonie), Ministère de la communauté française, 2007.

[37] **BABAKHAYE Y.**, « Assainissement liquide de la ville d'Imintanout : Amélioration du fonctionnement du réseau et choix du système d'épuration », Mém. Mastère en Management et Ingénierie des Services d'Eau et d'Assainissement (MISEA), Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES) - France & Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II (IAV Hassan II) - Maroc, 2007.

[38] **TCHIOMOGO M.**, « épuration des eaux usées de L'E.N.S.H Par lagunage naturel», Mém. Ingénieur d'état en génie rurale, univ. SAAD DAHLEB., BLIDA., 2001.

[39] **POMPADOUR**, Construction d'une nouvelle STEP à Arnac, Lot « Equipement et Génie Civil », SOCAMA, 03/2011.

[40] **ROUABAH N.**, « Conception de la Station d'Épuration de la ville de Khemis Miliana», mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique, école nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdellah., 2008.

[41] **OUYAD SAID**, « suivi et contrôle des chantiers », formation, institut national de perfectionnement de l'équipement, Média, 2012.

[42] **OUYAD SAID**, « suivi et réalisations des projets », formation, institut national de perfectionnement de l'équipement, Média, 2010.

[43] **DRE**, Ain Defla, « Etude d'Exécution de la Station d'Épuration de Zeddine », Ain Defla, 2005.