

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX.....	4
LISTE DES FIGURES.....	4
LISTE DES ABREVIATIONS	5
DEDICACE	8
REMERCIEMENT	9
RESUME	10
ABSTRACT.....	12
PROBLEMATIQUE.....	13
OBJECTIF DU TRAVAIL	14

CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

I-SITUATION DE L'ASSAINISSEMENT AU MAROC.....	16
II-IMPORTANCE DE L'EPURATION	17
III-CARACTERISTIQUES DES EAUX USEES	22
III-1 LES MATIERES ORGANIQUES.....	20
III-2 LES NUTRIMENTS.....	20
IV-LES PROCEDES D'EPURATION.....	22
V-DIGESTION ANAEROBIE	27
V-1 HYDROLYSE	25
V-2 ACIDOGENESE	26
V-3 ACETOGENESE.....	26
V-4 METHANOGENESE.....	26
VI-INFLUENCES DES CONDITIONS PHYSICO-CHIMIQUES	30
VI-1 LA TEMPERATURE	30
VI-2 PH DU REACTEUR.....	31
VI-3 BESOINS NUTRITIONNELS	31
VI-4 LES TOXIQUES OU INHIBITEURS DE DIGESTION.....	28
VI-5 POTENTIEL REDOX :	29
VII-LE TRAITEMENT ANAEROBIE A HAUT RENDEMENT	29
VII-1 PROCEDES DE TRAITEMENT.....	29
VII-2 AVANTAGES DE LA DIGESTION ANAEROBIE :	32
VIII-LA DECANTATION.....	32
VIII-1 PRINCIPE DE LA DECANTATION.....	32
VIII-1-1 DECANTATION DES PARTICULES GRENUES.....	33
VIII-1-2 DECANTATION DES PARTICULES FLOCCULANTES	33
VIII-2 PROCEDES DE DECANTATION	34
IX-FILTRATION.....	36
IX-1 DEFINITION	36
IX-2 MECANISMES DE FILTRATION.....	40
IX-2-1 MECANISME DE DEPOT.	40
IX-2-2 MECANISME DE FIXATION	40
IX-2-3 MECANISMES DE DETACHEMENT.....	41

CHAPITRE II MATERIEL ET METHODES

I-PRESENTATION DE LA STEP DE L'IAV	40
I-1 REACTEURS ANAEROBIES A FLUX ASCENDANT A DEUX ETAPES (RAFADE).....	42
I-2 DECANTEUR :.....	42

I-3 LITS DE SECHAGE	43
I-3 FILTRE A GRAVIER	43
II-DIFFERENCES ENTRE LES DEUX FILIERES DU RAFADE	44
III-ECHANTILLONNAGE ET MESURES IN SITU	46
III-1 METHODES DE MESURE DES PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES.....	46
III-3 METHODES D'ANALYSE	49
III-4 EFFICIENCE D'UN SYSTEME	51
III-4 TEST DE COMPARAISON DES MOYENNES.....	48

CHAPITRE III RESULTATS ET DISCUSSION

I-CARACTERISTIQUES DE L'INFLUENT BRUT DE LA STEP DE L'IAV HASSAN II :	51
I-1 VARIATION HORAIRE DU DEBIT	51
I-1 PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES	52
II-PERFORMANCES DU RAFADE EN FONCTION DU RAPPORT DE DISTRIBUTION DE L'INFLUENT.....	53
II-1 TEMPERATURE :	53
II-2 PH.....	54
II-3 CONDUCTIVITE ELECTRIQUE	54
II-4 MATIERES ORGANIQUES	55
II-4-1 DEMANDE CHIMIQUE EN OXYGENE	55
II-4-1-1 COMPARAISON DES TAUX D'ABATTEMENT DU DCO DES DEUX FILIERES DE RAFADE.....	55
II-4-1-2 AMELIORATION DE LA PERFORMANCE EN TERME DE FLUX QUOTIDIEN.....	56
II-4-2 DEMANDE BIOCHIMIQUE EN OXYGENE (DBO ₅)	56
II-4-3 CONSTANCE CINETIQUE DE PREMIER ORDRE DE DEGRADATION	57
II-5 MATIERES SOLIDES :	59
II-6 LES NUTRIMENTS :	61
II-6-1 L'AZOTE	61
II-6-2 LE PHOSPHORE :	62
III-PERFORMANCES DU DECANTEUR.....	63
III-1 INDICE DE BOUE :	64
IV-LE FILTRE A GRAVIER.....	64
IV-1 PERFORMANCES D'EPURATION	64
IV -2 PROBLEME DE FONCTIONNEMENT DU FILTRE	70
V-PERFORMANCES GLOBALES DE L'UNITE DE PRETRAITEMENT	70
V-1 EFFET DU PRETRAITEMENT SUR LES CF	72
CONCLUSION	70

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'UNITE DE PRETRAITEMENT DE LA STEP D'EL ATTOUIA

INTRODUCTION	72
I- DONNEES GENERALES SUR LA ZONE D'ETUDE	73
II- PROJECTION DE LA POPULATION	73
III- VOLUMES DES REJETS	74
III-1 DONNEES DISPONIBLES :	75
III-2 CALCUL DES DOTATIONS DE LA POPULATION	75
III-3 PREVISION DE LA CONSOMMATION EN EAU	76
III-4 MESURE DU DEBIT DES EAUX USEES.....	77
IV-POLLUTION ET QUALITE DES REJETS	81
IV-1 PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES	79
IV-1-1 LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE.....	79
IV-1-2 PH.....	80
IV-1-3 OXYGENE DISSOUS	80
IV-1-4 LES MATIERES SOLIDES	80
IV-1-5 DEMANDE EN OXYGENE (DCO ET DBO ₅).....	80
IV-1-6 LES NUTRIMENTS	80

IV-1-7 AGENTS PATHOGENES	81
V- DIAGNOSTIC DE LA STATION D'EPURATION.....	81
V-1 DIAGNOSTIC DES OUVRAGES D'EPURATION	82
V-1-1. BASSIN DE DESSABLEMENT	83
V-1-2 STATION DE POMPAGE	83
V-1-3 BASSIN DE DISSIPATION	84
V-1-4 REACTEUR ANAEROBIE A FLUX ASCENDANT A DEUX ETAGES (RAFADE)	84
V-1-4-1 COURONNE D'ETANCHEITE.....	85
V-1-4-2 COUVERCLES DES REACTEURS	85
V-1-4-3 ENTREES DU RAFADE	86
V-1-5 DECANTEUR	86
V-1-6 LITS DE SECHAGE DES BOUES.....	90
V-1-7 CHENAL ALGAL	90
V-1-7 BASSINS DE MATURATION	91
V-2 PERFORMANCE DE LA STEP :	91
V-2-1 REACTEURS ANAEROBIES (RAFADE) :	93
V-2-2 LE DECANTEUR	91
V-2-3 CHENAL ALGAL	91
V-2-4 BASSINS DE MATURATION	93
IV - MISE A NIVEAU DE LA STEP.....	100
IV-1 BASSIN DE DISSIPATION.....	100
IV-2 REACTEURS ANAEROBIES :	100
IV-2-1 VOLUME DU REACTEUR	100
IV-2-2 NOMBRE DE REACTEURS EN PARALLELE.....	102
IV-2-3 PROFONDEUR DU REACTEUR	102
IV-2-4 FORME EN PLAN.....	104
IV-2-5 DISTRIBUTION DE L'INFLUENT ET COLLECTE DE L'EFFLUENT	106
IV -2-6 SYSTEME DE SORTIE DU RAFADE :	111
IV-2-7 SYSTEME DE COLLECTE DE BIOGAZ :	114
IV-3 DECANTEUR :	117
IV-3-1 BASES DE DIMENSIONNEMENT DES DECANTEURS	117
IV-4 LITS DE SECHAGE DES BOUES :	126
IV-5 FILTRE A GRAVIER.....	131
IV-7 DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES DE LIAISON ENTRE LES OUVRAGES.....	138
IV-7-1 LES CONDUITES EN CHARGE	138
IV-7-2 CAS PARTICULIER : CONDUITES D'ENTREE DU RAFADE	139
IV-7-3 CONDUITES A ECOULEMENT A SURFACE LIBRE	139
IV-8 PERTES DE CHARGE DANS LES CONDUITES	140
IV-9 CALAGE DES OUVRAGES	144
IV-10 STATION DE POMPAGE	146
V ESTIMATION DU COUT DU PROJET :	147
CONCLUSION GENERALE.....	148
BIBLIOGRAPHIE	

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: POURCENTAGES DES DOUARS POURVUS DE DISPOSITIFS D'EVACUATION D'EXCRETAS	16
TABLEAU 2: PROCÉDES D'ÉPURATION ET NATURE DES PROCESSUS IMPLIQUÉS PAR TRAITEMENT	24
TABLEAU 3 : RECAPITULATION DES CARACTERISTIQUES DES DECANTEURS RECTANGULAIRE ET CIRCULAIRE	35
TABLEAU 4: CARACTERISTIQUES DU RAFADE	42
TABLEAU 5: PRINCIPALES CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX USEES BRUTES DE L'IAV HASSAN II	52
TABLEAU 6: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT GLOBAUX DE LA DBO5	56
TABLEAU 7: CALCUL DE LA CONSTANCE CINÉTIQUE DE DÉGRADATION (K) DU RAFADE	58
TABLEAU 8: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MES	59
TABLEAU 9: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MVS	60
TABLEAU 10: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MST	60
TABLEAU 11: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MVT	60
TABLEAU 12: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DE NTK DANS LES SERIES DU RAFADE	61
TABLEAU 13: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DE N-NH ₄ ⁺ DANS LES SERIES DU RAFADE	61
TABLEAU 14: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DU PHOSPHORE TOTAL DANS LE RAFADE	62
TABLEAU 15: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES PARAMETRES DE POLLUTION DANS L'EFFLUENT DU DECANTEUR	63
TABLEAU 16: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES PARAMETRES DE POLLUTION DANS L'EFFLUENT DU FILTRE A GRAVIER	65
TABLEAU 17: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MATIERES SOLIDES DANS L'EFFLUENT DU FILTRE A GRAVIER	66
TABLEAU 18: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DANS LES COMPOSANTES DE L'UNITE DE PRETRAITEMENT	67
TABLEAU 19: EFFET DU PRETRAITEMENT SUR LES CF	68
TABLEAU 20: EVOLUTION DE LA POPULATION DE L'EL ATTAOUIA	74
TABLEAU 21: EVOLUTION DE LA PRODUCTION, DISTRIBUTION ET CONSOMMATION EN EAU	75
TABLEAU 22: DOTATION DE LA POPULATION ET TAUX DE BRANCHEMENT	76
TABLEAU 23: PREVISION DE LA CONSOMMATION EN EAU	76
TABLEAU 24: PREVISION DU VOLUME DU REJET A L'ENTREE DE LA STEP A L'HORIZON 2015	78
TABLEAU 25: PARAMETRES PHYSICO-CHIMIQUES DE L'INFLUENT DE LA STEP DE EL ATTAOUIA	79
TABLEAU 26: PARAMETRES MESURES IN SITU	89
TABLEAU 27: DEMANDE CHIMIQUE ET BIOCHIMIQUE EN OXYGENE	90
TABLEAU 28: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES MATIERES SOLIDES	90
TABLEAU 29: VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT DES NUTRIMENTS	90
TABLEAU 30: COLIFORMES FECAUX	90
TABLEAU 31: CARACTERISTIQUES DE L'EFFLUENT FINAL DE LA STEP D'EL ATTAOUIA	94
TABLEAU 32: CAPACITES ACTUELLES ET LES BESOINS POUR L'HORIZON 2015	95
TABLEAU 33: CAPACITES ACTUELLES ET LES BESOINS POUR L'HORIZON 2015	96
TABLEAU 34: RECAPITULATIF DU DEVERSOIR :	98
TABLEAU 35: VALEURS DE K POUR R1 ET R2	101
TABLEAU 36: VALEURS DE K POUR R1 ET R2	101
TABLEAU 37: VALEURS DE K POUR R1 ET R2	101
TABLEAU 38: FORME DE BASE DU REACTEUR	103
TABLEAU 39: DIMENSION DU REACTEUR	106
TABLEAU 40: RESULTATS DE CALCULS DES DEVERSOIRS TRIANGULAIRES	109
TABLEAU 41: ESTIMATION DE LA PRODUCTION DE BIOGAZ ET DU METHANE :	114
TABLEAU 42: DENSITE RELATIVE DES MATERIAUX COMMUNS (BEAUDRY, 1984)	120
TABLEAU 43: RESULTATS DE CALCUL DU DECANTEUR	122
TABLEAU 44: CARACTERISTIQUES DES DEVERSOIRS D'ENTREE ET DE SORTIE DU DECANTEUR	123
TABLEAU 45: CALCUL DES LITS DE SECHAGE	127
TABLEAU 46: DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE	132
TABLEAU 47: LE FILTRE HORIZONTAL (A GROS GRAVIER) :	133
TABLEAU 48: LE FILTRE VERTICAL (A GRAVIER FIN)	133
TABLEAU 49: LES RESULTATS DE CALCUL DES CONDUITES DE LIAISON ENTRE LES OUVRAGES	140
TABLEAU 50: COTE DES OUVRAGES	141

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1: EVOLUTION DES REJETS DOMESTIQUES URBAINS (SDNAL, 1998)	16
FIGURE 2: COMPOSITIONS D'UNE EAU USEE DOMESTIQUE (MARA, 1980)	19
FIGURE 3: ETAPES DE LA DIGESTION ANAEROBIE	25
FIGURE 4: PRINCIPAUX REACTEURS ANAEROBIES A HAUT RENDEMENT	32
FIGURE 5 (KYNCH 1952) COURBE DE KYNCH D'APRES DEGREMONT (1978) - MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU	34
FIGURE 6: REGIMES DE SEDIMENTATION LORS D'UN TEST EN EPROUVETTE	35
FIGURE 7: STRATIFICATION DE LA SEDIMENTATION DANS UN DECANTEUR	35
FIGURE 8: SCHEMAS DE LA STEP DE L'IAV HASSAN II	41
FIGURE 9: COMPOSANTES DU FILTRE A GRAVIER	43
FIGURE 10: COURBE GRANULOMETRIQUE DU FFH	43
FIGURE 11: COURBE GRANULOMETRIQUE DU FFV	44
FIGURE 12: DISPOSITIF DE DISTRIBUTION DE L'INFLUENT ET DE COLLECTE DE L'EFFLUENT DU RAFADE AVANT MODIFICATION. RAFADE (1/3M2)	45
FIGURE 13: DISPOSITIF DE DISTRIBUTION DE L'INFLUENT ET DE COLLECTE DE L'EFFLUENT DU RAFADE MODIFIE R (1/3M2)	45

FIGURE 14: EVOLUTION JOURNALIERE DU DEBIT	51
FIGURE 15: EVOLUTION DU DEBIT CUMULE	52
FIGURE 16: EVOLUTION JOURNALIERE DE LA TEMPERATURE ET DE L'OXYGENE DISSOUT A 20 CM DE PROFONDEUR DANS LE REACTEUR G2 (JANVIER 2006).....	54
FIGURE 17 VALEURS ET TAUX D'ABATTEMENT GLOBAUX DE LA DCOT	55
FIGURE 18: CONCENTRATION EN DBO5 ET DCO A L'ENTREE ET SORTIE DU RAFADE	55
FIGURE 19. REPARTITION DES FORMES DE L'AZOTE A L'ENTREE ET A LA SORTIE DU RAFADE (1/M2)	62
FIGURE 20: SURFACE DU FILTRE VERTICALE	66
FIGURE 21 PROFIL DU FILTRE VERTICAL	67
FIGURE 22: CONCENTRATION DES DIFFERENTS PARAMETRES DE POLLUTION AVANT ET APRES PASSAGE DANS LA SERIE DU PRETRAITEMENT (MG/L)	68
FIGURE 23: EVOLUTION DE LA CONSOMMATION, LA PRODUCTION ET LA DISTRIBUTION EN EAU POTABLE	75
FIGURE 25: BASSIN DE DESSABLEMENT	83
FIGURE 26: STATION DE POMPAGE.....	84
FIGURE 27: BASSIN DE DISSIPATION.....	84
FIGURE 28 RAFADE:	85
FIGURE 29: COURONNE D'ETANCHEITE	85
FIGURE 30 DISPOSITIFS D'ENTEE DES REACTEURS.....	86
FIGURE 31: DECANTEUR	86
FIGURE 32: LITS DE SECHAGE	87
FIGURE 33: CAHR	88
FIGURE 34 DEVERSOIR DE SORTIE DU CAHR	88
FIGURE 35: BASSIN DE MATURATION (M1).....	88
FIGURE 36: BASSIN DE MATURATION (M1).....	89
FIGURE 37 CAHR	93
FIGURE 38: BASSIN DE MATURATION (M1)	93
FIGURE 39: EFFLUENT FINAL DE LA STEP	94
FIGURE 40 : DEVERSOIR RECTANGULAIRE A MINCE PAROI.....	98
FIGURE 41 : BASSIN DE DISSIPATION	100
: FIGURE 42 : RAPPORT DE PERIMETRE	105
FIGURE 44: SYSTEME D'ENTREE VERTICAL ET SYSTEME DE SORTIE DU REACTEUR	107
FIGURE 45: NETTOYAGE DES ENTREE (UASB).....	108
FIGURE 46: DEVERSOIR TRIANGULAIRE A MINCE PAROI	108
FIGURE 47: DETAIL DU SYSTEME D'ENTREE DU RAFADE.....	109
FIGURE 48: SYSTEME DE DISTRIBUTION DE L'INFLUENT DANS LE REACTEUR.....	110
FIGURE 49: SYSTEME DE SORTIE DU REACTEUR	111
FIGURE 50: RAFADE EN COUPE.....	112
FIGURE 52: CIRCUIT DU BIOGAZ.....	116
FIGURE 53: CONDITIONS DE CAPTURE DES PARTICULES.....	117
FIGURE 54 DEVERSOIRS RECTANGULAIRES DU DECANTEUR	124
FIGURE 55 : DECANTEUR	125
FIGURE 56: DECANTEUR.....	126
FIGURE 57: LITS DE SECHAGE	129
FIGURE 58 : LITS DE SECHAGE COUPE B-B.....	130
FIGURE 59: COUPE LONGITUDINALE DU BLOC DE FILTRATION.....	131
FIGURE 60: FILTRE A GRAVIER.....	135
FIGURE 61: CANAL DE DISTRIBUTION DU FILTRE VERTICALE.....	138
FIGURE 63: PLAN DE MASSE DE LA STATION EL ATTAOUIA.....	145

LISTE DES ABREVIATIONS

ACSA :	Association Culturelle et Sportive de l'Agriculture
AGV	: Acides gras volatiles
Ce	: Concentration à l'entrée du RAFADE
Cs	: Concentration à la sortie de RAFADE
CAHR	: Chenal algal à haut rendement
Cd	: Coefficient de Déversoir
CE	: Conductivité électrique
Chw	: Coefficient de Hazen Williams
Cp	: Coefficient de pointe
CSEC	: Conseil Supérieur de l'Eau et du Climat Marocain
CU	: Coefficient d'uniformité
d	: Nombre de dispersion

De	: Diamètre effectif
DBO ₅	: Demande biochimique en oxygène en 5 jours
DCO	: Demande chimique en oxygène
DCOd	: DCO décanté
DCOt	: DCO totale
D1	: Décanteur du RAFADE modifié
D2	: Décanteur du RAFADE non modifié
ED	: Eau distillée
Fb	: Charge appliquée au lit
FFV	: filtre a flux vertical
FFH	: filtre a flux horizontal
FG	: Filtre gravier.
g	: Accélération de la pesanteur
HMT	: Hauteur Manométrique Totale
H₂SO₄	: Acide sulfurique
IAV	: Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II
I _B	: Indice de Boue
INRA	: Institut National de Recherche Agronomique
k	: Constante cinétique de premier ordre de dégradation de la matière organique
Ks	: Conductivité Hydraulique en (m/s)
MD	: Matières décantables
MES	: Matières en suspension
MST	: Matières sèches totales
MVS	: Matières volatiles en suspension
MVT	: Matières volatiles totales
M1 & M2	: Bassins de maturation en série
NaOH	: Hydroxyde de sodium
N-NH ₄ ⁺	: Azote ammoniacal
NOP	: Azote organique particulaire
NPP	: Nombre le plus probabl
NTK	: Azote Total Kjeldahl
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
ONEP	: Office nationale de l'eau potable
PDE	: Plan Directeur de L'Eau
PI	: Productivité du lit
PP	: Phosphore particulaire
P-PO ₄ ³⁻	: Orthophosphates
Pt	: Phosphor total
Qm	: Débit moyen
Qp	: Débit de pointe
RACAHR	: Réacteurs Anaérobie et Chenal Algal a Haut Rendement
RAFADE	: Réacteur Anaérobie à Flux Ascendant et à Deux Etages.
RAFADE (1/m ²)	: Réacteur avec un entrée par 1m ² de surface au sol
RAFADE (1/3m ²)	: Réacteur avec un entrée par 3m ² de surface au sol
Rd	: Rapport de Distribution
Rh	: Rayon Hydraulique
STEP	: Station d'épuration
SDNAL	: Schéma Directeur National d'Assainissement liquide
TA	: Taux d'abattement de l'élément considéré
TAMA	: Taux d'Accroissement Moyen Annuel
TR	: Taux de Restitioin
TRH	: Temps de rétention hydraulique

TRS : Temps de Rétention des Solides
UASB : up-flow anaerobic sludge blanket
VD : Volume Décanté
Vh : Vitesse de Hazen
(ρ) : Masse Volumique
(μ) : Viscosité dynamique
(γ) : Viscosité Cinématique

Dédicace

A MES TRÈS CHERS PARENTS

Aucune dédicace, aucune expression, aucun acte ne saurait contenir le dévouement et l'amour que je vous porte.

Que ce travail soit le fruit de vos efforts et des énormes sacrifices que vous avez consentis depuis les premiers jours de ma vie .

Que dieu vous garde et vous procure longévité et santé, puisse –t-il m'aider pour jamais vous décevoir.

A MES FRÈRES

Mohamed, Youssef, Housain, Fatima, Abdelaziz et Saïd

Qui étaient et qui restent pour moi source de fierté et d'espoir. Je vous souhaite plein de bonheur, de réussite et de prospérité.

A toute ma famille

Vous m'êtes à jamais chers.

A tous mes amis de l'IAV Hassan II

Que ce mémoire soit le témoignage de notre amitié sincère et profonde.

*Aouni Redouane ,Beniaich adnane , Belaatar Tarik , Belamari Mustapha
...et à toute la famille du Génie Rural .*

A tous les miens

Remerciement

Je tiens tous à exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadrant Pr. EL HAM'OURI Bouchaib pour son encadrement, ses conseils pertinents, sa disponibilité, ses encouragements et pour ses idées originales.

Aucun mot ne saurait exprimer ma très haute considération et ma grande admiration pour son ardeur au travail et surtout sa simplicité.

A Mr Le Président de jury : Pr. BARTALI H. :

J'exprime ma plus profonde reconnaissance pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant la présidence de notre jury de thèse. Qu'il trouve ici le témoignage de mon respect et ma gratitude.

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury : Pr. K BEL'ABBES, Mr A BENOUMGHAR, Mr. T.CHATI et Mr A. KOUNIBA, qui m'ont honoré en acceptant de juger ce mon travail. Qu'ils acceptent l'expression de ma sincère reconnaissance, et mon profond respect.

Mes remerciements vont également à H. BOUSSETTA ingénieur municipal d'EL Attaouia, BOUCAIB technicien de la municipalité, M. ZAKOUR pour leur aide précieuse tout au long du travail.

Enfin, que tous mes amis ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici l'expression de ma vive reconnaissance.

RESUME

La première partie est menée à la station prototype de l'IAV Hassan II, Elle a pour objet de confirmer les performances d'épuration de l'unité de prétraitement basée sur le Réacteur Anaérobie à flux Ascendant à deux étapes (RAFADE). L'effet de la multiplication des points d'entrée et de sortie sur le rendement a été testé à l'IAV Hassan II (Serhane :2005) ; une filière avec rapport de distribution (Rp) de un point de distribution de l'influent par m² de surface au sol du réacteur (RAFADE 1/m²) et une seconde filière avec rapport de 3,5 m² par point de distribution de l'influent (RAFADE 1/3m²). Chacun des deux RAFADE possède deux réacteurs en série (R1 et R2) suivi d'un décanteur externe et reçoit une charge organique de 2.16 kg DCO m⁻³ j⁻¹.

Le taux d'abattement moyen à la sortie du réacteur R2 du RAFADE (1/m²) atteint 60 et 70% respectivement pour la DCOtotale (DCOt) et la DBO₅. Ces taux atteignent 53 et 60% respectivement pour le RAFADE (1/3m²). Des différences significatives en faveur de la série RAFADE (1/m²) de 6% pour la DCOt et 9 % pour la DBO₅ sont validées.

Le décanteur contribue fortement à l'enlèvement des matières décantables (MD) avec un taux de 83%, et des matières en suspension (MES) avec un taux de 67 %. Le filtre gravier permet d'atteindre les taux de rendement suivants : 93 % pour les MD, 43% pour les MES et 71% pour les MVS.

Les performances globales de la série de prétraitement (RAFADE (1/m²) +Décanteur+Filtre à gravier) atteignent les taux d'abattement de 85% pour la DCOt, 89% pour la DBO₅, 87 % pour les MES et 99% pour les MD. L'unité de prés traitement remplit donc bien sa fonction et peut donc être appliquée pour la station d'ELAttaouia .

L'effluent va poursuivre le traitement dans l'unité de post traitement aérobie (CAHR) où les algues prélèvent les nutriments et produisent les conditions de mortalité des pathogènes.

La deuxième partie de ce travail consiste à exploiter les résultats obtenus pour le dimensionnement de l'extension du RAFADE de la STEP de la ville d'EL Attaouia.

La ville d'El Attaouia a connu ces dernières années un développement démographique important ce qui a provoqué à un dépassement des capacités de traitement des ouvrages de la STEP, construite dès 1999, surtout les ouvrages de prétraitement.

Le diagnostic effectué a révélé l'insuffisance du RAFADE de la STEP. Ceci a des retombées négatives sur le fonctionnement de l'unité de post traitement qui a basculé d'un traitement tertiaire vers un traitement secondaire.

L'estimation du débit des eaux usées pour l'horizon 2015 sur la base de l'évolution prévue de la population s'est élevée à environ 2000 m³/j, la mise à niveau de la STEP pour cet horizon nécessite un budget qui dépasse le montant de l'aide obtenue du ministère de l'intérieur pour la mise à niveau de la station. Aussi proposons-nous d'adopter une phase intermédiaire (horizon 2010) avec un débit de 1270 m³/j afin de palier au dysfonctionnement de la STEP en attendant le déblocage d'une aide supplémentaire plus tard.

Le système préconisé couvrira une superficie de 1300 m²; deux réacteurs en série d'un volume de 800 m³ chacun, un décanteur d'un volume de 176 m³ couvrant une superficie de 104 m² et un filtre gravier de 288 m² et dix lits de séchage de 330 m² pour un montant global de 1.127.800 DH.

Mots clés : Eaux usées domestiques, réacteurs à flux ascendant et à deux étages (RAFADE), performances épuratoires, distribution de l'influent, DCO, DBO₅, MES, MD, TRH, EL Attaouia

ABSTRACT

The first part of this work is devoted to check and confirm the performance of the pre-treatment unit of the wastewater treatment plant (WWTP) of IAV. This pretreatment unit consists of a Two-Step up-flow anaerobic Reactor (TSUAR) followed by an external settler and by a gravel filter. The effect of increasing the number of influent inlet-points in the reactors was investigated at IAV (Serhane, 2005). One of the TSUAR lines was modified to reach 1 inlet or 1 outlet/m² while the second was operated at 1 inlet/3.5m² and 1 Outlet/7 m². Each of the two TSUAR lines had two reactors in series (R₁ and R₂) and was receiving an organic load of 2.16 kg DCO m⁻³ d⁻¹.

The removal rate for the treatment line of the 1-inlet/m² line reached 60 and 70% respectively for total COD (COD_t) and for the BOD₅. These rates did not exceed 53 and 60% respectively for the 1-inlet/3m² line. A significant difference of 6% for COD_t and 9 % for BOD₅ was then recorded in favor of the 1-inlet/m² line. However, the increase of inlet and effluent collection points in the reactors did not improve the removal rate of suspended solids (SS). The results of the follow up also showed that the Settler strongly contributes in removing settleable solids with a rate of 83% and with 67 % for SS. Also, the gravel filter allowed the following yields: 93 % for settleable solids, 43% for SS and 70% for VSS.

The global performances of the TSUAR (line 1-inlet/m² +Settler + Gravel filter) reached a global removal rate of 85% for COD_t, 90% for BOD₅, 87 % for SS and 99% for settleables solids indicating that the pretreatment unit was well designed and could be replicated in El Attaouia extension study. However, a post-treatment must be adopted behind this pre-treatment to remove nutrients and pathogens (as for instance, a high rate algae pond followed by two maturation ponds, a combination that was precisely adopted in IAV and in El Attaouia WWTPs).

The second part of the work presents a design proposal for the extension of the existing TSUAR of the city of El Attaouia (Province of El Kelaâa des Sraghna) using design parameters obtained on the IAV unit. From 1999 (commissioning of the El Attaouia WWTP) to 2006, the wastewater production by El Attaouia increased from 700 to 900 m³/day with the consequence of the under design of the WWTP, particularly at its pre-treatment stage. Such a diagnostic was confirmed by the sampling and analysis campaign done in May 2006.

For the extension study, a reasonable design period would be 2015, which would correspond to a population of 38,000 inhabitants and a wastewater production of 2000 m³/d. However, rapid calculations show that the budget of one million DH allowed by the Municipality to extend its treatment plant would not be enough. A compromise was found in putting the emphasis on the extension of the pretreatment unit and keeping the post treatment as it is until 2010. Such a compromise would alleviate the suffering TSUAR unit, construct a new settler and a gravel filter unit. In these conditions, the effluent (1270 m³/d) would still respect the Moroccan standards for effluent reuse for crop irrigation under some restrictions (no uncooked edible vegetables to be grown). The proposal clearly stipulates that an extension of the post-treatment unit should be undertaken in 2010 and funds must be raised for that purpose.

The recommended design needs an area of 1300 m². The extension requires the construction of two Reactors in series with a volume of 800 m³ each, a settler with a volume of 176 m³ and an area of 104 m², a gravel filter with an area of 288 m² and 10 drying beds covering 330 m². The estimated cost of the extension would be around 1,130,000 DH.

Key words:

Wastewater treatment, Two-Step up-flow anaerobic Reactor, TSUAR performance, distribution of the influent, COD, BOD₅, TSS, SS, TRH, EL Attaouia

Problématique

Même si 71% de la surface de la Terre est recouverte d'eau, l'eau douce représente seulement 5% des réserves totales. Comme la plus grande partie de cette eau douce est sous forme de glace ou d'eau souterraine, il n'y a, en réalité, que 0,01% de cette eau qui est disponible et accessible. L'eau douce deviendra donc, au cours des prochaines décennies, une denrée de plus en plus précieuse, d'ici 2025, les 2/3 de la population mondiale pourraient faire face à des problèmes sérieux d'approvisionnement en eau (Annan, 2002).

Alors que les réserves diminueront, y compris dans les pays développés, la notion de développement durable implique pour l'homme une maîtrise de ces rejets domestiques et urbains avec des techniques aussi naturelles est peut gourmandes en énergie que possible d'où la nécessité d'un traitement approprié de ces rejets dans l'objectif d'un bon état écologique de nos eaux.

Au Maroc, le volume moyen d'eau disponible par habitant et par an, est d'environ 1000 m³/hab/an, il avoisine le seuil communément admis comme seuil critique avant le saut vers la pénurie. Ce taux varie actuellement de 180 m³/hab/an pour les zones réputées très pauvres en ressources en eau (Sahara, Sud atlasique, Souss-Massa) à près de 2200 m³/hab/an pour les zones Côtiers Méditerranéens relativement riches (PDE, 1998). Avec une augmentation du volumes des eaux usées rejetées de 47% et la diminution des volumes disponibles de 25% dans les 15 ans à venir on s'aperçoit de la nécessité de l'épuration des eaux usées a l'échelle national.

Le premier volet de ce présent travail est mené dans la station d'épuration des eaux usées de l'Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II à Rabat. Ce travail s'inscrit dans les recherches qui visent à évalué les performances de la filière de prétraitement pour l'épuration des eaux usées domestiques sous climat méditerranéen, cette série comprend un traitement anaérobie a haut rendement qui se fait dans un réacteur a flux ascendant a deux étapes (RAFADE)) suivi d'un décanteur primaire externe, c'est un décanteur rectangulaire de type statique puis un filtre gravier à deux étages, le premier étage et en gros gravier tandis que le second et en gravier fin, cette série est suivie d'un post traitement par un chenal algal a haut rendement puis deux bassins de maturation, sur la base des résultats obtenues on tirera des conclusions qui pourront optimiser le

dimensionnement de ces derniers. Après avoir confirmé les performances du prétraitement anaérobie de la STEP de l'IAV, le deuxième volet de ce travail consistera à exploiter les constats tirés dans la première partie pour dimensionner un cas réel, il s'agit de la STEP d'EL Attaouia.

Au cours de l'année précédente un suivi des performances des réacteurs anaérobies a été mené et il a donné des résultats préliminaires encourageants concernant le rendement des réacteurs anaérobies, mais la durée du suivi n'était pas suffisante du fait que les modifications effectuées sur le système ont perturbées le fonctionnement des bactéries anaérobies (vidange et au contact des bactéries avec l'air au moment des travaux de modification). Après ces changements le RAFADE nécessite une période d'adaptation, cette période est considérée finie quand les performances du système deviennent stables et ne montrent plus de variations significatives dues aux perturbations, C'est une étape cruciale dans le fonctionnement de la digestion anaérobie.

La période d'adaptation peut tenir jusqu'à 5 mois pour des réacteurs anaérobies, La période entre les changements effectués sur les RAFADE et le suivi que nous avons accompli est d'une année, on peut donc s'appuyer sur ces résultats pour discerner une éventuelle amélioration dans le rendement épuratoire du RAFADE due à la réduction de la surface occupée par entrée.

Des échantillonnages à la sortie du décanteur et du filtre à gravier ont été pris également pour mettre le point sur les rendements de ces ouvrages. Afin d'évaluer les performances de ce système, un suivi et des analyses régulières des eaux à l'entrée et à la sortie de chaque ouvrage ont été effectuées.

Le deuxième volet de ce travail est consacré au dimensionnement de la série de prétraitement de la station d'épuration de la ville de l'EL Attaouia. Cette série est similaire à celle installée dans la station de l'IAV Hassan II.

Les différentes approches de dimensionnement de la STEP de Attaouia prendront en compte les résultats obtenus dans la STEP de Rabat.

Objectifs du travail

- Confirmation des performances d'épuration du réacteur à flux ascendant à deux étapes (RAFADE) installé à l'IAV Hassan II .
- Comparaison des rendements épuratoires du RAFADE ($1/m^2$)(une entrée par $1m^2$) et celui de ($1/3m^2$)(une entrée par $3m^2$).
- Evaluation des performances du traitement du décanteur externe et du filtre à gravier pour l'élimination des matières solides .
- Détermination de l'efficacité globale de l'unité de prétraitement anaérobie de la station prototype de l'IAV HassanII.
- Exploitation des résultats obtenus dans l'unité de prétraitement de la station de l'IAV pour le dimensionnement de l'unité du prétraitement de la STEP d'ELAttaouia.

Chapitre I

Revue bibliographique

1- Situation de l'Assainissement au Maroc

Le secteur de l'assainissement au Maroc connaît un retard important, il n'a pas accompagné le développement urbain et industriel, ce retard devient important quand on considère le taux d'accroissement urbain projeté de 3% et une population urbaine qui est appelée à atteindre les 20 millions en 2010 avec un volume d'eaux usées de 900 millions de m³ en 2020 (CSEC, 1994). Les nouveaux concepts sur l'assainissement durable, les systèmes décentralisés, la réutilisation des eaux sont rarement exploités.

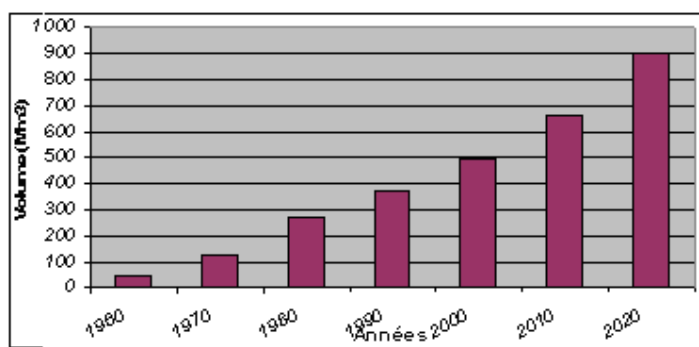


Figure 1: Evolution des rejets domestiques urbains (SDNAL, 1998)

Au Maroc l'assainissement a été confié dans la plupart des cas aux collectivités locales, rarement aux régions. Les noyaux urbains des grandes villes sont bien desservis en infrastructure d'assainissement ; par contre dans les zones périphériques les infrastructures deviennent de plus en plus coûteuses pour les collectivités locales ce qui fait que ces zones souffrent d'un manque énorme en infrastructures.

Année	% des Douars pourvus de dispositifs d'évacuation d'excrétas
1982	20%
1990-1991	28% (Enquête DRPE – Enquête socio-économiques)
1994-1995	30% (Enquête SDNAL)
2005	35 à 40%

Tableau 1: Pourcentages des douars pourvus de dispositifs d'évacuation d'excrétas

Le taux de raccordement global au réseau d'assainissement est estimé actuellement en moyen à 70% (SDNAL, 1998) il varie de 40 à 50% pour les villes moyennes, et pour les petits centres il peut atteindre 75 %, ce qui signifie que 4,5 millions d'habitants

urbains ne sont pas encore raccordés au réseau d'assainissement, et sont assainis essentiellement en autonome.

Le secteur de l'assainissement connaît des problèmes liée a l'exploitation des ouvrages existants, ces difficultés se rapportent essentiellement au sous équipement, a la vétusté des installations, a l'éparpillement des rejets et l'insuffisances des stations d'épuration, les ouvrages sont souvent insuffisants a cause du développement urbain intense et de l'accroissement rapide des débits a évacuer.

II- Importance de l'épuration

La composante de l'épuration constitue le maillon le plus faible et le plus complexe au sein de la problématique de l'assainissement liquide au Maroc; de ce faite elle connaît le plus de retard .le Maroc dispose d'un parc très modeste des stations d'épuration ; Le taux d'épuration des eaux usées à l'heure actuelle au Maroc ne dépasse pas 8 %.

Le parc national des stations d'épuration est constitué de 64 stations réparties comme suite:

20 stations type boues activées ; 11 stations type lits bactériens ; 17 décanteurs digesteurs ; 3 stations type égouttage ; 11 stations type lagunage ; 2 stations type infiltration contrôlée.

On dénombre 27 stations fonctionnent normalement ,31 stations sont hors service et 6 stations non raccordées aux réseaux d'assainissement .

La plus part des grandes villes urbaines rejettent les eaux usées a l'état brut dans le milieu récepteur.

Ce retard considérable porte un préjudice grave à la préservation des ressources en eaux et à l'environnement de manière générale.

La nécessité pour le Maroc de relever le défi environnemental et de se placer dans une logique de développement durable a conduit à une prise de conscience de cette

problématique et des enjeux s'y rapportant de la part des plus hautes instances du Royaume. L'épuration des eaux usées s'avère nécessaire a plusieurs niveaux :

L'épuration a un effet bénéfique sur Le cadre de vie des citoyens. Les eaux résiduelles non traitées on un effet sur la santé publique, on effet c'est un vecteur principal de transmission des maladies hydriques par consommation ou contact. Les statistiques montrent que ces maladies sont plus fréquentes à proximité des zones de déversement et d'écoulement des eaux usées brutes.

En général les conditions de vie des populations dans les quartiers non ou mal assainis sont affectés, les eaux usées ruissellent le long des rues, stagnent à proximité des habitations et génèrent des nuisances olfactives, visuelles et constituent des foyers de développement des agents pathogènes.

L'épuration constitue également un moyen efficace pour préserver la qualité des ressources en eau. Les eaux usées ruissellent vers les cours d'eau et les barrages ou s'infiltrent vers les nappes d'eau souterraines, ce qui provoque la pollution de ces ressources et génère des surcoûts pour le traitement de l'eau destinée à l'alimentation humaine.

Les importants volumes d'eaux usées rejetés en mer dégradent la qualité des eaux côtières et des plages, avec un nombre important de plages non conformes à la baignade et des risques croissants par la consommation de poissons et crustacés pêchés dans les eaux polluées, ainsi qu'un impact non négligeable sur le développement des activités touristiques.

La réutilisation des eaux usées devient une nécessité au Maroc, mais si certaines mesures ne sont pas prises elle engendre plusieurs problèmes d'ordre agronomique, sanitaire et écologique. L'utilisation des eaux brutes est courante au voisinage de la plupart des agglomérations de l'intérieur du pays à des fins essentiellement agricoles. Elle est encouragée par la disponibilité de quantités d'eau importantes, avec des débits réguliers, et facilement utilisables. Les eaux utilisées sont, soit à l'état brut, soit faiblement diluées, et irriguent une superficie de plus de 7000 ha (Afli, 1996). Il est à signaler qu'il est interdit, au Maroc, d'irriguer les cultures avec des eaux usées brutes.

La dégradation de l'environnement liée à la pollution de l'eau a aussi des retombées économiques négatives importantes. En effet, l'impact de la pollution des eaux sur l'économie du pays (le fait de ne pas assainir) est estimé actuellement à plus de 4,3 milliards de dirhams par an. (ELMehraz,2005)

De ce fait, la gestion durable des ressources en eau et la conception des stations d'épuration capables de limiter les impacts négatifs sur l'environnement et la consommation des ressources sont sans doute des questions primordiales de nos jours.

III- *Caractéristiques des eaux usées*

La pollution des eaux étant : « toute modification des propriétés physiques, chimiques ou biologiques, ou tout rejet de substances liquides, gazeuses ou solides dans l'eau de façon à créer une nuisance ou à rendre cette eau dangereuse ou préjudiciable à l'Homme ou/et à la faune sauvage et aquatique. » Définition de l'OMS.

Une eau usée est une eau véhiculant les déchets produits par une communauté (Mara, 1980)

Les eaux usées se caractérisent habituellement par une couleur grise, une odeur de moisi, une teneur en matières solides d'environ 0,1 % et une teneur en eau d'environ 99,9 %, Les matières solides peuvent être suspendues (environ 30 %) ou dissoutes (environ 70 %)

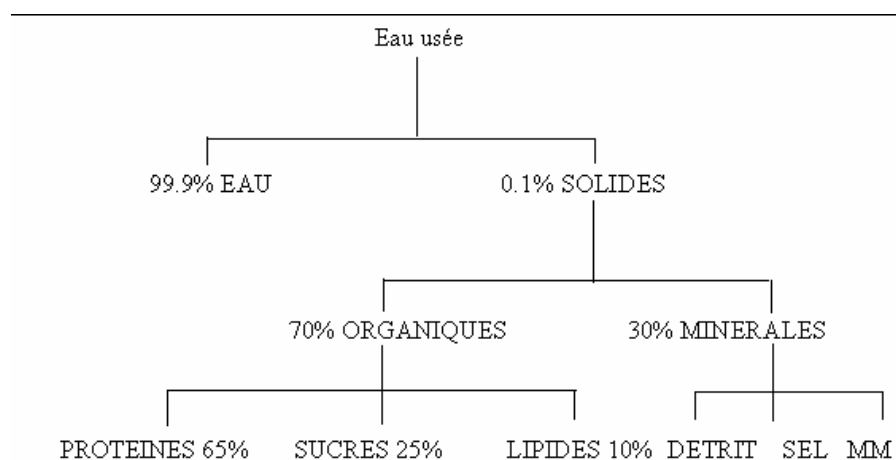


Figure 2: Compositions d'une eau usée domestique (Mara.1980)

III-1 Les matières organiques

Les substances de ce groupe présentes dans le rejet sont spécifiques de l'activité domestique ou industrielle. On y retrouve généralement acides organiques, aminoacides, oses, alcools, aldéhydes et cétones, amines, phénols, détergents.

Certains composés organiques dissous du rejet sont réfractaires au processus biologique. Ils se retrouvent en totalité dans la phase soluble de l'effluent épuré où ils titrent en DCO.

Les substances organiques contenue dans les rejets ne sont pas toxiques par elles-mêmes, mais leurs dégradation par voie bactérienne consommera l'oxygène dissous dans le cours d'eau en entraînant la mort des êtres vivants par asphyxie et le développement de fermentations anaérobies (putréfaction) génératrices de nuisances olfactives.

La fraction biodégradable est quantifiée par la détermination d'oxygène nécessaire aux organismes aérobies présents ou introduits dans l'eau pour dégrader la matière organique. Cette dégradation est réalisée après incubation à 20°C à l'obscurité et pendant 5 jours (Belahcen, 2002), c'est la DBO₅.

La qualité biologique d'une eau sera donc définie par la mesure de la consommation d'oxygène nécessaire à la dégradation des matières organiques en produits plus simples. (Rodier, 1996)

Le rapport DBO/DCO est un indicateur intéressant de l'origine de la pollution et ses possibilités de traitement, si ce ratio reste élevé (ordre de 0.5) l'eau est a dominance organique, s'il est très bas (inférieur a 0.1) cet l'effluent est a caractère chimique ou minéral dominant ; un traitement particulier est alors indispensable.

III-2 Les nutriments

L'azote et le phosphore constituent les nutriments les plus dominants dans les eaux résiduaires domestiques, ils sont présents dans deux formes : organique et minérale.

III-2-1 L'azote

Dans les eaux usées domestiques l'azote provient essentiellement des rejets humains physiologiques. On distingue les formes réduites : azote organique et azote

ammoniacal (NH_4^+) ; les formes oxydées : nitrite (NO_2^-) et nitrates (NO_3^-). L'azote global correspond à l'ensemble de l'azote sous toutes ses formes.

Dans les eaux usées l'azote se trouve essentiellement sous forme ammoniacale à des concentrations variant entre 15 à 50 mg/l, par contre les formes oxydées ont des concentrations inférieures à 1 mg/l (Bechac, 1987).

En général l'azote se présente comme suit :

$$\text{N total} = (\text{N} (\text{NH}_4^+) + \text{N} (\text{organique}) + \text{N} (\text{NO}_2^-) + \text{N} (\text{NO}_3^-))$$

III-2-2 Le phosphore

Le phosphore des eaux usées domestiques provient des rejets physiologiques et des détergents. Le phosphore est soit sous forme d'ortho phosphate ou sous forme de ions phosphates condensés entre eux soit sous forme d'ion phosphates liées à d'autres molécules organiques, la proportion du phosphore qui résultent du métabolisme humain constitue 30% du phosphore total. Les détergents et les rejets agricoles contiennent respectivement 30 et 40 % du phosphore total (Florentz, 1982).

Dans une eau usée la forme inorganique du phosphore est la plus dominante (poly phosphate et ortho phosphate et ortho phosphate).

III-2-3 Les Métaux lourds

Ils sont présents en quantité infime dans les eaux usées d'origines domestiques, ils peuvent nuire aux organismes vivant en faible concentration, ils ont tendance à s'accumuler dans la chaîne alimentaire : cadmium, plomb, cuivre et zinc. La majeure partie de ces métaux se retrouve dans les boues résiduaires (Afli, 1996)

III-2-4 Micro-organismes des eaux usées

L'origine principale des germes pathogènes qui existent dans les eaux usées est la matière fécale, les coliformes totaux, les coliformes fécaux, les streptocoques fécaux sont toujours présents dans les matières fécales en nombre élevé par rapport aux autres agents pathogènes (Leclerc et Buttimaux 1982 ; Vial 1982)

○ *Les coliformes totaux*

Ce sont des bacilles à Gram-négatifs, aérobies et anaérobies facultatifs. Ils sont présents dans les matières fécales des animaux à sang chaud et à sang froid, dans le sol, dans l'air et sur la végétation (Lavoie, 1983)

○ *Les coliformes fécaux*

La distinction entre les coliformes fécaux et les coliformes totaux est d'ordre physiologique, les coliformes fécaux peuvent croître à des températures élevées entre 41°C à 44°C se sont des souches mésophiles. Cependant les coliformes totaux sont incapables de se multiplier dans les températures élevées, mais elles le font à 4°C à 10°C (Gavini et al 1980) la plupart des coliformes fécaux sont des *Escherichia Coli*.

○ *Les streptocoques fécaux*

Ce sont des cocci à gram négatif, anaérobies facultatifs. Ils appartiennent à la famille des streptococcaceae, ils habitent dans les intestins de l'homme et des animaux à sang chaud et sont donc éliminés dans les matières fécales, les streptocoques fécaux sont des témoins assez sensibles et très résistants, ils signalent mieux la contamination fécale d'origine animale, (Geldreich 1972 ; Davenport et al 1976).

○ *Virus*

Ce sont essentiellement les Entérovirus qui vivent dans les tractus gastro intestinaux et respiratoires, ils ne se multiplient pas à l'extérieur du corps, Ces virus sont présents à des concentrations de l'ordre de 10^9 particules virales par gramme de matière fécale (Shuval et al. 1986).

○ *Les parasites intestinaux*

Ils sont représentés par les protozoaires (des êtres vivants formés d'une seule cellule pouvant être parasites de l'homme) et les helminthes, la plupart de ces formes parasites sont d'origine animales, une grande partie de ces œufs d'helminthe se trouve dans les eaux usées et dans les boues des sanitaires (Prost, 1987)

IV- Les procédés d'épuration

L'épuration d'un effluent domestique passe souvent par les étapes suivantes :

- Un traitement préliminaire : élimination des matières grossières, sales, huiles et graisses.

- Un prétraitement : élimination des matières organiques et des matières en suspension.

Avec un traitement des boues résultantes

- Un post-traitement ou tertiaire : élimination des nutriments (azote et phosphore) et des pathogènes

Il existe un grand nombre de procédés d'épuration des eaux usées dont l'application dépend à la fois des caractéristiques des eaux à traiter et du degré d'épuration désiré (Eckenfelder.1982), Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs

IV-1 Procédés intensifs conventionnels

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel ,ce qui fait qu'ils nécessitent un temps de séjour relativement court.

Les procédés peuvent aussi être classifié suivant le type de culture en :

- Installations à "cultures libres", dans lesquelles la culture bactérienne est maintenue en suspension dans le courant des eaux usées à traiter ;
- Installations à "cultures fixées", où la culture bactérienne repose sur un support (caillou, plastique, milieu granulaire fin).

IV-2 Les procédés biologiques extensifs

On classe dans cette catégorie tous les procédés de traitement qui font appel qu'à l'action naturelle du milieu (a l'énergie solaire), sans mise en œuvre de dispositif mécanique pour la fourniture de l'oxygène

Cette technique nécessite une surface importante, On utilise un volume réactionnel d'eau important mais peu profond. Le temps de séjour doit être élevé (3 à 30 jours, voire plus). Les boues se concentrant sur le fond et qui interviennent dans la biologie du système ne doivent être évacuées qu'après quelques 5 à 10 années.

Tableau 2 : Procédés d'épuration et nature des processus impliqués par traitement.

Stades de traitement	Procédé	Nature du processus
Prétraitement	<ul style="list-style-type: none"> • Dégrillage • Dessablage • Dégraissage/Déshuilage (avec ou sans aération) 	Physique Physique Physique
Traitement primaire	<ul style="list-style-type: none"> • Décantation simple • Décantation + floculation 	Physique Physique + chimique
Traitement secondaire	<ul style="list-style-type: none"> • Traitement à bactéries fixées • Boues activées • Lagunage naturel • Lagunage aéré 	Physique + biologique Physique + biologique + chimique Physique + biologique Physique + biologique +chimique

Source : cité par Léger & El Hamouri (1996)

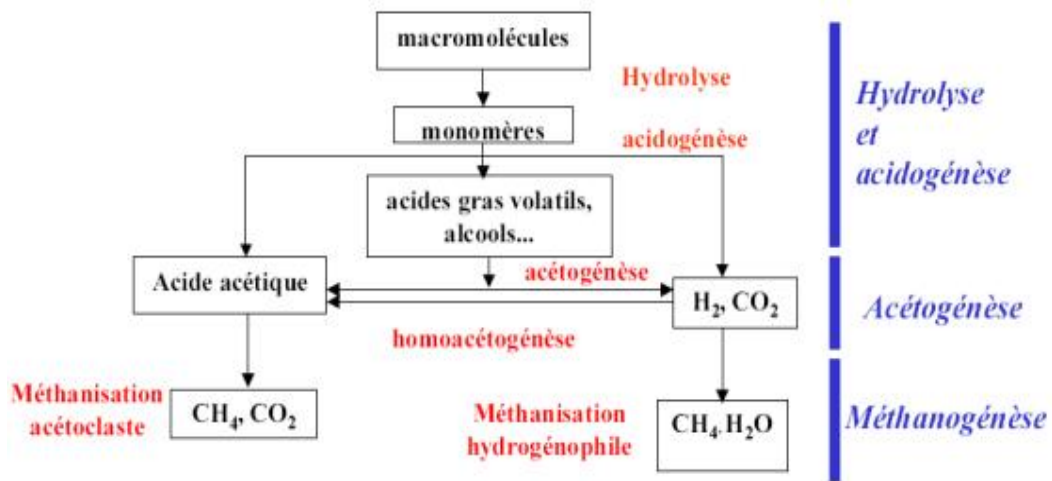
V- Digestion anaérobie

La digestion anaérobie est un procédé biologique de dégradation de la matière organique par une flore microbiologique, qui se déroule en l'absence d'oxygène. Elle s'applique à la plupart des déchets organiques, qu'ils soient d'origine municipale, industrielle ou agricole, solides ou liquides. (Solagro ,2003) la métabolisation anaérobie des matières organiques a lieu aussi dans les milieux naturels et assurées par des bactéries complexes. (Edeline, 1993)

La digestion anaérobie, ou fermentation méthanique, est un processus qui transforme la matière organique en compost, méthane et gaz carbonique par un écosystème microbien complexe fonctionnant en absence d'oxygène. Elle est utilisée afin d'éliminer la pollution organique en consommant peu d'énergie, en produisant peu de boues et en générant une énergie renouvelable. (FREDERIC S, 2005)

Le schéma suivant illustre les étapes de la digestion anaérobie

Figure 3: Etapes de la digestion anaérobie



Ce modèle fait intervenir plusieurs types de micro-organismes classés dans trois phases distinctes :

- les bactéries hydrolytiques et fermentatives (hydrolyse et acidogénèse),
- les bactéries acétogènes (acétogénèse),
- et les bactéries méthanogènes (méthanogénèse).

Ces trois communautés doivent constituer un écosystème équilibré pour que l'essentiel des équivalents réducteurs produits comme déchets au cours de l'anabolisme bactérien se retrouve finalement dans le méthane.

La digestion anaérobie est composée des étapes suivantes :

V-1 Hydrolyse

C'est une dépolymérisation des molécules complexes (protides, hydrates de carbone, lipides) en monomères, L'hydrolyse des protéines est effectuée par des exo enzymes. Les acides aminés résultants sont dégradés chacun selon sa structure. Les principaux produits de cette dégradation sont le NH_3 et le CH_3COOH . L'azote est donc minéralisé sous forme ammoniacale. (Van Haandel & Lettinga, 1994).

Cette étape est réalisée par des groupes d'eubactéries anaérobies strictes et facultatives dont la nature dépend de la composition qualitative et quantitative de l'alimentation. Les principales espèces appartiennent aux genres Clostridium, Bacillus, Ruminococcus, Enterobacterioïdes, Propionibacterium et Butivibrio (FREDERIC S, 2005)

Généralement, la dégradation des divers types de composés organiques mène à la formation d'AGV dont l'acide acétique est le plus abondant (plus de 70%) on trouve néanmoins tout les acides gras depuis C1 jusqu'à C7 avec des proportions divers (Edeline, 1993).

V-2 Acidogénèse

Les composés dissous, produits dans l'étape de l'hydrolyse sont pris dans les cellules des bactéries fermentatives et après l'acidogénèse sont excrétés en tant que composés organiques simples comme AGV, alcool, acide lactique et composés minéraux (CO₂ et H₂ ammoniacale et sulfure d'hydrogène), la plus part de ces bactéries sont anaérobies (Van Haandel & Lettinga, 1994).

V-3 Acétogénèse

Au cours de cette étape nous avons une transformation des corps simples en acide acétique, hydrogène et dioxyde de carbone, par métabolisation bactérienne. (SOLAGRO, 2001).

Elle représente l'activité de trois groupes de bactéries : les homoacétogènes des genres *Clostridium*, *Acetobacterium*, *Butyrivacterium*, *Eubacterium*... , les syntrophes des genres *Syntrophobacter*, *Syntrophus*... et les sulfato-réductrices des genres *Desulfovibrio*, *Desulfobacter*, *Desulfomonas*....

Il est à noter que, lorsque la pression partielle en hydrogène s'élève, cette oxydation est thermodynamiquement impossible (réaction endergonique). Par conséquent, la croissance de la flore acétogène et l'utilisation du substrat dépendent strictement de l'élimination de l'hydrogène du milieu par les microorganismes méthaniques voire les bactéries sulfato-réductrices (en présence de sulfate). Cette association syntrophique avec des bactéries méthanogènes hydrogénophiles permet de rendre les réactions endergoniques. L'oxydation des substrats est seulement possible à des pressions partielles en hydrogène faibles (10⁻⁴ atm.). (FREDERIC S. 2005)

V-4 Méthanogénèse

C'est la formation de méthane soit par dégradation de l'acide acétique (70 % de la production), soit par réduction du CO₂ par l'hydrogène (30 % de la production).

Les bactéries actives de cette dernière étape sont réunies dans un groupe qui leur est propre : celui des Archae. Elles possèdent, en effet, des caractéristiques spécifiques par rapports aux eubactéries et aux eucaryotes, notamment en ce qui concerne leurs coenzymes. Les Archae constituent un des trois statuts de règne primaire, avec les eubactéries et les eucaryotes. (FREDERIC S.2005).

Il est possible de classer les méthanogènes. Ainsi, l'acétate est métabolisé par les bactéries méthanogènes acétoclastes des genres *Methanosaeta* (ou *Methanothrix*) et *Methanosarcina* qui est à l'origine de la plus grande partie du méthane produit dans les réacteurs biologiques de dépollution. Les bactéries méthanogènes hydrogénophiles, comme les espèces des genres *Methanobacterium*, *Methanococcus*, *Methanobrevibacter* utilisent l'hydrogène et le dioxyde de carbone, pour d'autres se sera le méthanol.

VI- Influences des conditions physico-chimiques

La digestion se déroulera dans des bonnes conditions si on parvient à maîtriser la température, pH, l'acidité et la présence de toxiques :

VI-1 La température

L'activité du consortium méthanogène est étroitement liée à la température. Deux plages de températures optimales peuvent être définies : la zone mésophile (autour de 35°C) et la zone thermophile (environ 55-60°C) avec une décroissance de l'activité de part et d'autre de ces températures.

On évalue un optimum pour la digestion anaérobie entre 30 et 40 °C et on peut observer une diminution du taux de digestion d'environ 11% pour une baisse de température de 1°C selon l'expression d'Arrhenius (van Haandel & Lettinga, 1994).

$$r_t = r_{30} \cdot (1.11)^{(t-30)}$$

Avec

t : température en °C

r_t, r_{30} : taux de digestion à la température t et 30°C respectivement.

Le choix de la gamme de température a un effet sur le temps nécessaire à la digestion donc sur la taille du réacteur et sur la quantité nécessaire à la fermentation et sur la sensibilité aux variations de charge. (J.P.BECHAC.P.BOUTIN, 1984)

VI-2 pH du réacteur

Il est liée a la teneur on acides volatils et à l'alcalinité du milieu lié elle-même a la présence de bicarbonates, la flore méthanique se développe d'une manière optimale dans une gamme de pH située entre 6.3 et 7.8 (Brown et Tata, 1986) : celui des bactéries acidifiantes se situe entre 5,5 et 6, les acétogènes préfèrent un pH proche de la neutralité tandis que les méthanogènes ont une activité maximale dans une gamme de pH comprise entre 6 et 8. Toutefois, la méthanisation peut se produire dans des milieux légèrement acides ou alcalins. (Van Haandel & Lettinga, 1994).le méthane cesse de se produire si le pH dépasse 9. (Verrier et al.1984)

VI-3 Besoins nutritionnels

Comme tout micro-organisme, chaque bactérie constituant la flore méthanogène demande un apport suffisant de macroéléments (C, N, P, S) et d'oligo-éléments pour sa croissance.

Pour les bactéries méthanogènes, le milieu de culture doit avoir des teneurs en carbone (exprimée en DCO), en azote et en phosphore au moins dans la proportion 100/1,25/0,17 (Speece, 1996)

Certains oligo-éléments sont nécessaires à la croissance des bactéries. Il s'agit plus particulièrement du nickel, du fer et du cobalt. En effet, ce sont des constituants de coenzymes et de protéines impliquées dans leur métabolisme (Lettinga et al.1985)

Ces nutriments sont abondamment disponibles dans les eaux usées domestiques (van Haandel & Lettinga, 1994).

VI-4 Les toxiques ou inhibiteurs de digestion

La présence de ces substances et d'autant plus grave dans les traitements biologiques aérobies à cause du faible taux de croissance des bactéries méthanogènes (J.P.Bechac.P.Boutin, 1984).

Les composés qui peuvent exercer un effet toxique sur la population bactérienne sont généralement en faibles concentrations voire absents dans les eaux usées domestiques (van Haandel & Lettinga, 1994). Les composés potentiellement toxiques qui peuvent exister dans ces eaux sont O_2 et H_2S . Peu d'oxygène peut être introduit dans le système de distribution de l'influent, mais peut être utilisé pour le métabolisme d'oxydation dans l'acidogénèse.

Les détergent anioniques même biodégradables se dégradent peu ou pas en milieu anaérobie ils s'accumulent peu à peu dans le digesteur et deviennent inhibiteurs dès que la concentration atteint ou dépasse 2% du poids sec des boues en digestion (Edeline, 1993).

Speece et Parkin 1983 parlent d'effet bactériostatique donc réversible, plutôt que de toxicité entraînant la perte de la biomasse, une absence de production de gaz pendant 20 j ne signifie pas la mort de la biomasse, par exemple, une adaptation est possible à 5g/l N NH_4 et un blocage par 10g/l et plus de N NH_4 reste rapidement réversible et de même pour le sulfure qui est inhibiteur dès 35 à 50 mg/l mais auquel on peut s'adapter jusqu'à 400 mg/l et dont l'effet est réversible jusqu'à 2g/l (Edeline, 1993).

VI-5 Potentiel redox :

Le potentiel d'un milieu anaérobie se situe généralement vers -290 mV, il faut donc prendre toute les précautions pour que l'air ne rentre pas dans l'ouvrage, l'eau à traiter en contient un petite quantité mais, les bactéries fermentatives les consomment rapidement (Edeline, 1983).

VII- Le traitement anaérobie a haut rendement

VII-1 Procédés de traitement

Le traitement anaérobie à haut rendement des eaux résiduaires a connu un énorme succès durant ces deux dernières décennies (Mangel et al. 1979).

La réussite du traitement anaérobie à haut rendement est due essentiellement à la distinction entre le temps de rétention hydraulique (TRH) de l'influent : temps de séjour des eaux usées et le temps de rétention des solides (TRS) temps de séjours de la

biomasse, le haut rendement est obtenue par l'application d'un TRH court couplé à un TRS relativement lent (Hulshoff Pol et al ,1998).

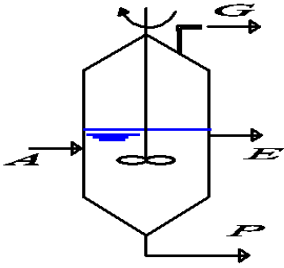
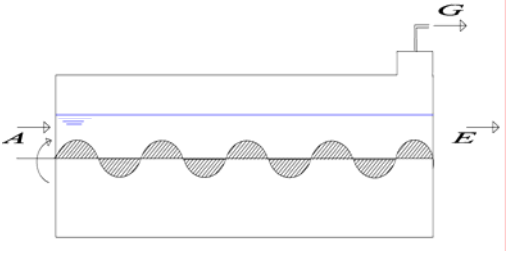
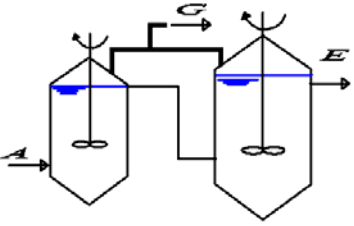
Les systèmes anaérobies à haut rendement sont caractérisés par leur importante capacité de rétention des boues. Deux approches sont appliquées pour la rétention des boues : l'immobilisation des boues à travers la fixation sur un support (réacteur à biomasse fixe) ou la séparation liquide/solide (réacteur à biomasse en suspension).

Les procédés de traitement biologique sont comme les traitements aérobie, des procédés à culture libre ou à culture fixée :

○ **Systèmes a culture libre**

Le tableau ci-dessous présente les principaux réacteurs anaérobies à haut rendement :

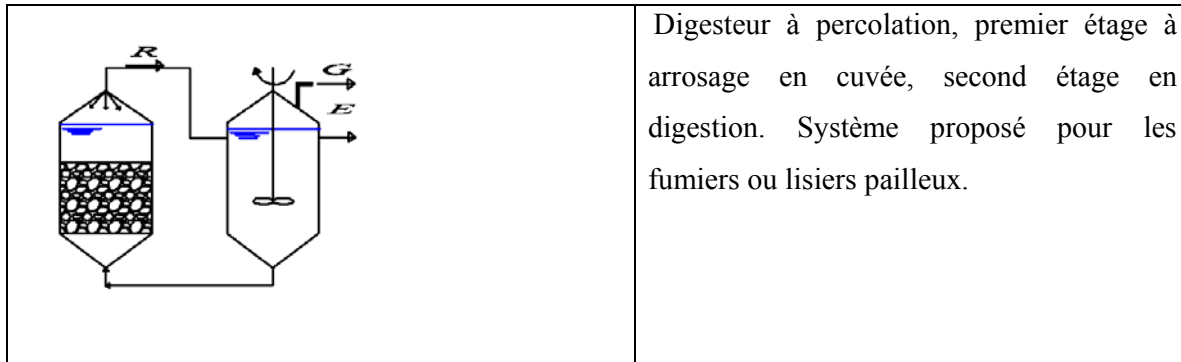
A : affluent ; E : effluent ; G : Gaz ; R : recyclage ; P : purge

	<p>Digesteur infiniment mélangé à simple passage, continu, discontinu ou en cuvée.</p>
	<p>Digesteur à écoulement piston agité manuellement de façon discontinue. Convient pour de petites installations agricoles.</p>
	<p>Digesteur a séparation de phases, premier étage pour hydrolyse et acidification rapide, second étage : méthanisation. le volume total est inférieur à celui du digesteur unique correspondant</p>

	<p>Boues activées anaérobies avec séparation de phase et recyclage de la biomasse, pour éviter le dégagement du gaz dans le décanteur, on refroidit la liqueur mixte dans un échangeur, et les calories ainsi récupérées servent à réchauffer A ou R</p>
--	--

○ **Systèmes à culture fixe**

	<p>Lit bactérien anaérobie, à écoulement ascensionnel, recyclage facultatif, biomasse fixée sur support en vrac ou en modules.</p>
	<p>Lit de boues ascensionnel (= UASB) biomasse en bioflocs ou en granules. La formation des granules, homogènes et denses, est très souhaitable mais n'est guère maîtrisable,</p>
	<p>Lit fluidisé, (AFBR) à biomasse fixée sur support granulaire (sable, charbon actif, hydroanthracite, ...), La tour de fluidisation peut avoir jusqu'à 25 m de haut. Le système admet des charges extrêmement élevées parfois supérieures à 10 kg DCO/m³.j, d'eaux riches en substrat dégradables et solubles.</p>



(Source Edline, 1983)

Figure 4: Principaux Réacteurs anaérobies à haut rendement

VII-2 Avantages de la digestion anaérobie :

On peut résumer les avantages de la digestion anaérobie par rapport à l'aérobie dans ce qui suit :

- Demande en énergie très faible, 10 fois moins par rapport au traitement aérobie (Cocconier, 1990)
- Production d'énergie renouvelable : 21 m³ de méthane pour 100Kg de DCO (Van Lier, 2004)
- Faible production des boues (0,05 – 0,15 Kg MSV/Kg DCO contre 0,2 – 0,3 Kg MSV/Kg DCO pour l'aérobie (van Haandel et Lettinga, 1994).
- l'activité de la biomasse se conserve même en cas d'arrêt prolongé de l'alimentation (Cocconier, 1990)
- Faible demande en nutriment et faible occupation de l'espace (Tielbaard, 1992).

VIII- La Décantation

VIII-1 Principe de la décantation

Il s'agit d'un processus de séparation solide liquide basé sur la pesanteur (Edeline, 1996) Les particules en suspension, dont la densité est supérieure à celle de l'eau, sédimentent sous l'influence de leur propre poids et s'accumulent au fond de l'ouvrage, d'où on les extrait périodiquement. L'eau décantée est collectée en surface elle est dite

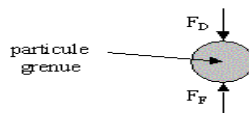
clarifiée. Le moteur de cette séparation est donc la gravité. La décantation est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les stations d'épuration et de traitement des eaux.

On distingue deux types de décantation (Degremont 1978) :

- décantation des particules grenues
- décantation des particules floculantes

VIII-1-1 Décantation des particules grenues

Ce type de décantation est caractérisé par le fait que les particules conservent leurs propriétés physiques initiales : forme, dimension et densité. La vitesse de chute de la particule est indépendante de la concentration en solides, et augmente jusqu'à ce que la force de décantation (poids) s'équilibre avec les forces de frottement : la vitesse de sédimentation est donc constante. L'écoulement doit être laminaire sans turbulences, ni courants. Le principe est que les particules atteignent le fond du décanteur avant de sortir. On peut alors schématiser cette décantation comme suit :



F_f = force de frottement = résistance de l'eau (dépend de sa viscosité)

F_d = force de décantation due à la pesanteur (dépend de la densité de la particule)

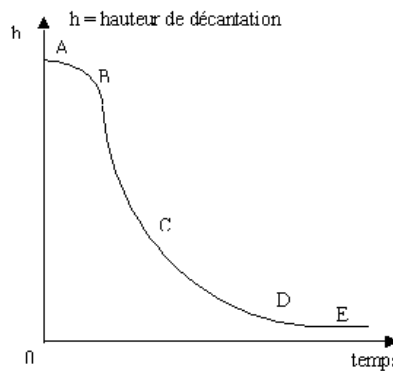
Si $F_f > F_d$ on aura une flottation

Si $F_f < F_d$ on aura une décantation

VIII-1-2 Décantation des particules floculantes

Durant la décantation, les particules s'agglomèrent à un certain rythme formant ainsi des particules de dimension et de densité qui augmentent. La vitesse de chute de la particule varie au cours de la décantation et ne dépend que de la concentration locale en particules (hypothèse de Kynch)(Kynch,1952). Ces phénomènes sont représentés

par la courbe de Kynch : évolution de la vitesse de sédimentation en fonction du temps.



**Figure 5 : (Kynch 1952) courbe de Kynch
D'après Degrémont (1978)**

AB = phase de coalescence : séparation particules /eau plus ou moins nette

BC = augmentation constante de la vitesse de chute de la particule en fonction du temps

CD = ralentissement progressif de la vitesse de chute de la particule : les particules se gênent

DE = décantation fortement freinée : décantation en flux piston

VIII-2 Procédés de décantation

Dans une station d'épuration, la phase de décantation a lieu en continu. Les ouvrages sont alimentés par un flux d'eau constant qui entre et qui sort de l'ouvrage tout en permettant la décantation des solides.

Pour avoir une bonne qualité d'eau décantée, une sédimentation efficace et un épaissement correct des boues, différentes zones horizontales de l'ouvrage de décantation sont déterminées (Gaid, 1993): zone d'eau claire, zone de sédimentation et zone d'épaissement. La zone d'eau claire est comprise entre 0,5 et 1 m de haut, la zone de sédimentation entre 1,5 et 2,5 m et enfin la zone d'épaissement entre 0,5 et 1,5 m.

FITCH (1979) décrit trois régimes de sédimentation dont les facteurs sont la concentration en solide et la tendance des particules à la cohésion, ces régimes de sédimentation apparaissent dans les tests en éprouvette et l'on peut aisément distinguer leurs effets sur la vitesse de décantation enregistrée sur les courbes $h = f(t)$. Dans les

décanteurs en épaisseur continue il s'établit également une stratification due à ces différents types de sédimentation (ANDERSON 1981, FITCH, 1979).

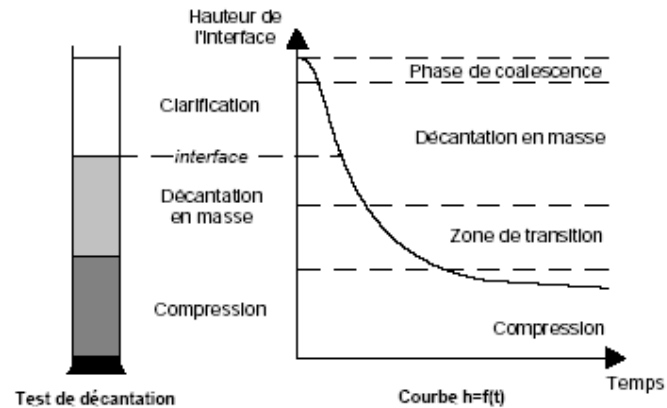


Figure 6: Régimes de sédimentation lors d'un test en éprouvette

(Adapté d'ANDERSON, 1981)

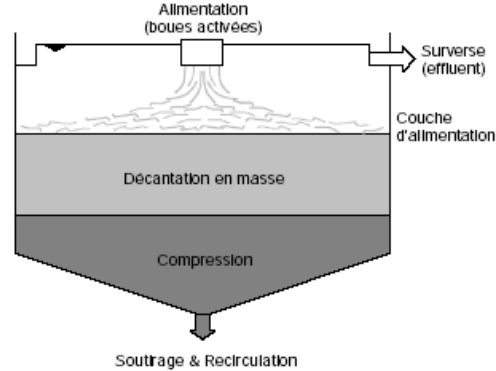


Figure 7: Stratification de la sédimentation dans un décanteur

(Adapté d'ANDERSON, 1981 et FITCH, 1979).

Tableau 3 : Récapitulation des caractéristiques des décanteurs rectangulaire et circulaire

(CHOUIKH, 2003 pris de l'ONEP)

	Rectangulaire	Circulaire
Dimensions	<ul style="list-style-type: none"> • Pente radier : 1% • Longueur / largeur : 3 - 6 • Profondeur : 2.5 - 4 m 	<ul style="list-style-type: none"> • Pente radier : 4 - 10 % • Rayon : 6 - 8 • Profondeur : 2 - 3.5
Ouvrage d'entrées	Canal répartiteur + fentes rectangulaire	Conduite entrée sous le radier
Ouvrage de sortie	Goulot + déversoir rectangulaire	Goulot + déversoir triangulaire
Collecte de boues	Fosse a boue a l'aplomb de	Fosse centrale

	l'arrivée des eaux brutes	
Système de raclage	Pont racleur ou chaîne sans fin immergée fonctionnant de l'amont vers l'aval	<ul style="list-style-type: none"> • Pont radial a écoulement périphérique
Système d'écumage	Ecumes collecté en amont du déversoir fonctionnant de l'amont vers l'aval	
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> • Implantation plus ramassée • Encombrement réduit 	<ul style="list-style-type: none"> • s'adapte bien au genre de terrain incliné • Pas de zones mortes • Hydraulicité uniforme
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> • Moins bonne hydraulicité • Exploitation coûteuse 	Encombrement augmenté

IX- Filtration

IX-1 Définition

La filtration consiste à faire passer une eau chargée en éléments solides en suspension à travers un milieu poreux qui retient, en surface ou en profondeur, les éléments solides et laisse passer le filtrat plus ou moins clair. (Desjardins, 1990).

La masse filtrante est constituée de matériau uniforme ou de matériau multicouche (plusieurs granulométries et densités) pour accroître la capacité de rétention du filtre. La taille des particules en suspension retenues est en général nettement inférieure à celle des pores du filtre du fait d'une filtration complémentaire à travers la masse de matières en suspension retenues. (P GILLES,2005).

L'accumulation des matières retenues dans le filtre entraîne son colmatage, des lavages doivent être effectués. Ils sont généralement réalisés périodiquement en fonction du degré de colmatage du filtre. Le fonctionnement du filtre est alors discontinu avec alternance de périodes de filtration et de périodes de lavage.

IX-2 Mécanismes de filtration

Suivant les caractéristiques des particules à retenir et du matériau filtrant mis en œuvre, peuvent intervenir l'un ou plusieurs des trois mécanismes principaux suivants :

mécanisme de dépôt, mécanisme de fixation et mécanisme de détachement.
(Degremont t, 1978)

IX-2-1 Mécanisme de dépôt.

Ils sont essentiellement de deux nature :

Tamissage mécanique : il s'agit de rétention des particules plus grosses que la maille du filtre ou que celle des éléments déjà déposés formant eux-mêmes un matériau filtrant.

Ce phénomène intervient d'autant que la maille du matériau filtrant est plus fine : il est de peu d'importance pour un lit filtrant composé de matériau relativement grossier, par contre il est prépondérant dans une filtration sur support à maille fine (Degremont, 1978)

Dépôt sur le matériau filtrant : la particule en suspension suit dans le liquide une ligne de courant ; sa taille comparée a celle des pores, pourrait lui permettre de traverser le matériau filtrant sans être arrêté. Différents phénomène entraînent cependant un changement de trajectoire et le contact avec le matériau.

On distingue :

- L'interception directe ;
- La diffusion par mouvement brownien ;
- La traction par les forces de van der waals ;
- L'inertie de la particule ;
- La décantation : par leur poids les matériaux peuvent se déposer sur le matériau filtrant
- Le mouvement giratoire sous l'action des forces hydrodynamiques ;
- La coagulation due à l'action des diastases (cas des membranes biologique des filtres lents)

Les différents mécanismes de dépôt se rencontrent principalement en profondeur.

IX-2-2 Mécanisme de fixation

La fixation des particules à la surface du matériau filtrant est favorisée par une faible vitesse d'écoulement, la fixation est due à des forces d'origine physique (coincement, cohésion...) et a des forces d'adsorption, principalement les forces de van der waals.

IX-2-3 Mécanismes de détachement.

Sous l'action des mécanismes précédents, il se produit une diminution de l'espace entre les parois du matériau recouverte de particules déjà déposées. Il y a alors augmentation de la vitesse ce qui peut provoquer un passage de l'état d'écoulement laminaire à l'écoulement turbulent. Les dépôts déjà retenus peuvent se détacher partiellement et être entraînés plus avant dans le matériau filtrant.

Pour les eaux résiduaires elle est généralement utilisée comme traitement tertiaire (Degremont, 1978),

On distingue aussi deux types de filtration :

-la filtration classique

- la filtration biologique

La filtration classique : dans laquelle on ne cherche que l'élimination par voie physique de la pollution. Par ce type de traitement, qui assure l'amélioration limitée d'un effluent issu d'une épuration biologique on peut répondre à des normes de rejet de 20 mg/l en DBO₅ et 20 mg /l en MES (Degremont, 1978)

L'addition d'une étape de filtration s'avère généralement moins coûteuse que le surdimensionnement de l'épuration biologique, lorsqu'on cherche une élimination des MES, la filtration se fait sur lit de sable homogène, de taille effective entre 1 et 2 mm à une vitesse de 10m/h et plus le lavage est assuré par insufflation d'air et retour d'eau.

La filtration biologique : dans laquelle on superpose à l'élimination par voie physico-chimique une élimination biologique aux fins d'abattement complémentaire de la DBO₅.

On utilise dans ce cas un matériau de remplissage présentant une porosité ouverte favorable à l'accrochage et au développement d'un film bactérien. (Huisman & W.E. Wood 1974)

Une aération est pratiquée avant filtration, de manière à favoriser l'activité bactérienne. Les vitesses utilisées sont de l'ordre de 8 à 12 m/h pour des taux d'élimination de MES de 80% et de DBO supérieur à 60%.

Chapitre II

Matériel et Méthodes

I- Présentation de la STEP de l'IAV

La station de l'IAV Hassan II combine deux systèmes de traitement à haut rendement des réacteurs anaérobies et un chenal algale à haut Rendement (RACHAHR) mise en fonctionnement en décembre 1996 pour épurer et réutiliser les rejets du campus et celles du club sportif et culturel de l'agriculture (ACSA) La station a une capacité de 1500 équivalents habitants et reçoit un débit journalier de 60 m³

II-1 Réacteur anaérobie a flux ascendant à deux étapes (RAFADE)

Le prétraitement est assuré par des réacteurs anaérobies a haut rendement ,un décanteur et un filtre a gravier, les autres unités placées derrière ces unités sont appelées post traitement c'est l'équivalent du traitement tertiaire ; nous avons deux filières chacune est constituée de deux réacteurs placés en série (R1 & R2)

Tableau 4: Caractéristiques du RAFADE

Paramètre	Unité	Réacteur R1	Réacteur R2
Hauteur	m	5,30	5,00
Diamètre	m	3,0	3,0
Volume utile	m ³	33	31

Le RAFADE est muni d'un système de collecte de biogaz, il s'agit de coupoles fabriquées en polyester résistant aux acides, la base de ces couvercles est insérée dans un chenal entourant les réacteurs et empêchant de ce fait l'émanation des mauvaises odeurs. (ElHamouri. 2005).

II-2 Décanteur :

La station comporte deux décanteurs, un décanteur D1 lié au RAFADE de droite et un autre D2 lié a celui du gauche, ils servent pour piéger les MES contenus dans l'effluent des réacteurs ils sont de type longitudinal, D2 :4m de longueur, 1m de large et 1,78m de profondeur moyenne, D1 :1m de largeur ,2m de profondeur ,2 m de longueur. . Les décanteurs ont été couverts pour empêcher l'émanation des mauvaises odeurs.

Les boues piégées dans les décanteurs sont évacuées quotidiennement vers les lits de séchage.

Le décanteur reçoit un débit de 30m³/j, il a une largeur de 1m et un longueur de 4m, la charge superficielle qu'il reçoit est de 0.62m/h pour le débit de pointe, cette valeur de la vitesse de Hazen reste dans la gamme des valeurs recommandées dans la littérature. (Vmax=0.7 m/h).

II-3 Lits de séchage

Les lits de séchage ont une forme rectangulaire ayant chacun 2m de long et 0.8 m de large. Les lits sont remplis d'une première couche de gravier de 0,2m et une deuxième de sable de 0,4 m et sont équipés d'un système de drainage de l'eau filtrée. La charge moyenne appliquée est 2 kg MES/m²/j.

II-3 Filtre à gravier

Ce filtre comporte deux unités en série: la première à écoulement horizontal (EH) et la seconde à écoulement vertical (EV). Le filtre consiste en un bassin de forme rectangulaire. Les dimensions des deux unités sont représentées dans la figure:

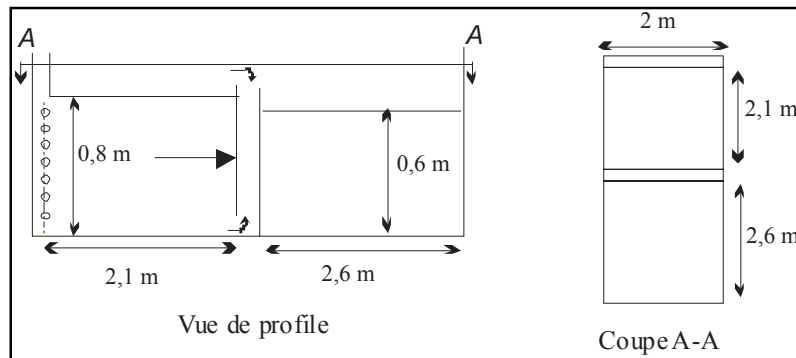


Figure 9: Composantes du filtre à gravier

La charge hydraulique moyenne appliquée au filtre horizontal et vertical est 5,2 m/j.

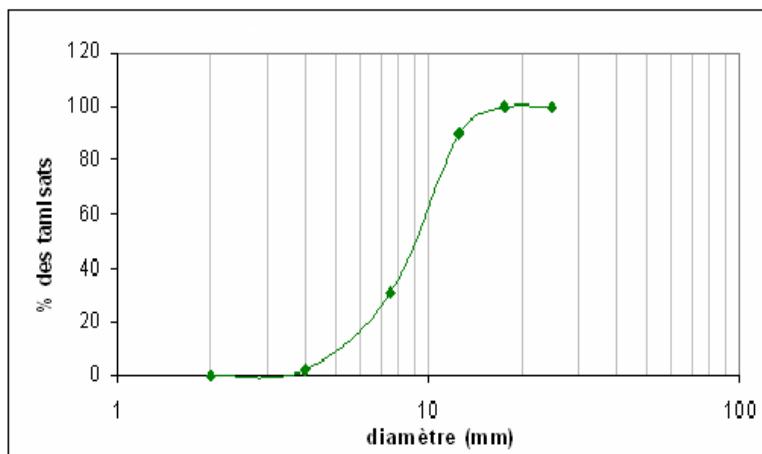


Figure 10: Courbe granulométrique du FFH (Maadane, 2005)

- Le diamètre effectif (D_e) est égal à 5,5 mm,
- Le coefficient d'uniformité (DU) (d_{60}/d_{10}) est de 1.61.

- Porosité qui égale à 47%.
- Conductivité hydraulique $K = 5,79$ cm/s

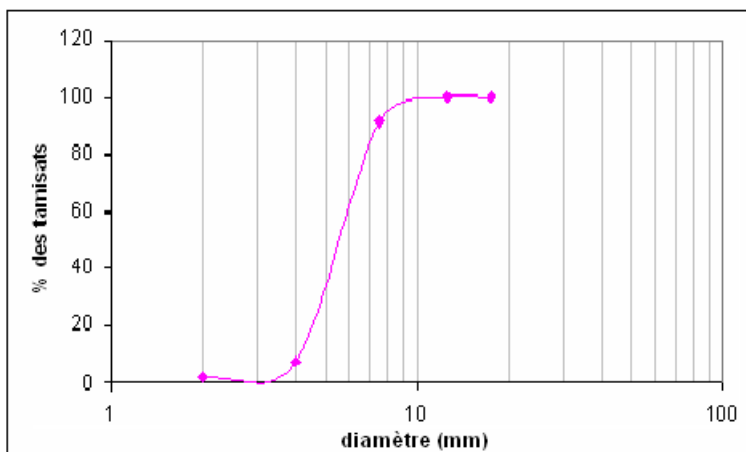


Figure 11: Courbe granulométrique du FFV (Maadane ,2005)

- Coefficient d'Uniformité $CU = 1.5$
- Diamètre effectif $De = 4$ mm.
- Porosité : égale à 47.4 %.
- Conductivité hydraulique : $K = 1,83$ cm/s.

L'objectif principal de ce suivi, dans le cadre de cette étude, est d'une part, tester les performances d'épuration des réacteurs anaérobies installés à l'IAV Hassan II, d'autre part évaluer les performances des autres composantes de l'unité de prétraitement situés en aval des réacteurs à savoir le décanteur et le filtre à gravier.

II- Différences entre les deux filières du RAFADE

La station de l'IAV Hassan II comprend deux séries de RAFADE en parallèle

Afin d'assurer une distribution homogène de l'influent et une bonne collecte de l'effluent au sein du RAFADE, des changements du nombre et de la disposition des points d'entrée et de sortie de l'eau ont été effectués au mois de Décembre 2004 au niveau de la série gauche du RAFADE. L'objectif de ces changements était l'amélioration du type d'écoulement hydraulique au sein des Réacteurs et améliorer le contact : biomasse-effluent ; les modifications consistaient à multiplier le nombre d'entrées de l'influent dans le réacteur, ce qui se traduit par une réduction du rapport

de distribution: nombre d'entrée par surface du réacteur (R_d), ce rapport est passé d'un R_d de $1/3\text{m}^2$ (C'est-à-dire une entrée par 3m^2 de surface du réacteur) à $1/\text{m}^2$ (une entrée par 1m^2 de superficie du réacteur). Les réacteur de la seconde filière sont laissés tels quels pour comparaison.

Pour faciliter la compréhension aux lecteurs, nous allons adopter la désignation suivante : les réacteurs modifiés par R ($1/\text{m}^2$) et ceux non modifiés par R ($1/3\text{m}^2$) en référence à la superficie occupée par entrée (R_d) dans chaque cas.

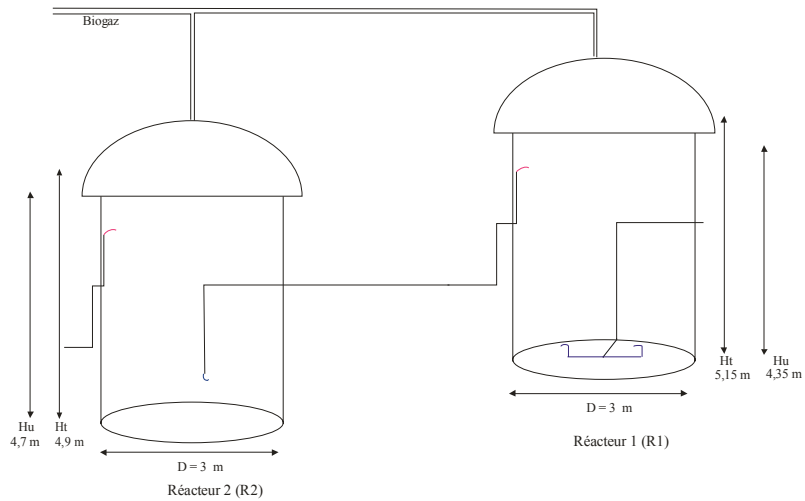


Figure 12: Dispositif de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent du RAFADE avant modification. RAFADE ($1/3\text{m}^2$)

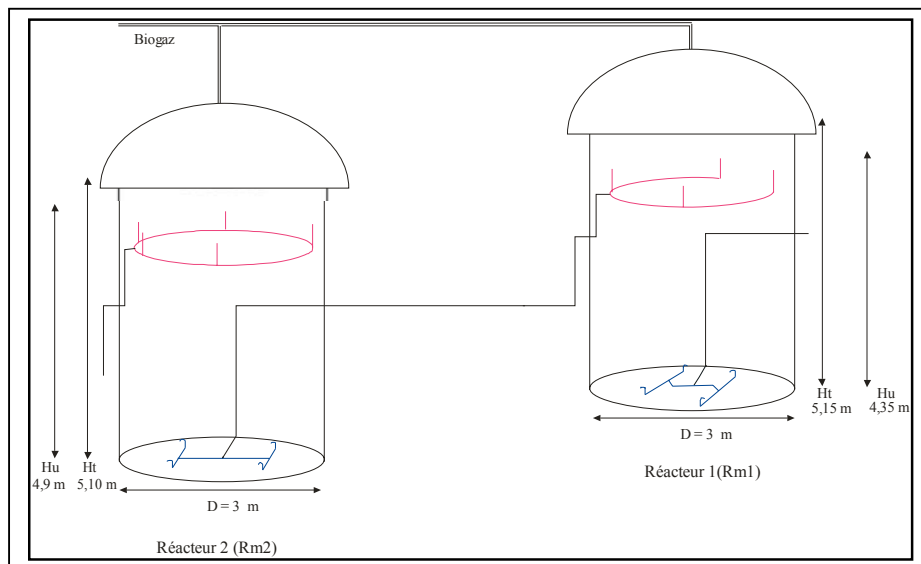


Figure 13: Dispositif de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent du RAFADE modifié R ($1/\text{m}^2$)

Après ces changements le RAFADE nécessite une période d'adaptation, cette période est considérée finie quand les performances du système deviennent stables et ne

montrent plus de variations significatives dues aux perturbations, au vidange et au contact des bactéries avec l'air au moment des travaux de modification. C'est une étape cruciale dans le fonctionnement de la digestion anaérobie.

La période d'adaptation peut tenir jusqu'à 5 mois pour des réacteurs anaérobies, La période entre les changements effectués sur les RAFADE et le suivi que nous avons accompli est d'une année, on peut donc s'appuyer sur ces résultats pour discerner une éventuelle amélioration dans le rendement épuratoire du RAFADE due à la réduction de la surface occupée par entrée.

III- Echantillonnage et mesures in situ

Afin d'établir une caractérisation complète des eaux usées de L'IAV Hassan II, avant et après traitement pour évaluer les performances de chaque composante du prétraitement, une série de campagnes de mesure a été effectuée.

III-1 Méthodes de mesure des paramètres physico-chimiques

La technique d'échantillonnage adoptée pour la caractérisation totale des eaux usées est l'échantillon composite ainsi que des échantillons ponctuelles.

- a) **Echantillonnage composite** : qui consiste à prélever 1l d'eau toute les deux heures de 8 h à 20h à l'entrée et à la sortie des réacteurs. Les échantillons prélevés sont mélangés, homogénéisés puis utilisés pour la confection d'un échantillon composite d'un litre.

Les échantillons composites effectués sont analysés pour déterminer les paramètres suivants : DCO, DBO5, MST, MVT, MES, MVS, Pt, P-PO₄, NTK, N-NH⁴⁺.

- b) **Echantillon ponctuel** : qui consiste à prélever 1l d'eau à la même heure, chaque jour, à la sortie et l'entrée des réacteurs, pour faire les mesures de pH, température, conductivité et les matières décantables.

III-3 Méthodes d'analyse

Les analyses sont effectuées selon « standard Methods (APHA, 1985)

Matières décantables (MD) : déterminées par analyse volumique. Le volume des matières sédimentables est défini après deux heures de décantation d'un litre d'échantillon dans un cône d'Imhoff.

Matières en suspension (MES): déterminées par filtration de l'échantillon puis séchage des filtres à l'étuve à 100°C jusqu'à évaporation de l'eau et obtention d'un poids constant puis pesés.

Matières en suspension volatiles (MSV) : C'est la fraction organique des MES. Après détermination des MES, l'échantillon est incinéré dans un four à mouffles pendant 2 heures à 530 °C puis pesé. MSV est la différence de poids avant et après incinération

Matière sèche totale (MST) : un échantillon de 50 ml est versé dans un creuset de porcelaine taré puis séché dans une étuve pendant 24 heures à 105°C, l'échantillon est refroidi dans un dessiccateur puis pesé. Le surpoids du creuset vide représente ainsi la MST.

Matière volatile totale (MVT) : Le même échantillon utilisé dans la détermination de la MST est incinéré dans un four pendant 2 heures à 530°C, puis pesé. La différence entre le poids du creuset avant et après incinération révèle la MVT

Demande chimique en oxygène (DCO): est la mesure de la quantité de matières carbonées oxydables par voie chimique avec un oxydant puissant en milieu acide (le dichromate de potassium $K_2Cr_2O_7^{2-}$). La matière organique réduit l'ion de dichromate en ion chromique qui a une couleur verte. L'excès du dichromate est dosé par le sulfate de fer et d'ammonium (sel de Mohr).

Demande biochimique en oxygène (DBO₅) : Elle renseigne sur la fraction biodégradable de la fraction organique contenue dans un échantillon. Les flacons à bouchon rôdé remplis d'eau de dilution avec l'échantillon sont incubés dans une enceinte à $20 \pm 1^\circ C$ et à l'obscurité pendant 5 jours. La concentration en oxygène avant et après incubation est déterminée à l'aide d'une électrode à oxygène munie d'un agitateur.

Azote ammoniacal (N-NH₄⁺) Cette opération a pour but de transformer la forme ammonium en forme ammoniacale qui est par la suite piégée par une solution d'acide borique. La quantité d'acide borique qui a réagi, est titrée par une solution d'acide.

Azote total kjeldhal (NTK): Cette méthode consiste à déterminer l'azote ammoniacal avec la technique décrite ci-dessus sur un échantillon préalablement minéralisé en milieu acide en présence d'un catalyseur en utilisant un digesteur type Velp scientifica.

Ortho phosphates (P-PO₄³⁻) : déterminés par la méthode colorimétrique reposant sur la formation d'un complexe phosphomolybdique avec le molybdate d'ammonium. Ce complexe réduit par l'acide ascorbique développe une coloration bleue susceptible d'un dosage colorimétrique à 720 nm.

Dénombrement des coliformes fécaux

Le dénombrement des coliformes fécaux (CF) est réalisé en milieu liquide selon la technique du NPP. Le lauryl sulfate broth est utilisé comme milieu présumptif, (incubation à 36°C pendant 24 à 48 heures) et le Bouillon lactosé bilié au vert brillant (BLBVB) comme milieu de confirmation (incubation à 42°C pendant 24 heures).

III-4 Efficience d'un système

L'efficience d'un système de traitement dans l'élimination d'un paramètre de pollution est définie comme le rapport de la différence entre les concentrations à l'entrée et à la sortie du réacteur et de la concentration à l'entrée. Cette efficience est exprimée en % :

$$A = \frac{C_i - C_e}{C_i} \times 100$$

Où A : taux d'abattement de l'élément S

C_i : la concentration à l'entrée

C_e : la concentration à la sorti

III-4 Test de comparaison des moyennes

Ce test est appelé test de **Student- Fisher**, Les échantillons sont associés par paire dans ce cas les couples de variables sont constitués par les taux d'abattements obtenus par les deux filières pour un même échantillon composite. L'association par paires permet d'augmenter la précision de la comparaison. Nous avons choisi un risque de première espèce $\alpha = 5\%$, c'est le risque de conclure faussement à l'existence de différence significative et qui n'est en fait que le fait du hasard. On pose une hypothèse nulle qui suppose l'égalité des deux variables (taux d'abatement) et on cherche à confirmer ou à rejeter cette hypothèse selon la probabilité obtenue (t_{obs}).

$$t_{obs} = \frac{|m_1 - m_2|}{\sqrt{\frac{SCE_1 + SCE_2}{n(n-1)}}}$$

Où m_i : moyenne du paramètre i ; SCE_i : somme des carrés des écarts du paramètre i ,
 n : effectif des échantillons.

Les Conditions d'application du teste sont :

- Les deux populations doivent être normales
- Les deux échantillons doivent avoir le même écart-type

La première condition est vérifiée puisque nous avons une dispersion des valeurs des paramètres autour d'une moyenne déterminée, par contre pour la seconde nous avons une légère différence entre les écart-types, toutefois puisque les effectifs des échantillons sont égaux les résultats du test restent fiables.

Chapitre III

Résultats et discussion

I- Caractéristiques de l'influent brut de la STEP de l'IAV Hassan II :

La détermination des paramètres physico-chimiques a été effectuée à partir des campagnes d'analyses allant de 20/01/2006 à 25/04/2006. ces trois mois ont surtout couvert la période la plus froide de l'année soit la plus défavorable.

I-1 Variation horaire du débit

Le suivi du volume d'eau usée reçu par la STEP pendant deux jours a permis d'apprécier le volume quotidien moyen à $59 \text{ m}^3/\text{j}$, ce débit présente une période de pics entre 11h et 13h, avec un débit de pointe de $5 \text{ m}^3/\text{h}$. cette valeur de débit avoisine celle trouvée dans les suivis précédents (Serhane, 2005), L'alimentation de la station s'effectue par bâchée à l'aide d'un système de pompage automatisé.

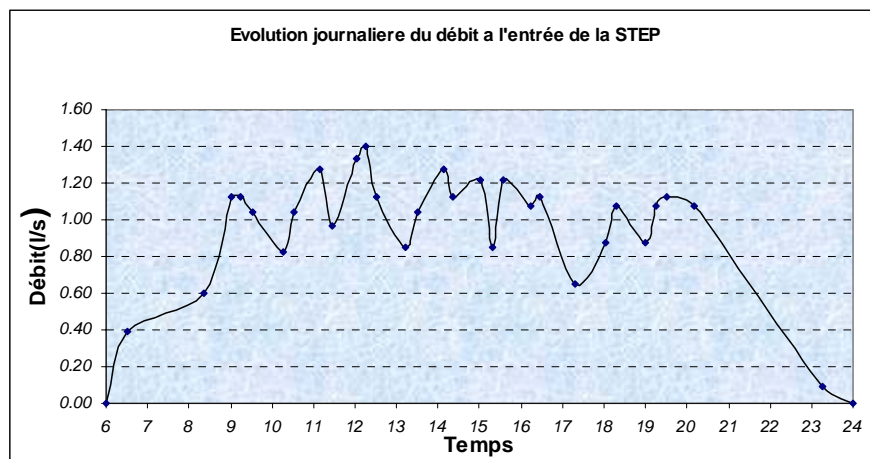
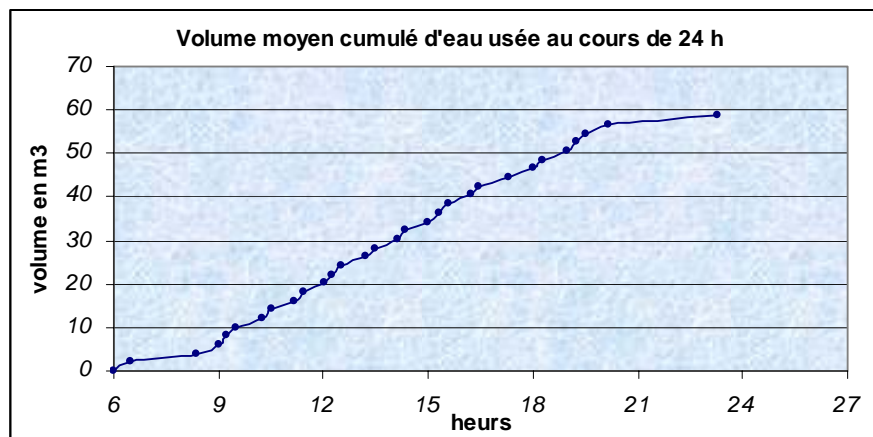


Figure 14:
Evolution
journalière
débit



du

Figure 15: Evolution du débit cumulé

I-1 Paramètres physico-chimiques

Le tableau ci-dessus reprend les valeurs moyennes des paramètres de pollution des eaux usées brutes de l'IAV Hassan II.

Tableau 5 : Principales caractéristiques physico-chimiques des eaux usées brutes de l'IAV Hassan II.

Paramètre	Unité	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart-types
pH	-	6.65	7	6.97	0,24
T°	°C	18	23	20,8	1,2
CE	µs/cm	952	1600	1076	125
DCO	mg/l	970	1632	1276	160
DBO ₅	mg/l	377	756	586	63
MST	mg/l	936	1932	1407	130
MVT	mg/l	698	1300	872	65
MES	mg/l	274	782	422	164
MVS	mg/l	214	670	338	84
NTK	mg/l	43	96	74	15
N-NH ₄	mg/l	40	84	61	17
Pt	mg/l	5	7.71	6.57	4

MD : matières décantables ; MST : matière sèche totale ; MVT : matière volatile totale ; MES : matières en suspension ; MVS : matières en suspension volatiles ; CE : conductivité électrique ; DCO : demande chimique en oxygène ; DBO₅ : demande biochimique en oxygène ; NTK : azote total Kjeldahl ; N-NH₄⁺ : azote ammoniacal, Pt : phosphore total ;

Les eaux usées de l'IAV Hassan II présentent un pH proche de la neutralité, avec une valeur moyenne de 6.97, ceci constitue une condition propice pour la digestion puisque La plupart des processus de conversion anaérobies opèrent à un pH proche de la neutralité, le risque de toxicité observée à faible pH qui est associée à la présence des AGV est donc minime.

La pollution carbonée (DBO et DCO) des eaux a l'entrée de la STEP présente des valeurs chargées par rapport aux moyens à l'échelle nationale (928 mg/l de DCO et 353 de DBO₅) (ONEP ; 1998). Et par rapport aux valeurs rapportées par les années précédentes (Serhane 2005), ceci est due aux modifications qui ont été opérées sur le Bassin de dissipation au mois de Mars, ce dernier jouait le rôle d'un décanteur à l'entrée et débarrassait l'eau d'une fraction de la charge polluante.

En terme de charge organique, Nous avons un rapport DCO/DBO₅ de 2.14, cette valeur traduit le caractère biodégradable des eaux, la fraction non biodégradable est estimée à 28%.

Une teneur en MES de 422 coïncide exactement avec la moyenne à l'échelle nationale (400mg/l).

Le rapport C/N/P est de 100/12.6/1.12 pour les eaux de l'IAV, ce rapport avoisine le rapport minimum exigé pour un milieu équilibré qui est de 100/10/1.

Conformément à la classification des eaux domestiques de Metcalf & Eddy, 1991, ces eaux sont moyennement à fortement chargées. Cette classification considère une eau usée domestique relativement chargée avec une DCO de 1000mg/l, une DBO₅ de 400 mg/l et une MES de 350 mg/l.

II- Performances d'épuration du RAFADE en fonction du rapport de distribution de l'influent.

II-1 Température :

La température à l'intérieur du RAFADE a été suivie pendant le mois le plus froid de l'année (janvier) pour une durée de 24h par l'installation d'un data logger, il ressort qu'elle varie très peu entre le jour et la nuit dans les réacteurs, une différence de température ne dépassant pas 0,2°C est notée. Les réacteurs ont donc une capacité de maintenir la température à une valeur à peu près constante durant le jour et la nuit. La valeur moyenne est de 14.5°C à l'intérieur du RAFADE, tandis qu'à l'extérieur elle était entre 10 et 12 °C, ce qui confirme les données rapportées par les suivis précédents (El Hafiane et El Hamouri ,2005).

Il paraît utile de rappeler que la méthanogenèse est fortement dépendante de la température et de ses variations. La température idéale pour l'activité bactérienne se situe entre 25 et 35°C. L'activité anaérobie chute considérablement quand la température diminue en dessous de 15°C (Gloyna, 1971). Une réduction des performances des réacteurs peut être attribuée à cette température basse dans la saison froide.

La capacité de maintenir la température quasi constante et l'élévation de la température dans l'effluent par rapport à l'influent sont liées à la dissipation de la chaleur des réactions exergoniques qui se déroulent dans le réacteur.

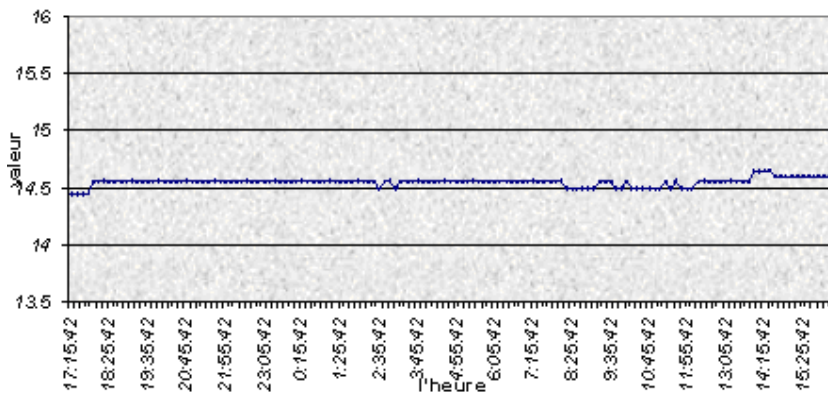


Figure 16: Evolution journalière de la température et de l'oxygène dissout à 20 cm de profondeur dans le réacteur G2 (janvier 2006)

La température de l'effluent ne représente pas une différence très marquée entre le RAFADE (1/3m²) et le RAFADE (1/m²).

II-2 pH

Les valeurs de pH moyenne mesurées dans le RAFADE (1/m²) et RAFADE (1/3m²) sont respectivement 6.39 et 6.28.

Le pH moyen de l'effluent du RAFADE (1/m²) et celui du RAFADE (1/3m²) ne présente pas de différence significative.

II-3 Conductivité électrique

La conductivité électrique (CE) augmente de l'entrée (1076 µs/cm) vers la sortie (1228 µs/cm) pour le RAFADE. Ce résultat montre qu'il y a une minéralisation au

sein des réacteurs anaérobies et une perte d'eau par évaporation de l'eau qui se trouve dans le Biogaz.

II-4 Matières organiques

II-4-1 Demande chimique en oxygène

Nous précisons qu'il s'agit de la DCOt obtenue après agitation vigoureuse de l'échantillon, les taux d'abattement exprimé en DCO décantée devraient être plus élevées. (Voir plus loin)

Figure 17 : Valeurs et taux d'abattement globaux de la DCOt

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée STEP	970	1632	1276	
RAFADE (3/m ²)	456	677	606	53
RAFADE (1/m ²)	419	617	525	59

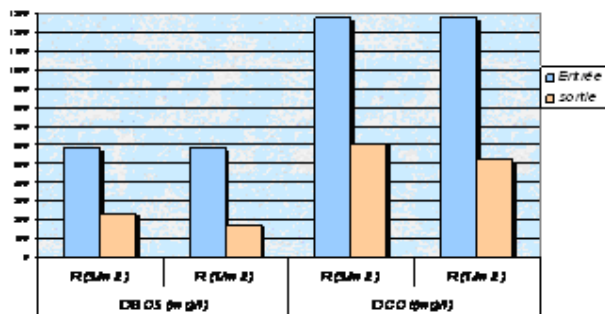


Figure 18: Concentration en DBO₅ et DCO a l'entrée et sortie du RAFADE

Les réacteurs modifiées ont un taux d'abattement de la DCO légèrement supérieur a celui des réacteurs non modifiées, Grâce au nouveau système de distribution de l'influent, mais pour bien apprécier cette amélioration un test statistique s'impose et pourra discerner l'existence d'une différence significative.

II-4-1-1 Comparaison des taux d'abattement du DCO des deux filières de RAFADE.

Nous avons procédé à un teste statistique sur les taux d'abattement de la DCO obtenues pendant le suivi pour les deux filières (1/m²) et (1/3m²) en utilisant le logiciel SPSS.

Le teste statistique donne une $T_{obs} = 3,80$, elle est supérieure a la valeur critique qui est de 2,02 pour un test unilatéral et 2,57 pour un test bilatéral, pour un risque de premier

espèce de 5%, on conclut donc qu'il existe une différence significative entre le taux d'abattement obtenue par le RAFADE (1/m²) et le RAFADE (1/3m²), la différence est de 5,8%.

II-4-1-2 Amélioration de la performance en terme de Flux quotidien

Pour quantifier l'augmentation de performance des RAFADE (1/m²); il est recommandé d'utiliser les résultats exprimés en terme de la DCO (Hall, 1992 ; van Haandel & Lettinga, 1994).car la biodégradabilité de la matière organique dans le teste de la DBO₅ est menée dans des conditions aérobies ; le résultat ne montre pas nécessairement la biodégradabilité de cette matière organique dans un système de traitement anaérobie.

Sous les conditions anaérobies, la quantité de matière organique qui peut être dégradée biologiquement est souvent supérieure à celle représentée par la DBO₅, de plus, le test de DCO présente un protocole expérimental plus facile et offre des précisions plus élevées du fait qu'un standard interne est souvent employé qui permet de donner une idée sur la précision de la manipulation.

L'effluent du RAFADE (1/m²) a une DCO moyenne de 525 g/m³, celle du RAFADE (1/3m²) est de 606g/m³.la différence de concentration en DCO entre l'effluent des deux RAFADE est estimée a 81g/m³. De la sorte, avec un débit journalier de 63 m³/j que reçoit la STEP, la différence ramenée au débit journalier devient 5,103 kg DCO/j.

Nous allons ramener ces quantités au kg de DCO éliminé : le flux de DCO total éliminée est 47,25Kg/j dans le RAFADE (1/m²), on aura finalement 108 g supplémentaire de DCO éliminé par Kg de DCO éliminé. Ou 63,5g de plus pour chaque kg de DCO reçue.

II-4-2 Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

Tableau 6: Valeurs et taux d'abattement globaux de la DBO₅

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée STEP	377	756	586	
RAFADE (1/m ²)	161	343	239	59
RAFADE (1/3m ²)	136	244	180	69

En Terme de DBO₅, il apparaît que Les réacteurs (1/m²) disposent d'un taux d'abattement supérieur a celui des réacteurs (1/3m²), Cette amélioration dans le taux d'élimination de DBO₅ a attribué au bon contact entre la flore microbienne épuratrice et l'influent grâce au nouveau système de distribution d'eau a l'entrée .ce dernière a améliorer les le type d'écoulement hydraulique.

II-4-3 Constante cinétique de premier ordre de dégradation

On admet on générale que la dégradation de la matière organique dans un réacteur anaérobie suit une cinétique de premier ordre où la vitesse de dégradation est proportionnelle a la concentration en substrat : $V = k.[C]$ (1)

Où V : vitesse de dégradation de la matière organique

C : la concentration en substrat

K : La constante cinétique de premier ordre de dégradation

La constante cinétique (k) traduit la capacité des bactéries qui dégradent le substrat admis dans le réacteur pour tirer l'énergie nécessaire à leur maintien et à leur croissance.

La constante k est liée au type d'écoulement ainsi qu'au temps de séjour réel dans les réacteurs, ces deux paramètres peuvent êtres déterminés par traçage chimique.

Le régime de l'écoulement dans un réacteur dépend du niveau de mélange interne des eaux. En théorie il existe deux situations idéales d'écoulement :

- **Écoulement piston** : Dans ce type d'écoulement, les particules contenues dans le flux d'eau entrant quittent le réacteur avec le même ordre dans lequel elles y sont entrées, L'équation de ce modèle est :

$$\frac{C_s}{C_e} = \exp(-kt) \quad (2)$$

- **Mélange homogène (complet)** : Il suppose que les particules entrant dans le système sont dispersées de façon minutieuse et instantanée dans la totalité du bassin. Ce qui suppose une homogénéisation parfaite du contenu du réacteur ou bassin. L'équation de ce modèle est :

$$\frac{C_s}{C_e} = \frac{1}{1+kt} \quad (3)$$

En dehors des profils hydrauliques idéaux cités ci-dessus, on a recours au modèle piston dispersif, ce modèle couramment suppose une juxtaposition d'un écoulement piston et une dispersion longitudinale ou axiale. (Levenspiel, 1999)

Le modèle piston dispersif se base sur une équation différentielle :

$$\partial C \frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} - D \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} = 0 \quad (4)$$

La résolution de cette équation pour des réactions de premier ordre se fait de la manière suivante :

$$\frac{C_s}{C_e} = \frac{4ae^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{-\frac{a}{2d}}} \quad (5)$$

Avec :

$$a = \sqrt{1 + 4.k.t.d} \quad (6)$$

D : Dispersion axiale (m²/j) ; u : Vitesse moyenne (m/j) ; x : Distance par rapport à l'entrée du réacteur (m) ; t : Temps de rétention hydraulique (j) ; Ce : Concentration initiale (mg/l) ; Cs : Concentration à l'instant t (mg/l) ; d : Indice de dispersion (sans dimension) ; k : Constante cinétique (j⁻¹)

L'indice de dispersion d a été déterminé par traçage chimique effectué l'année précédente (2005) sur le RAFADE étudié, on l'introduit dans l'équation (10) et par calcul itératif on obtient la valeur du paramètre a, par la suite on déduit la valeur de k, les concentration en DCO à l'entrée Ce et à la sortie Cs utilisées sont celles issues du suivi des performances épuratoires du RAFADE.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 7: Calcul de la constante cinétique de dégradation (k) du RAFADE

RAFADE	Ci (mg/l)	Ce (mg/l)	Ce/Ci	a	k (T°C) (j-1)	T (°C)	K (20°C) (j-1)
(1/3m2)	1276	606	0,474922	1,0065	0,364	15	0,4578
(1/m2)	1276	525	0,411442	1,00573	0,441	15	0,5544

Pour une éventuelle comparaison avec la littérature, la valeur de k est standardisée à une température de 20 °C (k₂₀) selon l'équation d'Arrhenius.

$$K(T^{\circ}C) = k(20^{\circ}C) \cdot \theta^{(T-20)}$$

Avec $\theta = 1.047$

La détermination de cette constante cinétique permet de dimensionner les réacteurs anaérobies, une amélioration de celle-ci pourra conduire à une optimisation du volume des ouvrages.

Dans une réaction qui suit une cinétique de premier ordre on admet que : $\frac{C_e}{C_i} = e^{(-kt)}$

Donc la connaissance de K, de C_i à l'entrée et de la valeur voulue C_e à la sortie permet de déterminer le temps de rétention hydraulique (t), lequel définit les dimensions du réacteur.

Dans le RAFADE on aura : $TRH = \frac{\ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right)}{k}$

(On admet que nous avons un écoulement piston)

A concentration en substrat égale, ce qui est le cas des deux séries de RAFADE, plus k est grand plus le TRH sera court, on s'attendrait donc à avoir un volume de réacteur plus petit pour le RAFADE (1/m²).

Si on veut avoir une performance de 58,8% d'élimination de la DCO par les deux séries de RAFADE, nous aurons besoin d'un TRH de 48 h dans le RAFADE (1/m²) et un TRH de 58 h dans le RAFADE (1/3m²).

II-5 Matières solides :

Tableau 8: valeurs et taux d'abattement des MES.

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée STEP	274	782	442	
RAFADE (1/3m ²)	218	472	290	34
RAFADE (1/m ²)	182	476	300	32

Tableau 9 : Valeurs et taux d'abattement des MVS.

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée STEP	214	670	338	
RAFADE (1/3m ²)	192	208	199	41
RAFADE (1/m ²)	160	216	185	45

Le taux d'abattement des MES dans le RAFADE (1/3m²) est presque identique à celui du RAFADE (1/m²), nous avons une différence de 2%, de même la différence des taux d'abattement en matière de MVS reste négligeable et ne dépasse pas 4% entre le RAFADE (1/3m²) et RAFADE (1/m²).

Ces résultats ne sont pas en concordance avec ceux rapportés l'année précédente (Serhane,2005) ou des taux d'abattement plus élevés ont été enregistrés en faveur du RAFADE (1/m²), ceci est probablement dû au fait que les réacteurs (1/m²) avaient été vidés complètement de leur contenu y compris les lits de boues, par contre les témoins avaient gardé leur contenu, ce qui fait que le RAFADE (1/m²) était moins chargé en boues et c'est normale qu'ils vont dégager plus de MES, dans notre cas la durée entre le vidage des Réacteurs et la date du présent suivi est assez long, la charge en boue dans les deux séries tend à s'égaliser et pourra donc constituer une bonne condition pour la comparaison.

Tableau 10: Valeurs et taux d'abattement des MST.

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée STEP	936	1932	1407.8	
RAFADE (1/3m ²)	768	1200	897	35
RAFADE (1/m ²)	798	1400	939	33

Tableau 11: Valeurs et taux d'abattement des MVT.

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée	698	1300	872	
RAFADE (1/3m ²)	300	522	393	55
RAFADE (1/m ²)	288	462	347	59

Pour les matières sèches totales, la différence entre les taux d'enlèvement des deux séries de RAFADE n'est pas très nette, avec une légère différence de 2 %, de même

l'élimination de la fraction organique (MVT) révèle une différence de 4% en faveur des RAFADE (1/m²).

On s'aperçoit que les différences d'élimination des matières organiques (MVS et MVT) sont plus marquées que ceux des MST et MES entre les deux séries, une différence de 4 % est enregistrée dans les deux cas. Ceci peut être attribué à une dégradation plus poussée de la matière organique par digestion anaérobie laquelle est plus efficace dans les RAFADE (1/m²).

En conclusion, les différences entre les deux RAFADE, en matière d'élimination des solides, restent très faibles.

II-6 Les nutriments :

II-6-1 L'azote

Tableau 12: Valeurs et taux d'abattement de NTK dans Les séries du RAFADE

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée R	43	96	74	
RAFADE (1/3m ²)	45	106	70	5
RAFADE (1/m ²)	50	88	67,4	9

Tableau 13 : Valeurs et taux d'abattement de N-NH₄⁺ dans Les séries du RAFADE

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA %
Entrée R	40	84	61	
RAFADE (1/3m ²)	46	84	63	-3
RAFADE (1/m ²)	53	82	64	-5

L'objectif du prétraitement anaérobie est la dégradation la matière organique en éléments simples (CH₄, CO₂ ...), ce faisant, les protéines et autres composés azotés se transforment en N-NH₄⁺, on assiste donc a une augmentation du N-NH₄⁺ au détriment de l'azote organique, ce qui explique les taux d'abattelements négatifs du N-NH₄⁺ (voir tableau).

Nous rappelons que : $NTK = N-NH_4^+ + N_{organique}$ et $N_{total} = NTK + NO_3^- + NO_2^-$

NO₃⁻ et NO₂⁻ se trouvent en quantité négligeable dans les eaux usées domestiques

On constate qu'il y'a également une diminution du NTK, ceci est attribué au fait que la quantité de Norganique transformée en N-NH₄⁺ est prélevé par les bactéries anaérobies pour leurs croissance, une partie de NTK éliminée est due a la

sédimentation de la matière organique particulaire dans les réacteurs, ces résultats concordent avec ceux rapportés dans d'autres études précédentes (Lettinga 1992, Belehcen 2002, Elhafiane et ELhamouri 2005, Serhane 2005).

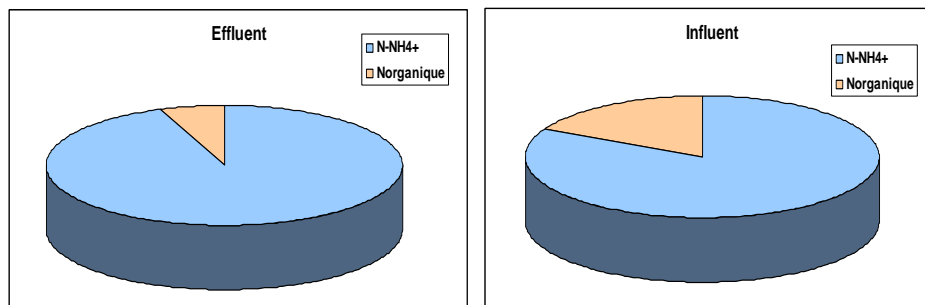


Figure 19. Répartition des formes de l'azote à l'entrée et à la sortie du RAFADE (1/m²)

L'action des réacteurs sur le NTK et N-NH₄⁺ est très restreinte dans les deux séries (1/m² et 1/3m²), la différence entre les deux série reste faible.

Ces résultats sont raisonnables dans la mesure où nous analysons les performances d'un traitement primaire qui a pour principal objectif l'élimination de la pollution organique.

II-6-2 Le phosphore :

Tableau 14 : Valeurs et taux d'abattement du Phosphore total dans Le RAFADE

	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA%
Entrée R	5	7,71	6,57	
RAFADE (1/3m ²)	5,45	6,8	6,06	8
RAFADE (1/m ²)	5,53	6,07	6,13	7

Le taux d'enlèvement du phosphore est de 7% et 8 % respectivement dans les RAFADE (1/m²) et (1/3m²). la différence n'est pas significative entre les rendement des deux séries .ces résultats restent en dessous de ceux rapportées par d'autres auteurs 13% (Elhafiane et ELhamouri : 2005).

III- Performances du Décanteur

Nous signalons que le décanteur concerné est celui installé en aval de la série des RAFADE (1/m²), il a pour rôle d'arrêter les particules et les granules de boues emportées par le courant et qui peuvent gêner le fonctionnement de l'unité de post traitement .

Tableau 15 : Valeurs et taux d'abattement des paramètres de pollution dans l'effluent du Décanteur

paramètres	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA%
MES	58	166	98,4	68
MVS	42	114	78	58
MST	632	900	775	18
MVT	186	314	240	31
MD	0,1	2	0,8	88
DCO	228	500	313,8	42
DBO ₅	69	300	133	26

Le décanteur contribue fortement à l'enlèvement des matières décantables avec un taux de 88%, le décanteur est également efficient dans l'élimination des matières en suspension avec un taux moyen d'enlèvement de 68%, mais pour les matières sèches totales ce taux est réduit il est d'environ 18 %, ceci témoigne de la présence des particules de faible densité et qui ne sont pas piégées au niveau du décanteur et passent dans le filtre à gravier.

En conséquence de la décantation des particules organiques en suspension contenues dans l'effluent au fond du décanteur, nous avons une élimination de 42 % et 26 % de DCO et de DBO₅ respectivement l'intervention du décanteur n'est pas négligeable vis à vis de la réduction de la pollution organique.

Il a été constaté qu'une fraction de la DCO présent dans l'effluent du RAFADE est attribuée à la présence des particules décantables de la biomasse épuratrice (Belahcen, 2002), donc pour bien apprécier le taux d'abattement de la DCO, il est préférable de l'exprimer en DCOD (DCO décantée), la valeur de la DCO a la sortie du décanteur constitue une estimation de celle-ci, elle est de 313 mg/l, le taux d'abattement à la sortie des RAFADE (1/m²) en terme de DCOD est de 75%

III-1 Indice de boue :

Cet indice est une caractéristique fiable de la boue .sa valeur caractérise l'aptitude de la boue à décanter. Un indice de boue inférieur à 100 ml/g correspond à des boues qui décantent facilement.

Des indices supérieurs a 200 ml/g correspondent a des boues difficilement décantables et confrontées a un développement de bactéries filamenteuses (foisonnement)

Cet indice est calculé comme suite :

$$I_B = \frac{V_{D30}}{MES}$$

IB : l'indice de boue en ml/g de MES

V_D : volume décanté dans l'éprouvette après 30 mn, en ml /l

MES : concentration en MES en g/l

Dans notre cas on trouve un V_{D30} de 8 ,7 ml/l, ce qui donne un I_B de 30 ml/g de MES, cette valeur est inférieur a 100 ml/g, on conclut que les boues que reçoit notre décanteur sont facilement décantables et ne présentent pas de risque de foisonnement.

IV- Le filtre à gravier

IV-1 Performances d'épuration

Un filtre gravier est placé en amont du CAHR pour empêcher les particules peu denses qui échappent au décanteur de se déposer dans l'unité de post-treatment et de gêner son fonctionnement.

La majorité des particules se distribuent en deux types :

- Des particules réticulées avec un diamètre de 100 à 350 μm et un index de sédimentation de 20 mg/l.
- Des particules ayant une faible densité et un diamètre de 60 μm et un index de sédimentation de 35 mg/l, (ELhamouri ,2005).

Les particules peuvent échapper au décanteur et se transporter vers l'unité de post traitement.

Tableau 16 : Valeurs et taux d'abattement des paramètres de pollution dans l'effluent du filtre à gravier

paramètres	Minimale (mg/l)	Maximale (mg/l)	Moyenne (mg/l)	TA (%)
DCO	154	220	188	39
DBO ₅	36	102	65	51
MES	24	116	56	43
MD	0	0.2	0,05	93
MST	620	832	730	6
MVS	12	30	23	71
MVT	148	288	203	15

Le rôle du filtre a gravier est d'améliorer la qualité de l'effluent acheminé vers le CAHR. , la charge hydraulique superficielle appliquée au filtre est de 0.25m/ h.

Les résultats font ressortir que le filtre atténue remarquablement la concentration des solides dans l'effluent, cela peut être aperçu au niveau des bons rendements obtenus en terme de MD, MES et MVS qui sont respectivement de 93 %, 43% et 71%, l'élimination importante par le filtre des MD avant leur arrivée dans le CAHR empêche la formation des sédiments qui, autrement, aurait causé plus tard une activité microbienne hétérotrophe, aérobie indésirable.

Mais pour les MST et MVT le filtre donne des performances faibles, une fraction importante des MST est donc constituée de substances colloïdales ou dissoutes dans l'eau, ces dernières ne sont pas retenues par le filtre.

Quant au taux d'abattement moyen enregistrés en terme de DCO et de DBO₅ qui sont respectivement de 40% et 50 %.c'est taux ne sont pas négligeables par rapport a la valeur qu'il reçoivent, le filtre contribue significativement a l'élimination de la pollution organique. En effet Le gravier présente une porosité ouverte favorable à l'accrochage et au développement d'un film bactérien qui se développe au tour des grains de gravier lequel contribue à l'élimination d'une part des matières organiques, ceci se voit clairement dans le taux élevé de l'élimination de MSV (voir tableau).

Afin de mettre en évidence la contribution de chaque partie du filtre dans l'abattement globale, nous avons également effectué des mesures à l'entrée et à la sortie de chaque partie du filtre, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17 : Valeurs et taux d'abattement des matières solides dans l'effluent du filtre à gravier

paramètre	Filtre horizontale			Filtre verticale	
	Entrée	sortie	TA%	sortie	TA %
MES	52	45	13,5	24	47
MVS	44	36	18	16	56
MST	1050	868	17,3	742	14,5
MVT	656	352	46	290	18

Il apparaît que le filtre vertical est plus performant en matière d'enlèvement des matières solides, il présente des taux d'enlèvement supérieur a ceux du filtre horizontale, un taux d'enlèvement des MES de 47% contre 13,5% pour le filtre horizontal on explique ceci par la différence de granulométrie qui constitue les deux filtres (voir matériel et méthode), plus la taille est fine plus on a tendance a piéger un maximum de matières solides.

IV -2 Problème de fonctionnement du filtre

Au cours du présent suivi nous avons décelé une anomalie dans le fonctionnement du filtre à gravier à écoulement verticale, il s'agit d'une mauvaise uniformité de distribution de l'influent a la surface de ce dernier, l'eau s'infiltré en profondeur dans les premières 30 a 70 cm du filtre, il résulte que la superficie exploitée du filtre de dépasse pas 20% a 30% de la surface totale du filtre.



Figure 20: Surface du filtre vertical

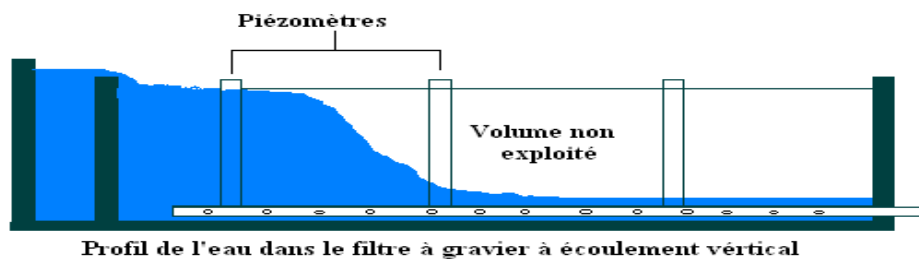


Figure 21 : Profil de l'eau dans le filtre vertical

On estime que le volume exploité du filtre est de 20 à 40 % selon le débit intercepté , un perfectionnement des performances de ce filtre reste possible par la conception d'un système qui assurera une distribution aussi uniforme que possible de l'eau à la surface du filtre.

V- Performances globales de l'unité de prétraitement

Les moyennes et les taux d'élimination des différents paramètres dans l'influent et dans l'effluent de l'unité de prétraitement anaérobie sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 18 : Valeurs et taux d'abattement dans les composantes de l'unité de prétraitement

paramètre	Entrée	R1+R2	TA %	Décanteur	TA %	Filtre à Gravier	TA %	TA global%
DCO	1276	525	59	313	42	188	40	85
DBO ₅	586	180	69	133	26	65	51	89
MD	8	7	12	0.8	88	0.05	94	99
MST	1407	939	33	775	18	730	6	48
MVT	872	347	59	240	31	203	15	77
MES	422	300	32	98	68	56	43	87
MVS	338	185	45	78	58	23	71	93

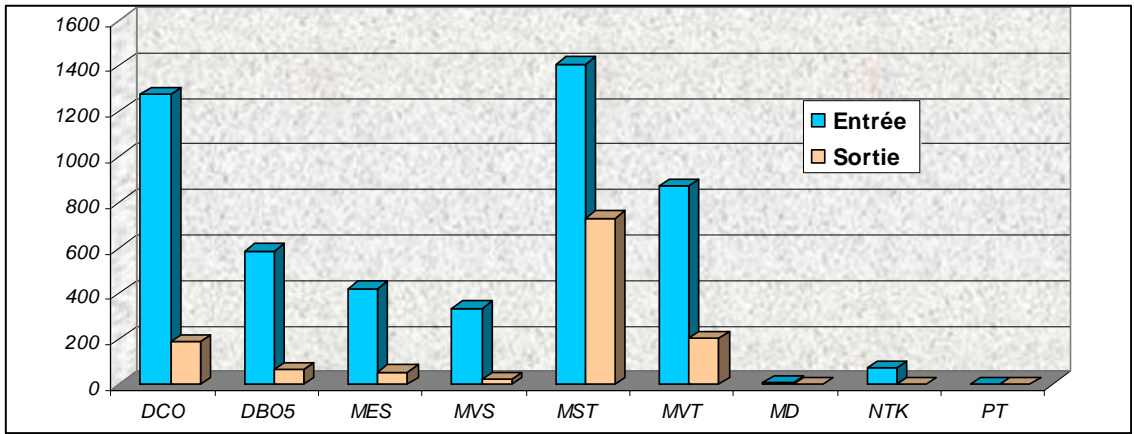


Figure 22: Concentration des différents paramètres de pollution avant et après passage dans la série du prétraitement (mg/l)

L'unité de prétraitement anaérobie a montré une efficacité élevée en terme d'élimination des matières solides et des matières organiques.

V-1 Effet du prétraitement sur les CF

Tableau 19 : Effet du prétraitement sur les CF

Paramètre	Influent	Effluent	TA
CF (unité/100ml)	2.2 E ⁸	3,3 E ⁷	1unité logarithmique.

L'élimination des pathogènes est évaluée à travers la détermination des concentrations en coliformes fécaux (CF) à l'entrée et à la sortie de l'unité de prétraitement.

A l'entrée de la STEP l'eau présente une concentration en CF de 10⁸ CF/100 ml, à la sortie du prétraitement, cette concentration est de 10⁷ CF/100 ml. Le prétraitement participe de manière constante à l'élimination des CF avec environ 1 unité logarithmique (1 U.log). Des résultats similaires ont été obtenus sur des réacteurs UASB en Amérique latine et en Égypte (van Haandel & Lettinga, 1994 ; El Gohary & Nasr ,1999).

La sédimentation joue un rôle efficace dans l'élimination des CF dans plusieurs types de traitement (Gannon et al. 1983). Les cellules bactériennes décantent comme des

unités discrètes et comme des agrégats formés de CF et de MES (Martin & Stephen, 1993).

Les unités de prétraitement et de post traitement jouent des rôles complémentaires, la première enlève la pollution organique et les matières solides, la seconde élimine les matières nutritives et les pathogènes, on voit clairement que l'unité de prés traitement remplit bien sa fonction.

Dans un but d'éliminer les éléments nutritifs et les pathogènes, deux unités de post traitement comportant un chenal algal à haut rendement (CAHR)) et des filtres plantés de roseau à écoulement horizontal sont installés à l'aval du prétraitement.

Conclusion

Au terme de cette étude les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Les eaux usées du campus de l'IAV Hassan II peuvent être classées parmi les eaux usées à caractère domestique moyennement à fortement chargées.

Les performances du RAFADE dans l'élimination de la matière organique permettent d'atteindre des taux d'abattement de la DCO de 53% pour la DBO₅ et 59%, nous validons donc les résultats obtenus par les suivis précédents.

La multiplication des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent dans les Réacteurs améliore le taux d'abattement des matières organiques, une augmentation de 5.8% est enregistrée.

Cette Multiplication des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent n'apporte pas d'amélioration significative concernant le taux d'abattement des matières solides et des nutriments, les taux d'enlèvements des nutriment varient de 5% à 9%.

La multiplication des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent améliore le rendement d'épuration, il peut être recommandée pour des réacteurs de moyenne et petite taille, mais pour des réacteurs de taille très grande l'adoption d'un rapport de superficie de 1 m² par entrée peut présenter des difficultés d'ordre pratique, de mise en œuvre et d'entretien.

Le filtre et le décanteur implantés en aval des réacteurs anaérobies joue un rôle primordiale dans la rétention des matière solides qui gêne le fonctionnement de l'unité de post traitement, nous avons un taux d'enlèvement de MD de 99% et un taux de 81 % de MES

La série de prétraitement contribue avec 1 unité logarithmique dans l'abattement des CF.

L'unité de prétraitement (RAFADE+Filtre à gravier) est très performante en matière d'élimination de la pollution organique et les matières solides avec des taux d'abattement de 85% de DCO et 89% de DBO₅ ,87 %des MES et 99% de MD. L'unité de prétraitement remplit bien sa fonction.

Chapitre III

Dimensionnement du RAFADE

D'EL Attaouia

Introduction

L'objet de cette partie de l'étude est l'extension de la station d'épuration de la ville d'EL Attaouia. Cette station combine deux systèmes de traitement à haut rendement, un prétraitement anaérobie basé justement sur le RAFADE étudié dans le chapitre I, suivi d'une unité de 'post treatment', aérobie comprenant un chenal algal et deux bassins de maturation en série.

La ville d'ELAttaouia connaît ces dernières années une croissance démographique supérieure à la moyenne nationale. Le développement du centre urbain, s'est fait aux dépens des populations des communes rurales avoisinantes.

Les rejets urbains ont alors augmenté considérablement, ils dépassent les capacités de traitement de certains ouvrages de la station d'épuration, ceci influe négativement sur les performances épuratoires, affecte la durabilité du système d'épuration et diminuer la qualité du rejet final .L'extension de la station d'épuration est alors dictée par la nécessité d'obtenir une bonne qualité des eaux a la sortie de la STEP surtout que ces eaux sont réutilisées en aval par les agriculteurs.

La démarche suivie dans cette étude comporte les étapes suivantes :

- Collecte d'informations, et diagnostic de la situation actuelle de la STEP.
- Prévision des débits des eaux usées à traiter pour l'horizon 2015.
- Caractérisation de la pollution et détermination des flux quotidiens de matière organique, des matières solides, des nutriments, ainsi que les agents pathogènes.
- Conception et Dimensionnement des ouvrages nécessaire à la mise à niveau de la STEP.

I- Données générales sur la zone d'étude

I-1 Milieu naturel et économie

D'une superficie de 530 ha, la ville d'EL Attaouia est située sur la Route secondaire RS 508 allant de la RP 24 à Demnate, à 70 Km au Nord-est de Marrakech, elle fait partie de la Province d'EL Kelaat des Sraghna.

La région d'EL Attaouia a un climat qui fait partie de l'étage aride moyen à hiver tempéré, avec une pluviométrie irrégulière, la région reçoit entre 100 et 300 mm de pluie par année, Les températures minimale et maximale sont de 10 °C en Janvier et 45 °C en Juillet respectivement.

Le relief d'EL Attaouia consiste en une plate forme, La ville est située dans le massif ancien du haut atlas, avec une altitude variant entre 623 et 565 mètres.

La principale activité de la ville est l'agriculture. La superficie irriguée est de 250ha, les principales cultures pratiquées dans la région sont, par ordre d'importance, les céréales, les fourrages, le maraîchage et les légumineuses. L'arboriculture est constituée essentiellement de l'olivier. L'industrie n'est pas très développée dans la région, on dénombre 3 grandes huileries avec une capacité de 60T/j

Le secteur du tourisme est peu développé dans la région malgré les potentialités naturelles dont jouie la région.

La ville d'EL Attaouia dispose des principaux équipements collectifs, eau potable, électricité, téléphone, réseau d'assainissement, voirie.

II- Projection de la population

La présente étude sera basée sur les données des recensements officiels de 1971, 1982, 1994 et 2004.

Compte tenu des résultats des ces recensements, nous avons fait une estimation de l'évolution future de la population pour l'horizon 2015, elle est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 20: Evolution de la population de l'EL Attaouia

	Recensements				Prévisions	
	1971	1982	1994	2004	2010	2015
Nombre d'habitant	1 500	3 200	11 219	20 237	28 869	38 816
Taux de croissance %	7,15	11,02	6,075	6,1	6,1	6,1
personnes/ménages	8	7	6	6	5	5

Les recensements de 1982 et de 1994 ont rapporté 3.200 et 11.219 personnes respectivement. Ceci conduit à un TAMA (taux d'accroissement moyen annuel) de 11% sur 12 ans. Comparativement à la moyenne nationale qui varie de 3 à 4%. Ce TAMA a baissé légèrement pour atteindre 6% entre 1994 et 2004 mais il reste au dessus du TAMA à l'échelon national. Le recensement général de la population et de l'habitat (2004) a mis en évidence un accroissement de la population plus important que ce qui était prévue dans le plan d'aménagement.

En effet, L'évaluation de la capacité d'accueil de la ville à l'horizon 2015 dégage une population de 38 000 habitants, Nous avons maintenu un taux de croissance de 6.1%, c'est le prolongement du taux d'accroissement observé durant les 10 dernières années. Il y a des raisons de penser que la situation géographique d'El Attaouia qui se situe sur un axe routier important ainsi que le développement de son activité agricole irriguée continueraient d'exercer une attraction pour la population rurale avoisinante, la tendance évolutive de l'espace urbain de l'Attaouia est bien marquée sur tout avec le projet de construction du lotissement al Ouahda (900 lots) qui sera construit et habité de façon progressive et régulière entre 2005 et 2015 à raison de 90 lots par an.

De ce fait, l'adoption d'une valeur du TAMA inférieur à 6% pourra conduire à une sous estimation des volumes des rejets.

III- Volumes des Rejets

Il s'agit dans cette partie de présenter les données disponibles à l'ONEP et de les analyser afin de caractériser l'évolution de la consommation de la ville en eau potable.

III-1 Données disponibles :

Les données statistiques de production et de consommation recueillies auprès des services de l'ONEP portent sur La consommation annuelle des 5 dernières années.

Tableau 21: Evolution de la Production, Distribution et Consommation en eau

	Production (m ³ /an)	Distribution (m ³ /an)	Consommation (m ³ /an)	Rendement adduction (%)	Rendement distribution
2001	242513	238308	208887	98	88
2002	322085	317276	279847	99	88
2003	438366	432965	345088	99	80
2004	433250	433426	329479	100	76
2005	438471	429862	356018	98	83

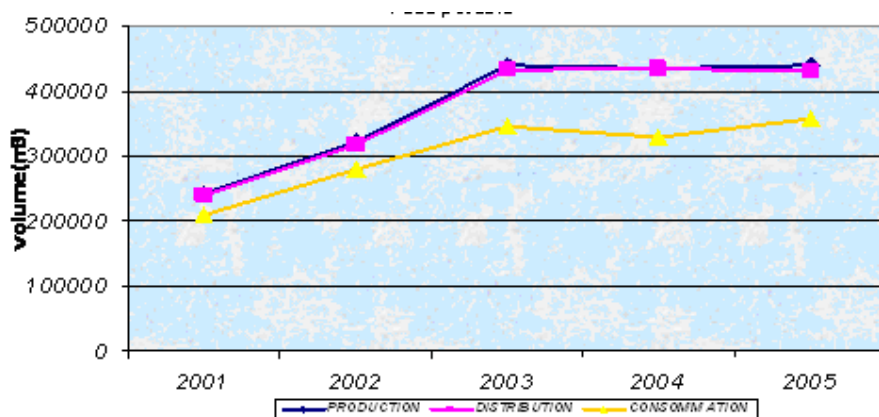


Figure 23: Evolution de la consommation, la production et la distribution en eau potable

On constat a partir du graphique que la consommation totale d'eau en croissance continue au file des années, elle est caractérisée par deux phases : la première entre 2001 et 2003 avec une croissance accélérée, la deuxième phase ou le rythme de croissance est moins marqué et donc tende a se stabilisé, le même constat est a faire pour l'évolution de la production et la distribution.

Les rendements de distribution et d'adduction sont plus ou moins stables est oscillent respectivement entre 98% et 100% pour l'adduction et 83% a 88% pour la distribution

III-2 Calcul des dotations de la population

Tableau 22: Dotations de la population et taux de branchement

	Consommation (m ³ /an)	Population	dotation population branchée (l/hab/j)	dotation population non branchée (l/hab/j)	Taux de branchement %
2001	208887	16927	41	7	83
2002	279847	17977	51	9	85
2003	345088	19074	58	9	85
2004	329479	20237	56	11	87
2005	356018	21451	57	11	87

III-3 Prédiction de la consommation en Eau

Hypothèse de calcul :

- Pour la demande en eau, le taux de branchement est estimé actuellement à 87% on estime qu'il évoluera progressivement de manière à atteindre 90% en 2010 et 95% en 2015.
- la dotation de la population branchée est actuelle de 60 l/hab/j, nous estimons qu'il va atteindre 70 en 2010 et 80 l/hab. /j d'ici 2015.
- la dotation de la population non branchée est actuelle de 12 l/hab /j, nous estimons qu'il va atteindre 15 en 2010 et 20 l/hab/j a l'horizon 2015.

Tableau 23 : Prédiction de la consommation en eau

Année	Statistiques					Prévisions	
	2001	2002	2003	2004	2005	2010	2015
Population branchée	14050	15280	16212	17606	18663	25983	35003
Population non branchée	2878	2697	2861	2631	2789	2887	1842
Taux d'accroissement	6	6	6	6	6	6	6
Taux de branchement	83	85	85	87	87	90	95
Dotation pop branchée (l/hab/j)	41	51	58	56	57	70	80
Dotation pop n banchée (l/hab/j)	7	9	9	11	11	15	20
Consommation pop branchée (m3/j)	475	662	799	858	925	1637	2660
Consommation pop N branchée (m3/j)	12	12	11	13	13	13	7
Consommation totale (m3/j)	487	674	810	871	939	1650	2668
besoin moyen (l/s)	6	8	9	10	11	19	31

III-4 Mesure du débit des eaux usées

Le débit d'eau usée résulte de l'application du taux de rejet à la consommation en eau potable, ce taux de rejet peut être estimé par mesure du débit à l'entrée de la station d'épuration, les campagnes de mesure du débit pendant deux jours lundi 05-02-2006 et jeudi 09-02-2006 ont donné les résultats ci-dessous, nous signalons que le jeudi correspond à un jour de Souk, la population de la ville augmente sensiblement, d'où l'intérêt de choisir ce jour.

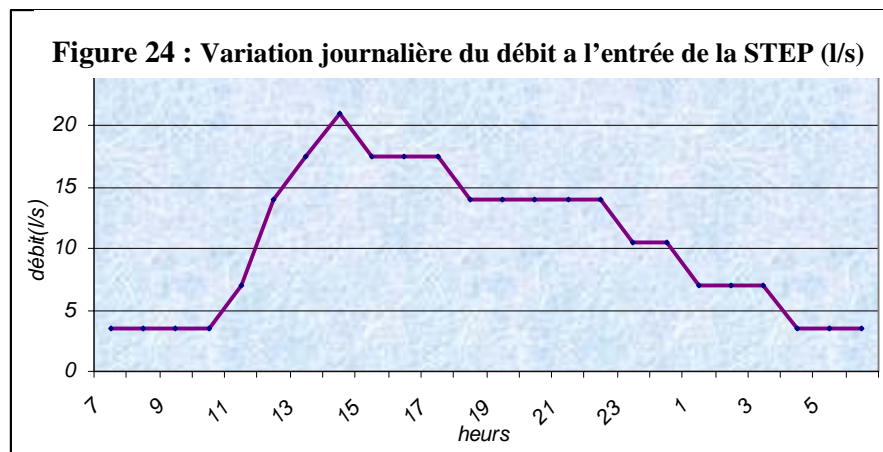
Le débit était mesuré en comptant le nombre de bâchée de la pompe par heure, donc le volume est calculé par la relation:

$$V = Q \times T \times N$$

Avec Q : débit de la pompe 30l/s

T : durée de la bâchée 7 mn

N : nombre de bâchée par heure



Il ressort que le débit journalier à l'entrée de la STEP est de 882 m³/j, avec un débit de pointe de 21 l/s entre 14h et 17h de la journée, le débit moyen quotidien est de 10.35l/s

Le taux de rejet ou taux de retour à l'égout est estimé par la relation :

$TR = (V \text{ mesuré à l'entrée de la STEP}) / (V \text{ total consommé par la population dans une journée})$.

Dans notre cas :

$$TR = \frac{882}{1163}$$

TR est de 77 %

Les débits d'eaux usées domestiques sont évalués à partir des besoins moyens en eau potable avec l'application d'un coefficient de réduction correspondant au taux de rejet à l'égout et d'un coefficient de majoration qui reflète la pointe horaire.

Le débit moyen d'eaux usées est calculé comme suite :

$$Q_m = Q_c \times TR$$

Q_c = débit d'eau potable consommé correspondant à la consommation moyenne annuelle d'eau potable.

Tr = Taux de rejet pris égal à 0,77

Le débit de pointe horaire est calculé par

$$Q_p = Q_m \times C_p$$

Où C_p est le coefficient de pointe horaire donné par la formule suivante

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Avec 1,5 un terme fixe qui traduit les variations saisonnières

Q_m débit moyen journalier en l/s

On trouve pour le cas de l'EL Attaouia $C_p = 2.28$

Tableau 24: Prédiction du volume du rejet a l'entrée de la STEP à l'horizon 2015

Années	Statistiques					Prévisions	
	2001	2002	2003	2004	2005	2010	2015
Consommation totale m ³ /j	487	674	810	871	939	1650	2668
Besoin moyen (l/s)	6	8	9	10	11	19	31
Débit d'eaux usées (l/s)	4	6	7	8	8	15	24
Volume des rejets par jour (m ³ /j)	375	519	624	670	723	1270	2054

D'après nos estimations, le débits journalier total reçue par la station à l'horizon 2015 sera de 2054 m³ /j ,ce qui correspond a un débit moyen de 24 l/s, le débit de dimensionnement des différentes conduites sera pris égal au débit de pointe : 54 ,7 l/s.

IV- Pollution et Qualité des Rejets

Nous avons effectué une campagne d'analyses des eaux usées, les échantillons ont été pris à l'entrée de la station et aussi dans d'autres points de la station à fin d'évaluer les performances et le fonctionnement actuel des différents ouvrages de la station.

Dans le cadre de cette étude les paramètres suivants ont été mesurés : température, la conductivité électrique, pH, MES, MSV, MST, MVT, MD, DCO, DBO₅, OD, phosphore total, ortho phosphate, ammonium et NTK, nous avons procédé également au dénombrement de coliformes fécaux. Les dites analyses ont été effectuées au laboratoire du département de Génie Rural à l'IAV Hassan II.

Tableau 25: Paramètres physico-chimiques de l'influent de la STEP de EL Attaouia

Paramètre	Unité	Valeurs
Température	C	27
pH	-	7.6
Oxygène Dissous	mg/l	1
Conductivité électrique	µs/cm	2100
DCO	mg/l	902
DBO ₅	mg/l	356
MES	mg/l	292
MVS	mg/l	208
MST	mg/l	1418
MVT	mg/l	410
Matières Décantables	ml/l	6
NTK	mg/l	72
N-NH ₄ ⁺	mg/l	54.32
P total	mg/l	7.91
P-PO ₄ ³⁻	mg/l	7.77
Coliformes Fécaux	Cf/100ml	4.6 10 ⁸

IV-1 Paramètres physico-chimiques

IV-1-1 La conductivité électrique

La conductivité électrique (CE) renseigne sur la teneur de l'eau en éléments ioniques. La CE des eaux usées de Attaouia est de 2100µs/cm. Cette valeur est élevée par rapport aux eaux usées généralement rencontrées dans les eaux urbaines, notamment ceux du

compus de l'IAV qui est de l'ordre de 1300 à 1700 $\mu\text{s}/\text{cm}$. La valeur de CE est très liée à celle de l'eau potable.

IV-1-2 pH

La valeur du pH des eaux de l'Attaouia est de l'ordre de 7,6, elle reste dans les zones de la neutralité. Ces valeurs sont comparables à celles trouvées ailleurs pour les eaux usées domestiques qui présentent généralement un pH neutre à légèrement basique, ces valeurs de pH constitue une condition favorable aux traitement anaérobie, car les bactéries méthanigènes sont actives quand le pH est maintenu aux environs de la neutralité.

IV-1-3 Oxygène dissous

L'oxygène dissout est presque nul dans les eaux brutes de Attaouia une valeur de 1 mg/l a été détecté, ceci est normale pour la totalité des eaux résiduaires.

IV-1-4 Les matières solides

La teneur en matières sèches des MST est de 1418 mg/l, 29% des ces matières est sous formes organique avec 410mg/l de MVT, les matières en suspension ont une concentration de 292mg/l avec une fraction organique de 71%. ces valeurs restent proche de celles rapportées par d'autres auteurs, notamment les valeurs que nous avons trouvé à l'IAV. (Voire première partie du mémoire)

IV-1-5 Demande en oxygène (DCO et DBO₅)

La valeur de DCO des eaux de EL Attaouia est de 900mg/l, c'est une valeur qui n'est pas très élevée et rentre dans la gamme des valeurs trouvées à l'IAV, cette valeur coïncide exactement avec la moyenne à l'échelle national (900 mg/l, ONEP 1998), pour la DBO₅ elle est de 356 mg/l, nous avons un rapport $\text{DCO}/\text{DBO}_5 = 2.5$, ce ratio indique l'origine de la pollution chimique ou biologique dans notre cas la pollution n'est pas totalement biologique mais il y a une partie chimique, ces valeurs nous permet de dire que les eaux de l'Attaouia sont à dominance domestique. La fraction non biodégradable est de 30%.

IV-1-6 Les nutriments

La concentration en Azote total Kjeldhal (NTK) et en Azote ammoniacal sont de 72mg/l et 54,3 mg/l respectivement. La fraction d'ammonium représente 75 %, ces valeurs sont

en dessous de la moyenne nationale en NTK des petits et moyens centres qui est de 100 mg/l (ONEP, 1998).

Le phosphore total a une concentration de 7,91 mg/l et 7,7mg/l d'ortho phosphates ces dernières représentent environ 97% du phosphore.

Les eaux usées d'EL Attaouia présentent un ratio DCO/N de 100/8 qui dépasse la quantité d'azote minimale requise pour une croissance normale de la biomasse anaérobie (ratio DCO/N de 100/1,25) (Mergaert et al, 1992).

Le ratio (DBO/N/P) est de (100/20/2). Comparativement au minimum recommandé (100/5/1), ces eaux usées ne montrent pas de déficience ni en azote ni en phosphore pour assurer un développement normal des micro-organismes épurateurs.

IV-1-7 Agents pathogènes

Les eaux usées du campus présentent des concentrations en CF de $4.8.10^8$ /100 ml. Ces teneurs sont comparables à celles trouvées pour des eaux usées typiquement domestiques fortement chargées.

V- Diagnostic de la station d'épuration

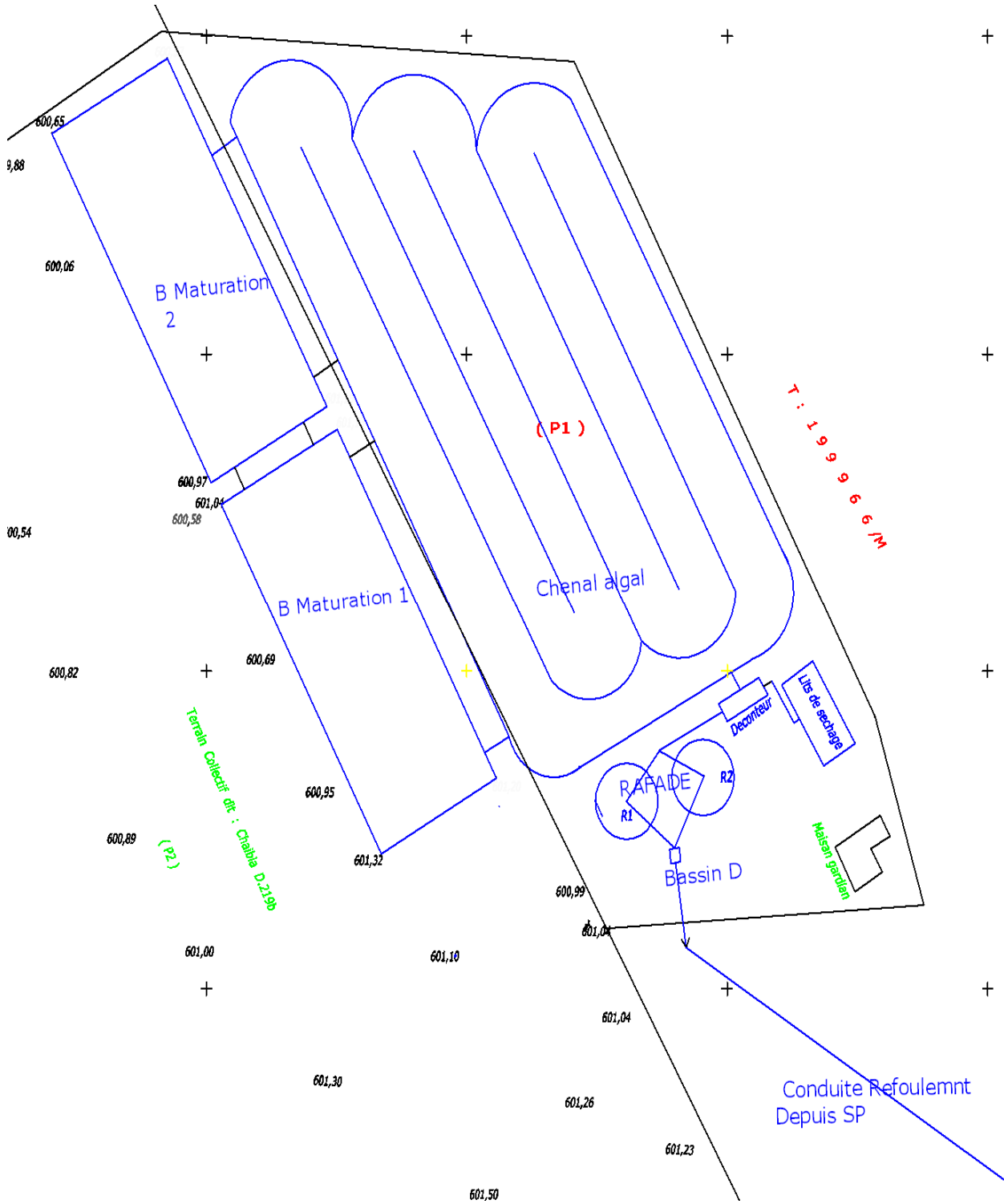


Schéma de la STEP d'ELAttaouia

V-1 diagnostic des ouvrages d'épuration

La STEP de la Ville d'El Attaouia est basée sur la combinaison de deux types de traitement a haut rendement : les réacteurs anaérobie a flux ascendant a deux étapes

(RAFADE), le chenal algal à Haut Rendement (CAHR) et deux bassins de maturation en série tel qu'il a été développé par l'IAV Hassan II. Elle englobe un déversoir d'orage, un bassin de dessablement dégrillage, une station de relevage et un bassin de dissipation qui est situés en amont des composantes épuratoires.

V-1-1. Bassin de dessablement

Situé a une profondeur de 3 m. Le bassin comporte deux chenaux ayant les dimensions suivantes : longueur 5 m ; largeur 0,40 m et profondeur 0,70 m. Chacun des deux chenaux est muni de deux déversoirs, l'un en amont et l'autre en aval. Ces déversoirs sont équipés d'un batardeau qui permet de régler la hauteur d'eau ou d'arrêter totalement l'entrée ou la sortie d'eau du chenal en cas de maintenance et d'évacuation des sables accumulés. Il est munie également d'un dégrilleur avec deux types de grille : une grille avec des barreaux espacés de 5 cm, l'autre avec des barreaux de 2cm d'espacement.

Figure 25: Bassin de Dessablement



V-1-2 Station de pompage

La station de pompage est constituée d'un puits de 2 m x 1.4 m et de 4 m de profondeur où sont logées les pompes submersibles et d'un local avoisinant qui héberge l'armoire électrique de commande. L'équipement comporte deux pompes submersibles,

Les électropompes submersibles ont les caractéristiques suivantes :

Moteur de 3,5 à 4,0 kW

Tension d'alimentation : 220/380 Tri

Débit: 30 l/s

HMT: 8 m

Figure 26: Station de pompage



V-1-3 Bassin de dissipation

Les dimensions de ce bassin sont de 3m x 2 m. Le bassin à une hauteur totale de 4.60 m et repose sur la terre naturelle. Il est muni d'un trop-plein et d'une grille amovible en acier galvanisé ayant des mailles de 20 mm de côté.

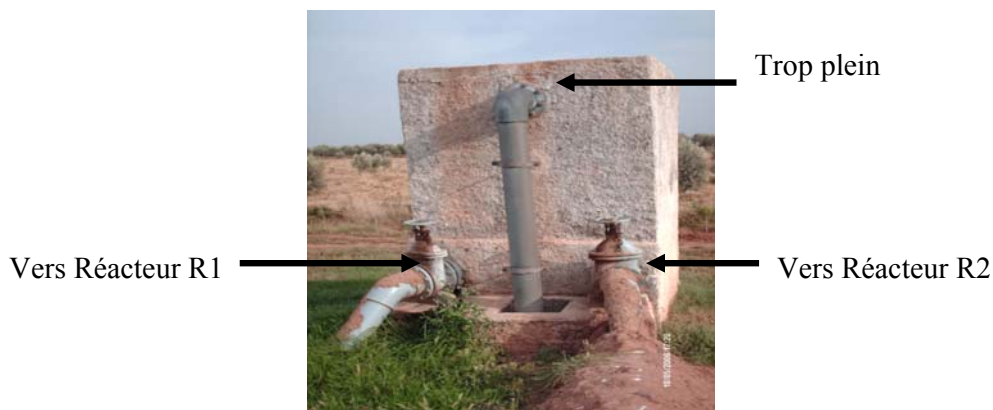
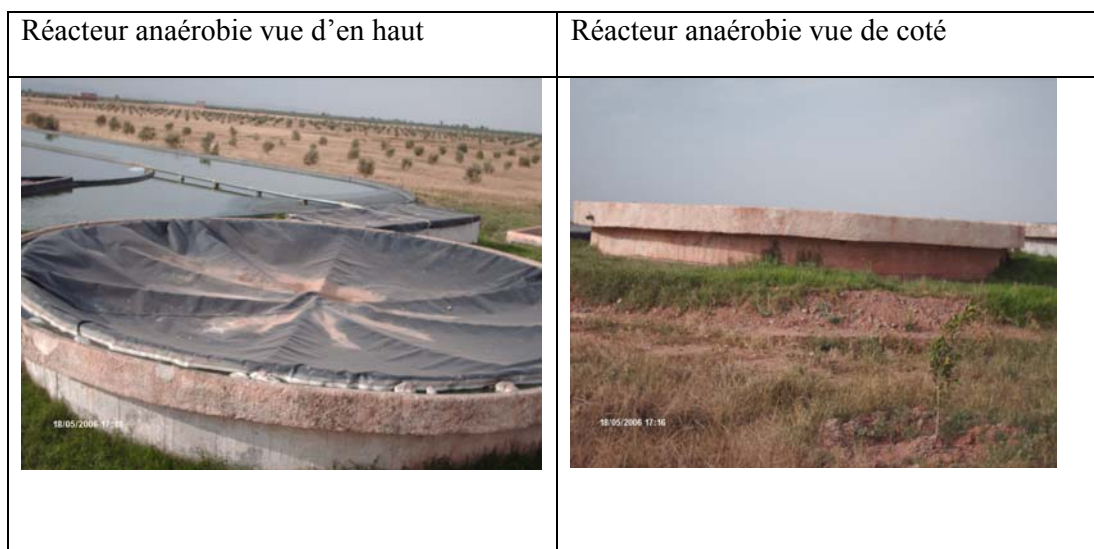


Figure 27: Bassin de Dissipation

V-1-4 Réacteur anaérobie à flux ascendant a deux étages (RAFADE)

Les réacteurs ont Chacun un diamètre de 10 m et une profondeur de 7 m. Le réacteur, R1 se trouve à 2,60 m au-dessus du niveau de la terre naturelle et R2 à 2,10 m. La hauteur de l'eau dans les réacteurs est de 6.5m, donc avec un débit actuel de 900 m³/j le temps de séjour théorique est de 14h, Le temps de séjour théorique dans le réacteur doit être de 24 h.

Figure 28 : RAFADE d'EL Attaouia:



V-1-4-1 Couronne d'étanchéité

Elle est sous forme d'un canal qui entoure le réacteur ayant 0,40 m de large et 0,40 m de profondeur. Cette couronne est remplie d'eau épurée provenant du dernier stade d'épuration et sert de bouchon hydraulique où vient reposer le bord inférieur des couvercles des réacteurs R1 et R2.

Figure 29: Couronne d'étanchéité



V-1-4-2 Couvercles des Réacteurs

En attendant la réalisation de couvercle en polystère, les réacteurs ont été momentanément couverts à l'aide d'un film de polyéthylène à haute densité.

Le couvercle doit normalement avoir la forme de coupole placée au-dessus des réacteurs et permet de les couvrir intégralement de sorte que les eaux usées en traitement soient complètement confinées et qu'elles n'aient contact avec l'atmosphère. Les couvercles

étaient réalisés en polyester fibre de glass et résine renforcée sous forme de coupole (voire photo).

V-1-4-3 Entrées du RAFADE

Un autre point important que nous avons relevé pendant ce diagnostic concerne le nombre de points d'entrées et de sorties du réacteur, ces derniers sont munies de 4 entrées, c'est à dire 19.6 m^2 par entrée, ce nombre est loin des valeurs recommandées pour ce type d'ouvrage 4 m^2 de surface par entrée, avec un diamètre de 10 m on aura donc besoin de 20 entrées.

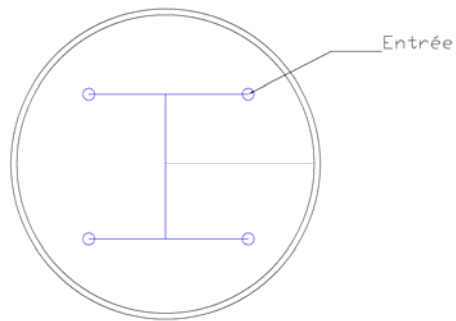


Figure 30 : Dispositifs d'entrée des Réacteurs

V-1-5 Décanteur

Placé en aval du réacteur R2, Le décanteur est longitudinal de type classique. Il a les dimensions suivantes : longueur : 8,50 m ; largeur : 2,80 ; profondeur moyenne : 1,60 m. et une profondeur maximale de 3m. Le décanteur est muni d'un couvercle de PEHD. Le temps de séjour actuel dans le décanteur est de 1h, la vitesse de hazen est actuellement de 3.15 m/h, cette valeur est le double des valeurs recommandées pour ce types d'ouvrage (1.5m/h). Ce décanteur est sous dimensionné, ce qui pose des problèmes pour les composantes en aval du système.



Figure 31: Décanteur

V-1-6 Lits de séchage des boues

Les lits de séchage des boues sont au nombre de 4. Ils sont construits à l'aide de parpaings et de ciment et ont les dimensions suivantes : Longueur : 7 m ; largeur 2,80 m et profondeur 0,40 m. Les boues liquides sont déversées sur une couche de sable très fin. La productivité actuelle du lit de séchage est de 2.7 kg.MES/m².j, cette valeur est élevée par rapport à ce qui est recommandé (une productivité du lit de 1 kg.MES/m²), ces lits sont également sous dimensionnés.



Figure 32: Lits de séchage

V-1-7 Chenal algal

Il est construit en béton sous forme de serpentin avec 10 m de large et de 0,50 m de profondeur. Le chenal est imperméabilisé par une géomembrane qui assure l'étanchéité et permet d'éviter tout risque de percolation des eaux en profondeur.

La vitesse de circulation de l'eau est entre 0,18 et 0,25 m/seconde grâce à l'action d'une roue à palette entraînée par un moteur électrique de 3 kW et séjourne environ 3.25 jours dans le chenal. Ce temps de rétention hydraulique actuel reste dans la gamme des valeurs recommandées (3 jours dans la station de l'IAV), le CAHR à une capacité suffisante pour traiter le débit actuel.

La hauteur de l'eau dans le chenal est fixée à 0,35m. La longueur moyenne du chenal algal est de 122 m et sa largeur totale est égale à 60 m.

Le déversoir de sortie du CAHR doit être recalibrer pour faire passer un débit de 54.7 l/s.

Figure 33: CAHR

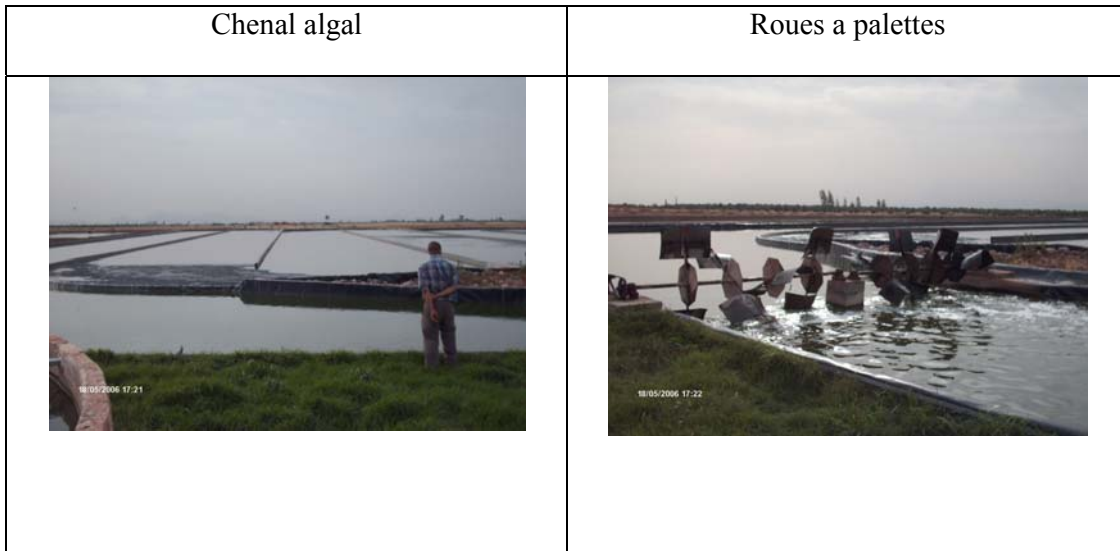


Figure 34 : Déversoir de sortie du CAHR



V-1-7 Bassins de maturation

Les bassins de maturation ont la forme classique parallélépipède avec 63 m de long sur 25 m de large et 1 m de profondeur. Les deux bassins sont imperméabilisés à l'aide d'une couche compactée d'argile de 15 cm. L'effluent est admis dans le bassin M1 avant de passer par sur verse au niveau du déversoir réservé à cet effet vers M2. Le temps de séjour global étant de 1,14 jours par bassin.



Figure 35: Bassin de Maturation (M1)

Les deux bassins de maturation sont munies d'une seule sortie et une seule entrée ceci a un effet négatif sur les performances de ces ouvrages ; on assiste la présence de quelques points morts dans les coins opposés aux emplacements des entrées et sorties, la superficies des bassins se trouve alors sous exploitée (voire figure 28)

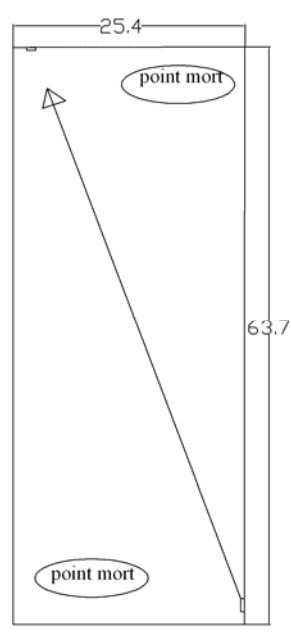


Figure 36: Bassin de Maturation (Dispositifs d'entrées et Sorties) (BM1)

Une bonne distribution de l'influent a l'entrée et à la sortie des bassins s'impose par l'utilisation des déversoirs toute au long de la largeur des deux bassins.

V-2 Performance de la STEP :

Les résultats des analyses sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 26: Paramètres mesurés in situ

	T en °C	conductivité (µs/cm)	Oxygène Dissout (mg/l)	pH
Entrée STEP	28	2100	1	7,6
Effluent CAHR	29	2100	15 à 20cm de profond	7,37
M1	29,5	2030	35 à 20cm de profond	
			17à 50cm de profond	
M2	29,9	2040	9,03 à 50cm de profond	7,15
			17,20 à 20cm de	
Effluent final	29,9	2060	18,8	7.01

Tableau 27 : Demande chimique et biochimique en oxygène

Point échantillonnage	DCO (mg/l)	TA %	DBO5 (mg/l)	TA %
Entrée STEP	902		356	
Effluent décanteur	720	20	288	19
Effluent CAHR	346	52	109	62
Effluent BM1	240	31	78	28
Effluent BM2	134	44	21	74

Tableau 28: valeurs et taux d'abattement des matières solides.

Point échantillonnage	MES (mg/l)	TA %	MVS (mg/l)	TA %	MST (mg/l)	TA %	MVT (mg/l)	TA%	MD	TA%
Entrée STEP	300		208		1418		410		6	
Effluent prétraitement	1080	-	288	-	1576	-	492	-	12	-50
Effluent CAHR	380	64,81	100	65	1344	16,36	320	35		
Effluent BM2	60	94,44	56	44	1194	9,52	194	39	0,2	98

Tableau 29: Valeurs et taux d'abattement des nutriments.

Point échantillonnage	NTK (mg/l)	TA %	N-NH4+ (mg/l)	TA %	Pt (mg/l)	TA %	P-PO4+ (mg/l)	TA %
Entrée STEP	72		54,3		7,9		7,78	
Effluent prétraitement	73	-2	47,0	13	8,7	-10	6,61	15
Effluent CAHR	72	2	45,4	4	9,4	-8	7,13	-7.8
Effluent BM1	56	22	49,3	-9	12,7	-35	8,3	-16
Effluent BM2	50	10	38,6	22	13,4	-5,5	7,6	8

Tableau 30: Coliformes fécaux

Point échantillonnage	valeur
Entrée STEP	4,6 10 ⁸
Effluent prétraitement	1,8 10 ⁶

V-2-1 Réacteurs anaérobies (RAFADE) :

Les réacteurs anaérobies reçoivent une eau brute avec une DCO de 902 mg/l et 356mg/l de DBO₅, a la sortie du décanteur qui est mis en série avec les RAFADE, on trouve une DCO de 720 mg/l et une DBO₅ de 288mg/l, le taux d'abattement de la DCO est de 20% dans les deux composantes du systèmes et celui de la DBO₅ et de 19 %, ces taux d'abattement sont très faibles par rapport a ce qu'on trouve a la station de

l'IAV qui atteint 60% et 74% respectivement pour la DCO et la DBO₅ a la sortie des réacteurs et 70% et 85% a la sortie du décanteur, on peut dire donc que les réacteurs et le décanteur sont en état de dysfonctionnement et ne remplissent pas de ce fait leurs rôles,

Les réacteurs anaérobies sont dimensionnés pour un débit de 550 m³/j, or les compagnes de mesure du débit ont révélé un débit beaucoup plus élevé reçue par la station, il avoisine 900m³/j, les réacteurs sont sous dimensionnés pour traiter les débits actuelles, le temps de rétention hydraulique est diminué de 42%.

V-2-2 Le décanteur

Il a pour rôle de piéger les matières décantables et les MES contenues dans l'effluent des réacteurs anaérobies, son rendement sera essentiellement analysé par rapport a ces paramètres, on voit à partir des résultats que son rendement est négatif pour les MES, les MST et les MD, le décanteur n'enlève pas les matières solides mais au contraires il les accumules.

Le décanteurs a une capacité de traitement de 450 m³/j alors que le débit mesuré a l'entrée de la STEP est de 900 m³/j, avec ce débit on obtient un taux de débordement de 3.15 m/h, les vitesse recommandées et entre 1 a 1.5 m/h, on conclut donc que cette composante est sous dimensionnée pour traiter le débit actuel, ceci explique le dysfonctionnement de celui-ci, on assiste a un lessivage de boues au niveau du décanteur.

Les boues piégées dans le décanteur doivent être évacuées quotidiennement vers les lits de séchage, si cette opération n'est pas accomplie chaque jour elle contribuera également à l'accumulation des matières solides.

L'inefficacité du décanteur a un effet très négatif sur le fonctionnement des composantes en aval du système, que nous allons expliquer dans ce qui suit.

V-2-3 Chenal algal

Dans le CAHR la DCO passe de 720mg/l à 346 mg/l tandis que la DBO₅ de 288mg/l, à DBO₅ 109 mg/l, les taux d'élimination de la DCO et DBO₅ sont respectivement de 52% et 62 %,l'essentiel de la pollution carbonée est enlevé dans le CAHR par décantation, de

l'autre coté il reçoit 73mg/l de NTK et 8.7 mg/l de phosphore total, et on sort avec 72 mg/l et 9.4 mg/l respectivement de NTK et Phosphore total ,nous avons donc un taux d'élimination quasi nul pour le l'azote et le phosphore(% d'élimination de N et P est inférieur a 4%).

Dans cette situation, une quantité importante de matières en suspension échappe au décanteur et se dépose dans le CAHR avec la conséquence immédiate d'une réduction de la pénétration de la lumière à travers la colonne d'eau, ce qui gêne l'activité photosynthétique des algues, en gros il perturbe la vie de la symbiose du chenal. Le CAHR est le siège d'une activité de dégradation de la matière organique (sédiment formés) ce qui diminue l'élimination de N et P ainsi que les agents pathogènes.

La fonction épuratoire du CAHR bascule ainsi d'un mode de traitement 'secondaire/tertiaire' vers un mode essentiellement 'primaire', La croissance algale qui est l'activité principale du CAHR se trouve alors affecter, et son efficacité pour l'élimination de N et P diminue.

Le chenal reçoit 1576 mg/l de matières sèches totales ,c'est l'équivalent de 1260 kgMS/j, on en sort avec 1344 mg/l de MST c'est l'équivalent de 1075 kg/j, on estime que 80% des MST sont produites dans le CAHR sous forme de biomasse algale, la quantité du MST qui sort du CAHR réellement est de 215 kg/j ,de ce fait 1045 kg/j reste dans le CAHR ,le rendement de biodégradation est de 60% de la MO , en gros la quantité de MST qui s'accumule dans le CAHR est estimé a 418 kg/j .

Nous ajoutons que ces matières décantables seront ensuite le siège d'une activité de dégradation intense, ce qui va réduire la concentration en oxygène dissout et donc déstabilisé l'équilibre du chenal, une anaérobiose risque de se développer dégageant des mauvaises odeurs et baissant les performances d'élimination des pathogènes, de N et P.

On est donc en présence d'un système dont le fonctionnement n'est pas durable.



Figure 37 : CAHR d'EL Attaouia

La conception d'un décanteur capable de traiter le débit des eaux usées actuels et futures (horizon 2015) et Le passage par une filtration rapide sur gravier est dicté par le besoin d'empêcher les particules peu denses qui échappent au décanteur de venir se déposer dans l'unité de 'post-traitement' et de gêner ainsi son fonctionnement.

V-2-4 Bassins de maturation

Les taux d'abattement des nutriments (azote et phosphore) ne dépasse pas les 20 % alors qu'il dépasse les 70 % dans le cas de la station de la STEP de l'IAV, la même chose peut être dite pour l'élimination des coliformes fécaux ,l'effluent finale de la STEP a une teneur en NTK de 50 mg/l avec 77% sous forme de sels d'ammonium et une teneur en phosphore total de 13.46 mg/l avec un pourcentage de 57% sous forme d'ortho phosphates.

Les sédiments accumulés dans ces bassins jouent un rôle direct dans cette chute des performances de la désinfection en modifiant les conditions physico-chimiques dans les bassins, la forte croissance algale entraîne un effet de masquage de la lumière et une chute de l'émission d'oxygène dans le bassin.



Figure 38: Bassin de maturation (M1)

L'effluent final à la sortie de la STEP a les caractéristiques suivantes :

Tableau 31: caractéristiques de l'effluent final de la STEP d'EL Attaouia

paramètre	unité	valeurs
DCO	mg/l	134
DBO5	mg/l	21
MES	mg/l	60
MST	mg/l	1194
MVS	mg/l	56
MVT	mg/l	194
MD	ml/l	0.17
NTK	mg/l	50
N-NH ₄ ⁺	mg/l	38.64
P TOTAL	mg/l	13.46
P-PO ₄ ³⁻	mg/l	7.62
Coliformes Fécaux	Cf/100ml	1.8 10 ⁶



Figure 39: Effluent final de la STEP

Malgré la situation de dysfonctionnement de certains ouvrages de la STEP, l'effluent final a une qualité acceptable, ce qui témoigne de l'efficacité du système de traitement (RACAHR).

IV - Mise à Niveau de La STEP

Les prévisions du débit pour l'horizon 2015 révèlent un débit de 2050 m³/j, le diagnostic effectué dans les paragraphes précédents montre que les ouvrages actuels de la STEP présentent des capacités de traitement différentes d'un ouvrage à l'autre mais on général ils sont en dessous du débit de l'horizon 2015.

Le tableau ci-dessous récapitule les capacités actuelles et les besoins pour l'horizon 2015.

Tableau 32 : Capacités actuelles et les besoins pour l'horizon 2015.

Ouvrage	Actuel	Horizon 2015	Nécessité de Mise à niveau
Station pompage	30 l/s	54.7 l/s	oui
Conduite de refoulement	200 mm	250 mm	oui
Bassin de dissipation	Hauteur de 4.6 m	Hauteur de 6m	oui
RAFADE	500 m ³ /j	2054 m ³ /j	oui
Décanteur	450 m ³ /j	2054 m ³ /j	oui
Filtre à gravier	absent	nécessaire	oui
CAHR	7320 m ²	15405 m ²	oui
Bassins de maturation	1575 m ²	2847 m ²	oui

Il apparaît clairement que la mise à niveau de la STEP pour l'horizon 2015 nécessite de recalibrer la totalité des ouvrages de cette dernière, la capacité de traitement actuelle de la STEP est de 450 m³/j, nous devons donc installer une deuxième filière en parallèle avec celle installée actuellement, et qui pourra traiter le reste du débit nécessaire à l'horizon 2015 a savoir 1600m³/j.

Le budget alloué par la municipalité a l'extension de la STEP est de 1.000.000 de Dirham, Sachant que le coût globale de la construction de la filière actuelle en 2002 était de 5.000.000 de Dirham, il est donc évident que le coût de l'installation d'une filière complète en parallèle capable de traiter un débit de 1600m³/j sera nettement supérieur à celui qui lui est réservé par la municipalité.

La question qu'on se pose est : peut-on remédier au sous dimensionnement et au dysfonctionnement de la STEP en recourant a un horizon intermédiaire a savoir 2010 ?

De l'autre coté, les prévisions des volumes des rejets révèle un débit de 1270 m³/j pour l'horizon 2010 avec un débit de pointe de 30 l/s. dans ces conditions le tableau 32 devient :

Tableau 33 : Capacités actuelles et les besoins pour l'horizon 2010.

ouvrage	Actuel	Horizon 2010	Nécessité Mise à niveau
Station pompage	30 l/s	30 l/s	non
Conduite de refoulement	200 mm	200 mm	non
Bassin de dissipation	Hauteur de 4.6 m	Hauteur de 6m	oui
RAFADE	500 m ³ /j	1270 m ³ /j	oui
Décanteur	450 m ³ /j	1270 m ³ /j	oui
Filtre à gravier	absent	nécessaire	oui
CAHR	7320 m ²	7303 m ²	non
Bassin de maturation	1575 m ²	1526 m ²	non

On remarque a partir du tableau que l'adoption d'une phase intermédiaire (l'horizon 2010 au lieu de l'horizon 2015 peut réduire le coût significativement et rendre la mise a niveau de la STEP plus abordable en terme de coût, du fait que nous aurons besoin d'installer uniquement les ouvrages capables de traiter 810 m³/j supplémentaires. ces ouvrages sont :

- Un Bassin de dissipation,
- le RAFADE, avec ses deux réacteurs R1 et R2 et son décanteur
- le filtre à gravier.

Dans cette configuration l'unité de prétraitement fonctionnera en parallèle avec celle existante et qui continuera à recevoir 450 m³/J.

IV-1 Bassin de Dissipation

Le nouveau bassin de dissipation envisagé doit répartir le débit total intercepté par la STEP entre la filière de prétraitement actuelle et celle projetée (qui fait l'objet de la présente étude), pour savoir quel débit doit-on acheminer vers la filière actuelle nous avons évalué les capacités de traitement de chaque ouvrage de cette unité à savoir le RAFADE et le Décanteur, et puisque ces ouvrages sont installés en série, ce débit sera égal au débit de l'ouvrage qui présente la capacité minimale, il ressort que le décanteur est le facteur limitant dans la filière actuelle puisqu'il ne peut traiter que 450 m³/j, contre (550 m³/j) pour les réacteurs anaérobies.

La filière actuelle traitera donc 450 m³/j, la filière projetée sera dimensionnée pour les 800 m³/j qui restent du 1270 m³/j.

La filière actuelle traitera 35% du débit, les 65 % qui restent seront traités par la filière projetée.

Deux déversoirs rectangulaires à mince parois doivent être installés sur le BD, la relation $Q = f(H)$ du déversoir rectangulaire à mince parois peut être décrite par une formule de la forme (définie suivant la norme NF ISO 3846 (1990)):

$$Q = \left(\frac{2}{3}\right) \times C_d \times l \times \sqrt{2g} \times H^{\frac{3}{2}}$$

Avec l : largeur du déversoir.

H : la charge hydraulique au dessus du seuil du déversoir

C_d : coefficient adimensionnel de débit du déversoir, il est déterminé par la relation universelle de Rehbock :

$$Cd = 0.4023 \times \left(1 + \frac{0.135h}{w}\right) \left(1 + \frac{0.0011l^3}{h}\right)^2 = 0.4023 + 0.0542 \frac{h}{w}$$

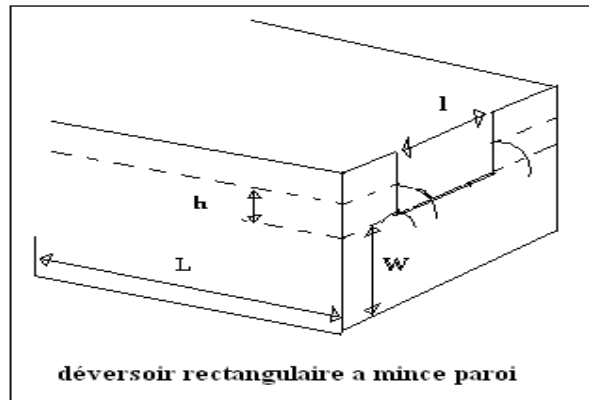


Figure 40 : Déversoir rectangulaire à mince paroi

Dans notre cas on fixe une hauteur d'eau au dessus du seuil du déversoir $h = 15\text{cm}$ a ne pas dépasser pour le débit de pointe et puisque nous avons pris $W = 80\text{ cm}$, le Cd calculé est égale a 0,41.

Nous aurons besoins de deux déversoirs rectangulaires qui nous permettent d'avoir

$$Q_{fa} = 0.35 \cdot Q_T \quad \text{Et} \quad Q_{fp} = 0.65 \cdot Q_T$$

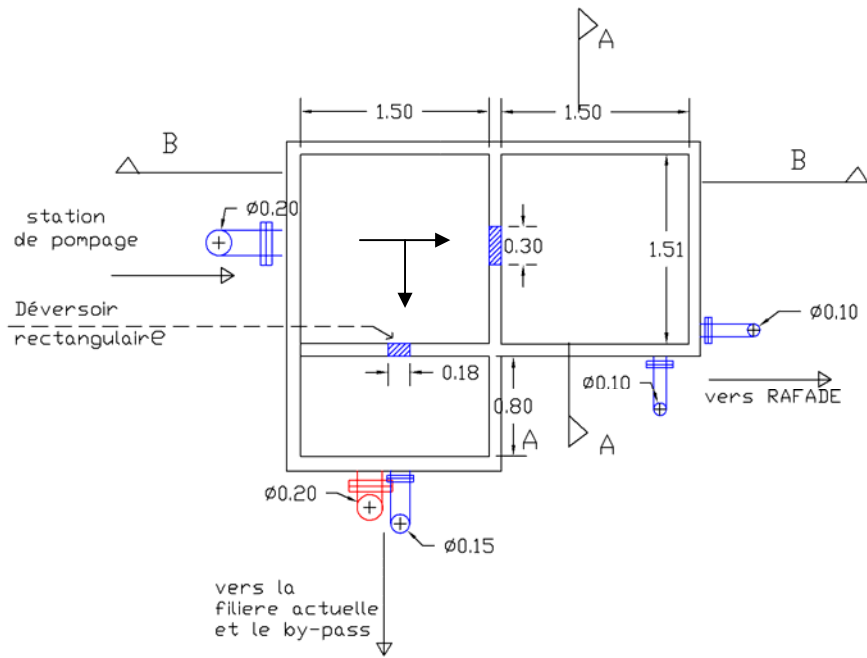
fa : pour la filière actuelle ; fa : pour filière projetée ; Q_T : le débit total 30 l/s

La largeur des déversoirs est calculée par :
$$l = \frac{3 \times Q}{2 \times Cd \times \sqrt{2g} \times h^{\frac{3}{2}}}$$

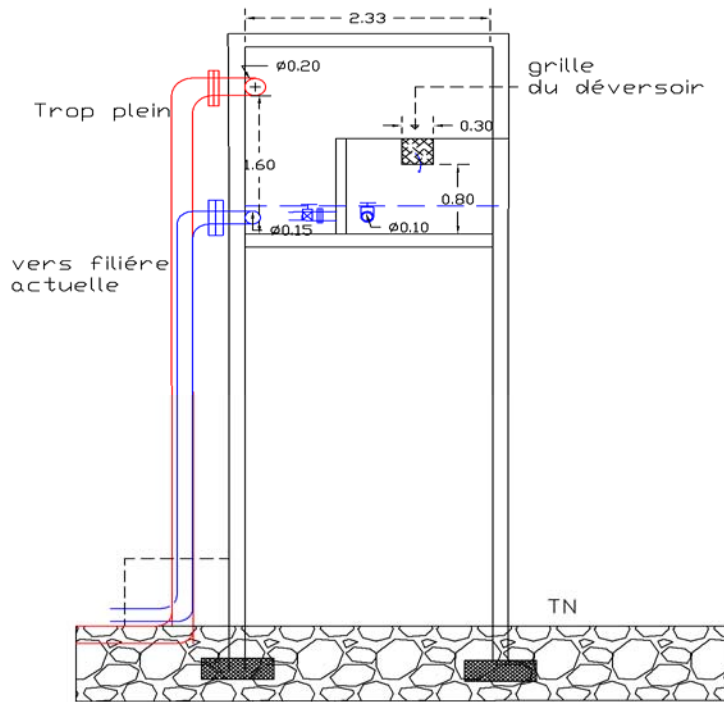
Nous allons prévoir une revanche de 15 cm,

Tableau 33: Tableau récapitulatif du déversoir :

Paramètres	Déversoir pour FA	Déversoir pour FP
H eau (cm)	15	15
R (cm)	15	15
H totale (cm)	30	30
W (cm)	80	80
l (cm)	18	30
Cd	0.41	0.41



Bassin de dissipation
vue de dessus



Bassin de dissipation
Section :A-A

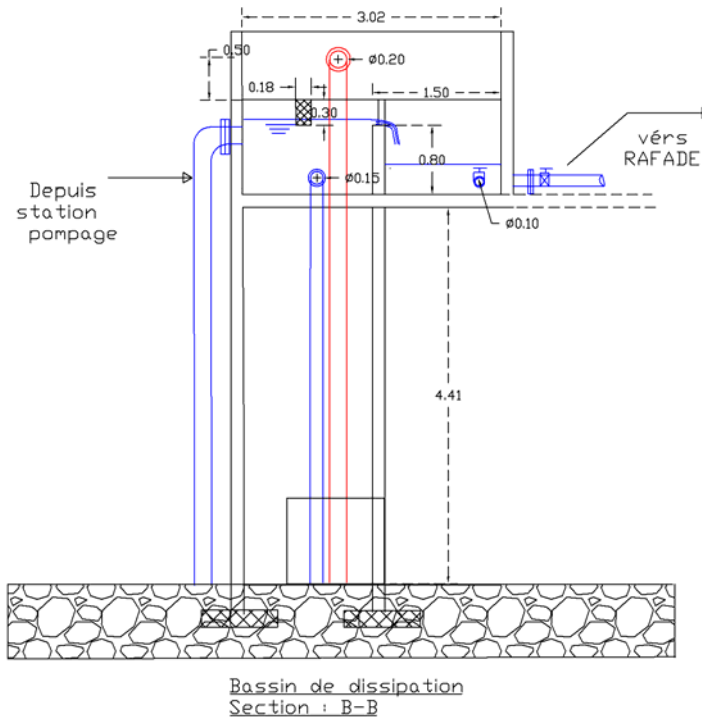


Figure 41 : Bassin de dissipation

IV-2 Réacteurs anaérobies :

IV-2-1 Volume du Réacteur

Le paramètre clef dans le dimensionnement des réacteurs est le temps de rétention hydraulique (TRH). Il a une action directe sur la performance des réacteurs.

Le volume des réacteurs est calculé par :

$$V = Q \times TRH$$

Avec Q : débit en m³/h

TRH : temps de rétention hydraulique en h

Pour la détermination de ce temps de séjour nous allons nous baser sur l'approche de la constante cinétique de premier ordre de dégradation.

- **Approche basée sur la constante cinétique de premier ordre de dégradation.**

La constante cinétique de premier ordre de dégradation de la DCO (k) traduit l'activité des bactéries qui dégradent la matière organique admise dans un réacteur pour tirer

l'énergie nécessaire à leur maintien et leur croissance, c'est un élément de dimensionnement important pour le RAFADE. (Voire première partie)

L'équation ci-dessus devient pour un modèle d'écoulement en piston:

$$\frac{Cs}{Ce} = e^{(-K \times TRH)}$$

Ou Cs : concentration de sortie ;Ce concentration d'entrée ;k constante cinétique de premier ordre ;TRH :temps de rétention hydraulique

Dans cette approche, nous considérons chaque réacteur à part avec sa constante de dégradation et son taux d'abattement, car les deux réacteurs du RAFADE ont des performances différentes.

Le test de traçage de l'année précédente (Serhane ;2005) à la station de l'IAV a donné les résultats suivant pour la constante cinétique de dégradation:

Tableau 34: Valeurs de k pour R1 et R2

Réacteur	K (J ⁻¹)
R1	0.93
R2	0.33

Le suivi des performances du RAFADE dans la station de l'IAV (partie I) a donné également les taux d'abattement suivants (tableau 36) :

Tableau 35: Valeurs des TA de la DCO pour R1 et R2

Réacteur	TA % de la DCO
R1	55
R2	25

Avec une DCO d'entrée de 900 mg/l et on appliquant les taux d'abattement ci-dessus on trouve :tableau 37

Tableau 36: Calcul du TRH et du Volume pour R1 et R2

Réacteurs	Ci (mg/l)	Ce (mg/l)	Ln (Ci/Ce)	K (j ⁻¹)	TRH (h)	Volume du Reacteur(m ³)
R1	900	360	0.916	0.93	23.7	810
R2	360	260	0.325	0.33	23.6	810

Nous avons adopté un TRH de 24 h pour chaque réacteur, le rendement total des réacteurs sera de 71 % pour la DCO.

IV-2-2 Nombre de Réacteurs en parallèle

Les réacteurs projetés doivent traiter un débit de 810 m³/j. La majorité des auteurs recommandent d'adopter plus d'un seul réacteur quand on a affaire à des capacités qui dépassent 1000m³ (van Haandel and Lettinga, 1994), nous avons besoin d'un volume de 810m³ pour chaque Réacteurs (R1 et R2) ces volumes sont inférieurs à 1000m³, on n'a pas besoin de mettre deux séries de réacteurs en parallèle. Finalement notre RAFADE comportera une série de deux Réacteurs R1 et R2 avec un volume de 810m³ chacun.

IV-2-3 Profondeur du Réacteur

Après la détermination du volume nécessaire, Le paramètre le plus important dans le dimensionnement des réacteurs est la profondeur, car cette dernière détermine la vitesse d'ascension. Des valeurs élevées de cette vitesse sont recherchées pour améliorer le contact entre les cellules bactériennes et l'influent (substrat). Cependant, des valeurs excessives de la vitesse d'ascension peuvent conduire au lessivage des boues actives et à la réduction de la concentration des boues dans le réacteur. Rappelons que la concentration des boues dans le réacteur conditionne le taux de digestion. La moyenne quotidienne de vitesse d'ascension ne doit pas dépasser 0.7 m /h (van Haandel and Lettinga : 1994).

La hauteur d'eau (profondeur) Détermine la charge hydrostatique qui sera appliquée sur les parois du réacteur, autrement dit la hauteur d'eau détermine la quantité d'acier et de béton à mettre en place.

$$V = \frac{Q_i}{A} = \frac{V_r}{TRH \times A} = \frac{H}{TRH}$$

V: vitesse d'ascension (m/h);

Q_i: débit quotidien moyen (m³/j)

A: surface du réacteur (m²);

V_r: volume du réacteur (m³);

H: profondeur du réacteur (m);

TRH; temps de rétention hydraulique en h

Donc a TRH constant l'augmentation de la profondeur se traduit par une augmentation de la vitesse d'ascension.

A titre de comparaison le tableau suivant récapitule les dimensions pour deux cas de forme et 3 profondeurs différentes :

Tableau 37: Formes de base du Réacteur

Forme cylindrique			
Profondeur (m)	4	5	6
Diamètre (m)	16.0	14.3	13.0
Vitesse d'ascension (m/h)	0.17	0.21	0.25
Surface totale occupée (m ²)	510	407	340
Forme rectangulaire			
Profondeur (m)	4	5	6
Largeur (m)	14.1	12.6	11.5
Surface totale occupée (m ²)	400	320	265

La fourchette de variation des hauteur d'eau recommandées pour ce type d'ouvrages est généralement entre 4m et 6m (van Haandel and Lettinga,1994) .Une hauteur d'eau de 4.5m répond aux conditions d'optimisation de l'ouvrage dans le cas des réservoirs semi enterrées de même volume ; il est recommandé dans la littérature de ne pas dépasser une hauteur limite maximale de 6m (catalogue des réservoirs d'eau potable ONEP : 2000),

Dans notre cas on cherche a réduire aussi les dimensions en plan ce qui permet :

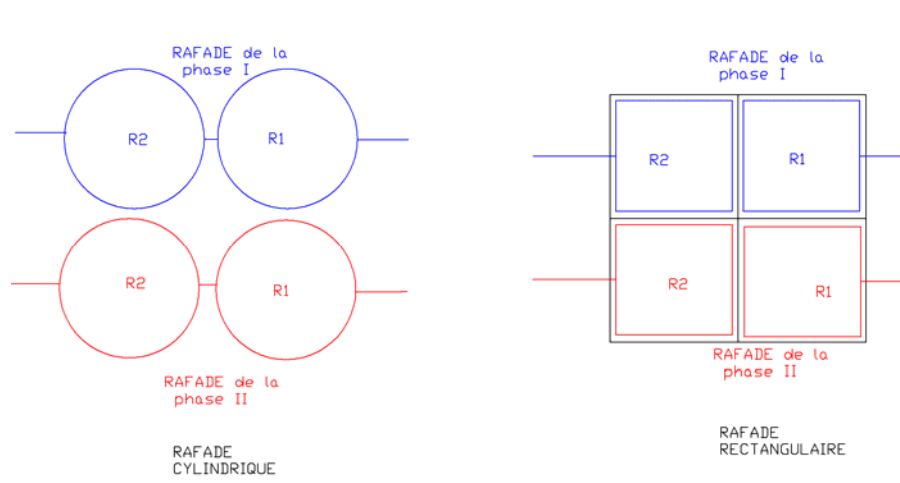
- Une facilité de construction des coupoles de collecte de biogaz.
- Une amélioration de la vitesse d'ascension. des valeur élevées de cette vitesse sont recherchées pour améliorer le contact entre cellules bactériennes et substrat a condition de ne pas dépasser une vitesse de 0.7m/h (voire tableau). on passe de 0.17m/h a 0.25m/h on passant d'une hauteur de 4m a 6m.
- Une diminution du nombre des conduites d'entrée du liquide (une entrée pour 4m² de superficie à la base du réacteur).on passe de 100 conduites d'entrée dans le cas d'une profondeur de 4m à 66 entrées dans le cas d'une profondeur de 6m.

Pour être dans la plage des hauteurs indiquées et on même temps prendre en considérations les points cités ci-dessus, nous allons nous limiter à une hauteur de 6 m

IV-2-4 Forme en plan

Il existe deux formes géométriques de base pour les réacteurs : parallélépipédique ou cylindrique, les formes cylindriques sont plus indiquées pour des faibles capacités, mais pour des capacités élevées et lorsqu'on a plus d'un seul réacteur la forme rectangulaire est la plus recommandée car plusieurs parois seront partagées entre les réacteurs.

Comme nous l'avons signalé plus haut, le débit de la phase II (horizon 2015) est le double du Débit de la phase I (horizon 2010), donc nous aurons besoin de dupliquer la série de prétraitement de la phase I, dans la comparaison des périmètres et de la superficie des réacteurs pour les deux cas de forme possibles (cylindrique et rectangulaire), nous allons prendre en considération la série de RAFADE projetée en parallèle pour la phase II, on aura 4 réacteurs (voir figure).



Le périmètre total dans le cas de la forme cylindrique est :

$$L1 = n \times \pi \times D$$

Avec n : nombre de réacteurs et D: diamètre des réacteurs (m)

Dans notre cas nous avons $L1 = 4 \times 3.1415 \times 13 = 163 \text{ m}$

Pour la forme parallélépipédique et avec 4 parois en commun le périmètre est donné par :

$$L2 = 12 \times l$$

Ou l est la largeur du réacteur en (m) ceci donne $L2 = 138$ m

On voit bien que le périmètre dans le cas parallélépipédique est inférieur, cette disposition nous a permis de réduire le périmètre de 15 % et une réduction de la superficie totale occupée par les réacteurs de 21% (on est passée d'une superficie de 679 m^2 pour une forme cylindrique a 533 m^2 pour un forme parallélépipédique).

La forme parallélépipédique peut avoir des dimensions carrées ou rectangulaires, le périmètre diminue avec le rapport longueur/largeur comme suit (van Haandel et Lettinga, 1994):

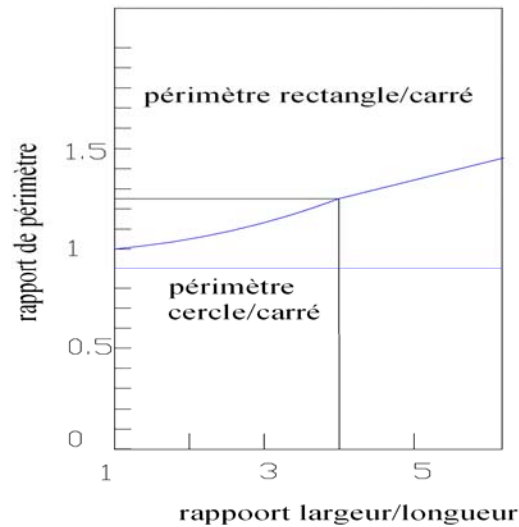


Figure 42 : Rapport de périmètre

Le rapport (longueur /largeur) =1 correspond au périmètre minimal, La surface relative des parois latérales varie également en fonction du rapport longueur/largeur et elle est minimale pour un rapport longueur/ largeur de 1, ceci signifie qu'une forme carrée réduit le périmètre et la superficie latérale des parois et réduit de ce fait la quantité de matériaux requise pour la construction.

On aura finalement les dimensions suivantes :

Tableau 38: Dimensions du Réacteur

Temps de rétention hydraulique	j	1.0
Volume	m ³	800
profondeur	m	6.0
Surface par réacteur	m ²	133
Largeur du réacteur	m	11.5
Surface par entrée	m ²	4.0
Nombre d'Entrée par réacteur	U	33
Vitesse d'ascension (max 0,7)	m/h	0.25
Charge volumique du réacteur	kg/m ³ *j	0.45

IV-2-5 Distribution de l'influent et collecte de l'effluent

Une distribution homogène de l'influent à la base du réacteur est essentielle, pour le dimensionnement, Il est recommandé de prévoir une entrée par 4 m² de la surface au sol du réacteur. On obtient 33 entrées par réacteur, ces entrées seront réparties de façon homogène au fond du réacteur de façon à respecter la rapport de distribution recommandé, pour avoir une distribution uniforme du substrat, le système d'entrée doit permettre :

- de vérifier que tous les points de distribution reçoivent le même débit.
- Qu'une éventuelle obstruction doit être facilement et rapidement détectable.
- une facilité d'intervention pour éliminer les causes d'obstruction.

Une attention particulière doit être accordée à ce système d'entrée car une mauvaise conception du système de distribution de l'influent peut être à l'origine de la plupart des baisses des performances des réacteurs. (Van Haandel et Lettinga, 1994)

L'utilisation d'un système de conduites horizontales avec des orifices en bas du réacteur, peut donner des résultats satisfaisants pour des réacteurs de faible volume comme c'est le cas pour la station de l'IAV, mais pour des RAFADE de grande taille, le nombre de points d'entrée augmente engendrant une multitude de singularités qui risquent d'augmenter les pertes de charge dans les conduites, avec le temps, ce système peut présenter des obstructions dues au dépôt des matières solides, et provoque ainsi une mauvaise distribution de l'effluent en bas du RAFADE. La situation devient plus compliquée puisque les conduites sont placées en bas des RAFADE la vérification des obstructions devient difficile sinon impossible.

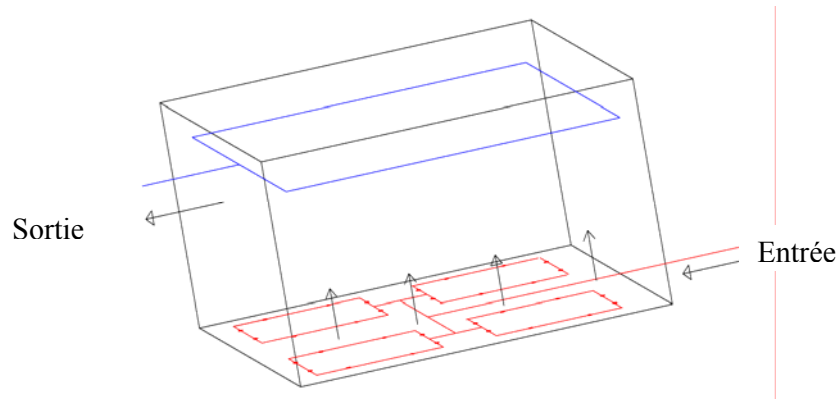


Figure 43: Système d'entrée horizontal et système de sortie du Réacteur

Ces problèmes nous ont poussé a adopter un système qui réduit le nombre de singularités dans les conduites et diminue de ce faite les pertes de charge ,il s'agit d'un système de conduites verticales raccordées a un système de distribution placé sur le toit du réacteur a un niveau hydraulique supérieur à celui au niveau d'eau a l'intérieur des réacteurs, ce système a la forme de 3 anneaux concentriques en acier galvanisé situés autour de la couronne d'étanchéité des coupoles,ces anneaux sont munie de trous ou seront logées les conduites verticales (voir schéma), l'alimentation est assurée par gravité, la pression dans le points d'entrée est la pression atmosphérique,ce système sera couvert par des plaques métalliques pour éviter l'émanation des mauvaises odeurs ,il peuvent donc s'ouvrir pour les inspections.

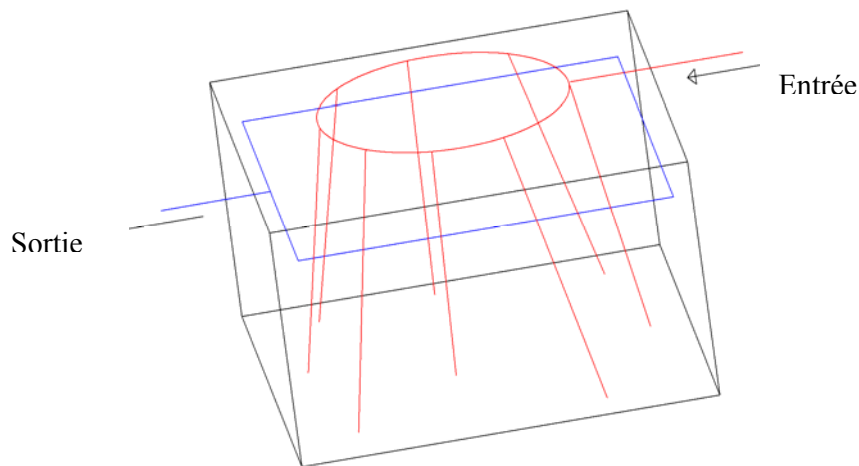


Figure 44: Système d'entrée vertical et système de sortie du Réacteur



Figure 45:Nettoyage des entrées (UASB)

Le dimensionnement des entrées et des sorties obéit aux lois des écoulements à surface libre et en charge, les répartiteurs sont adoptés pour assurer une distribution égale entre les 33 conduites d'alimentation.

On optera pour l'installation des déversoirs triangulaires le long du système d'entrée pour assurer une distribution aussi uniforme que possible à l'entrée de chaque conduite.

Les déversoirs triangulaires sont plus adaptés à la répartition des faibles débits, Le calcul de ces déversoirs se fait par la relation :

$$Q = \frac{8}{15} C_d \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \sqrt{2 \times g \times h^5}$$

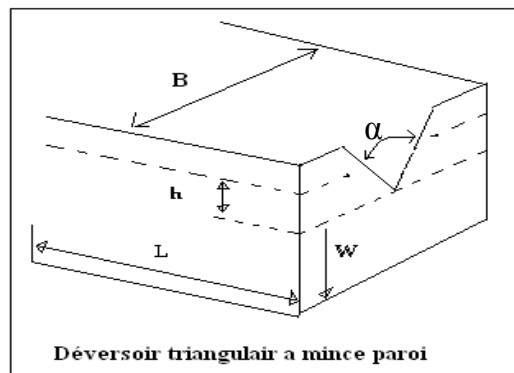


Figure 46: Déversoir triangulaire a mince paroi

Avec

$$C_d = \frac{1}{\sqrt{3}} \left[1 + \left(\frac{h^2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)}{3B(h+w)} \right)^2 \right] \left[1 + \frac{0.66}{h^{3/2} \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \right]$$

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats de calculs

Tableau 39: Résultats de calculs des déversoirs triangulaires

Débit par déversoir (l/s)	0.67
B en cm	60
W en cm	10
H en cm pour le Débit de point	8
L'angle α en degré	30°
Cd	0.63

Les détails de ce system sont illustrés dans les plans.

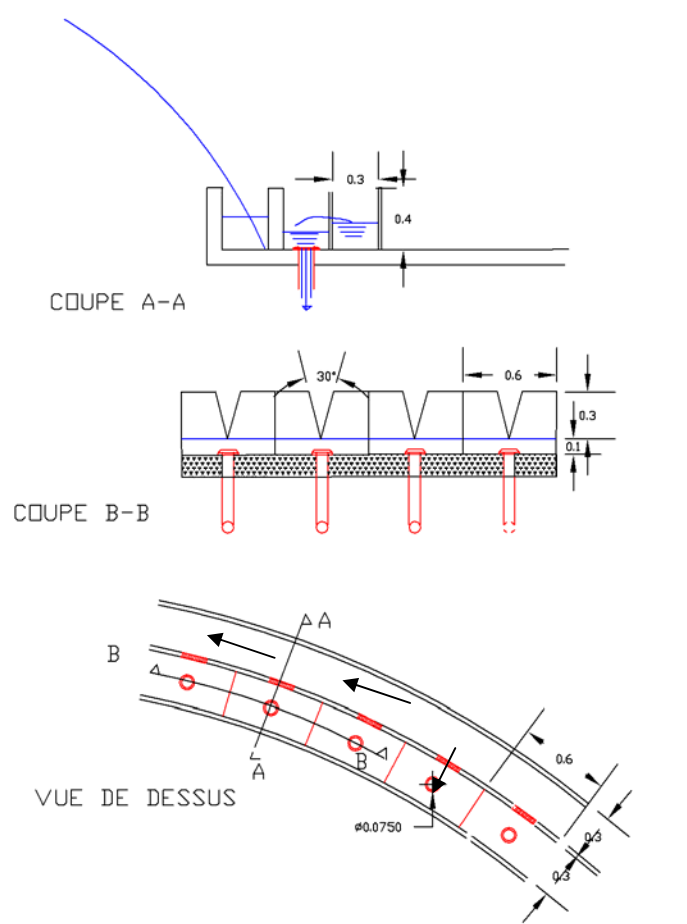


Figure 47: Détail du système d'entrée du RAFADE

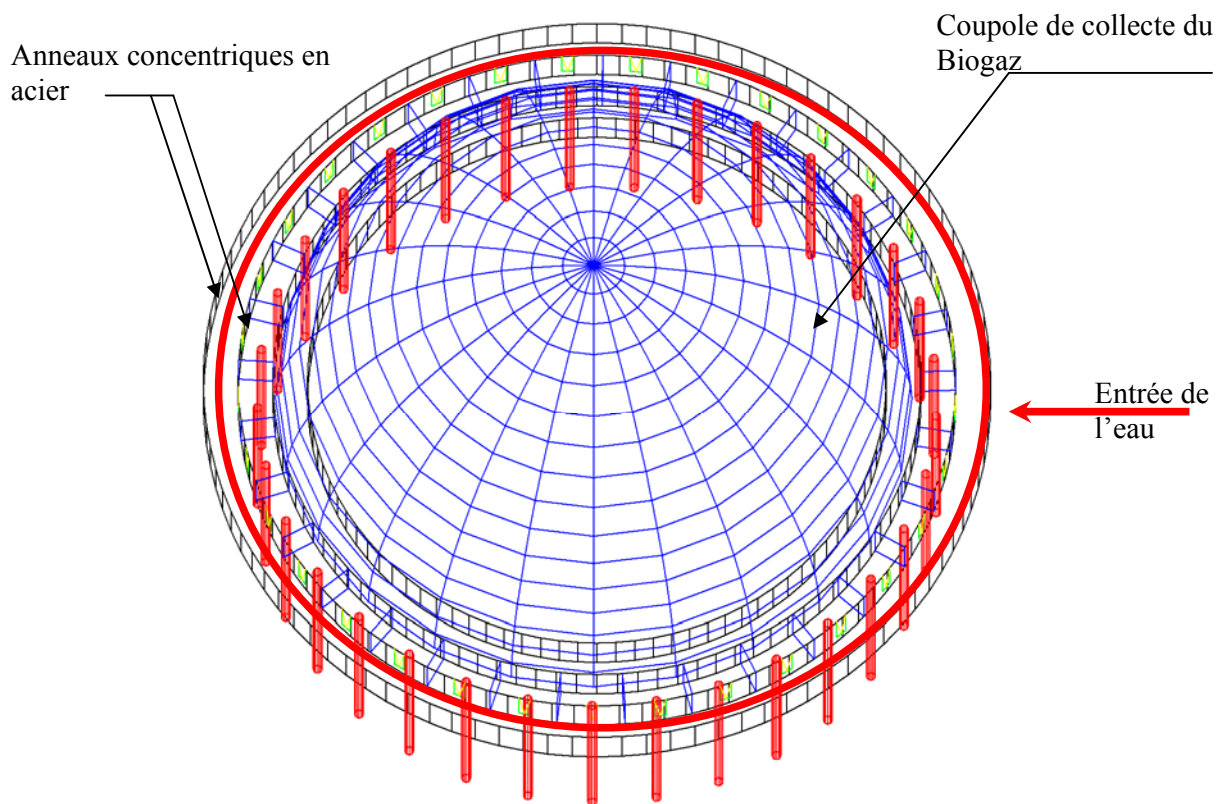
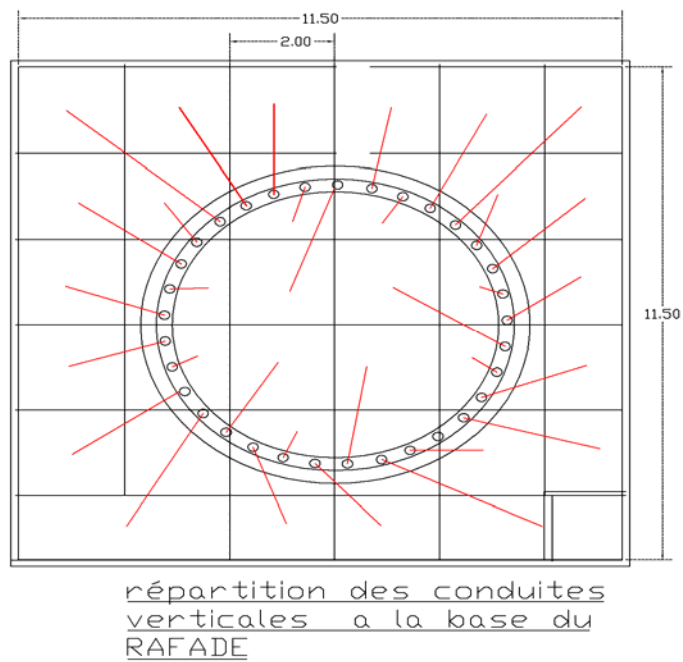
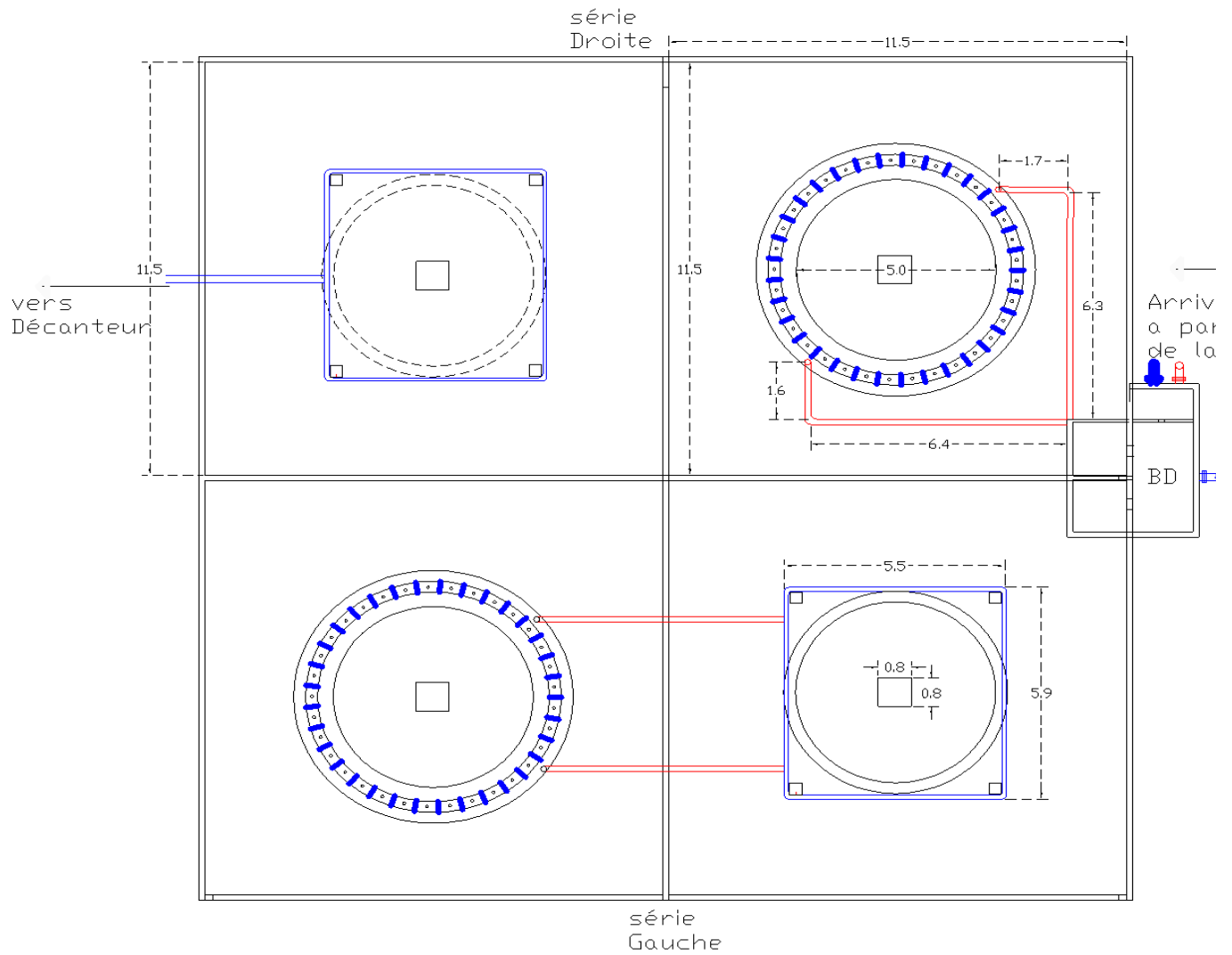


Figure 48: Système de distribution de l'influent dans le Réacteur

IV -2-6 Système de sortie du RAFADE :

La collecte de l'effluent a la sortie du réacteur doit être aussi uniforme que possible, les sorties doivent se situer en haut du réacteur, ils auront une hauteur de 6m par rapport au fond du réacteur pour garder le niveau d'eau à cette hauteur. des tubes de PVC de 50cm



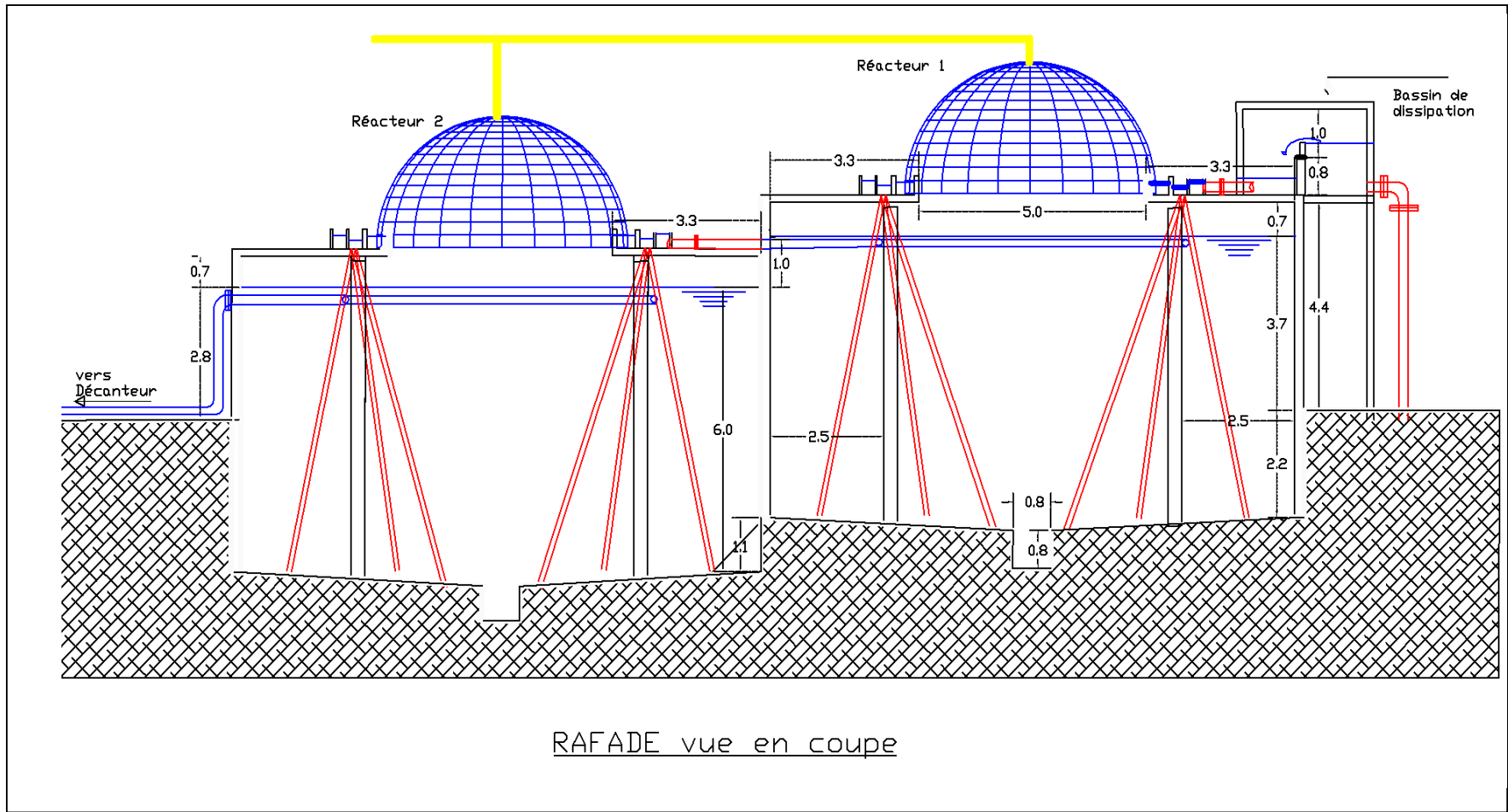
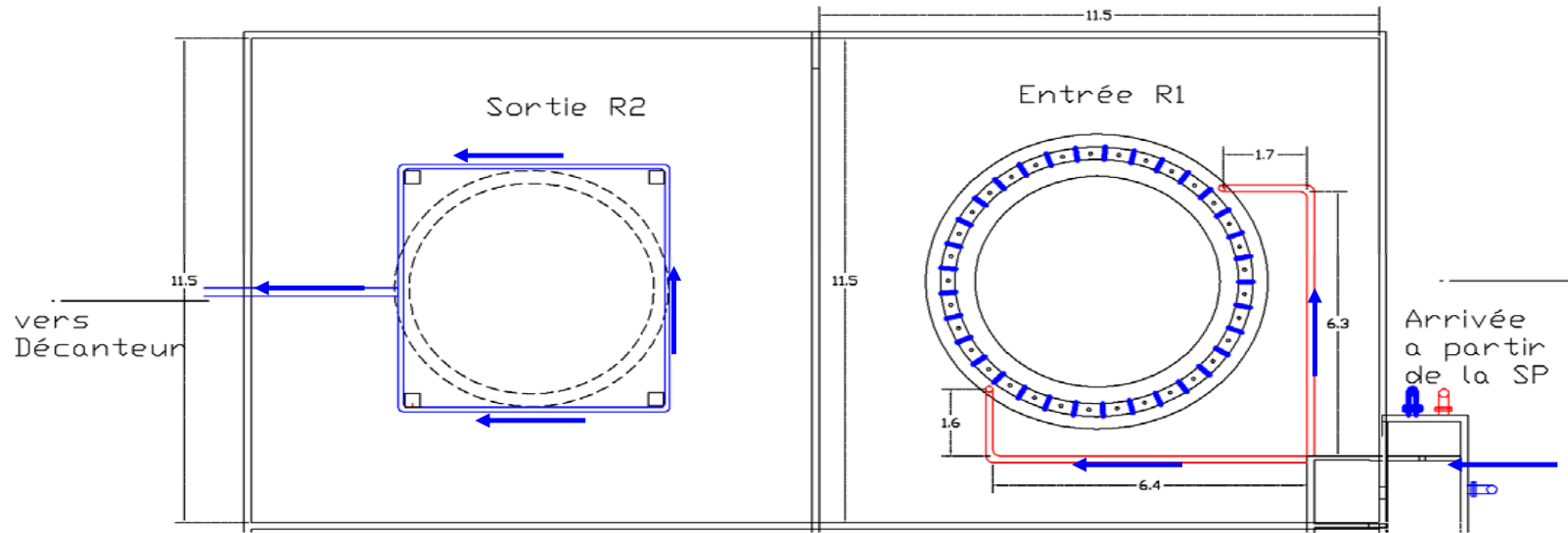


Figure 50:RAFADE EN COUPE



IV-2-7 Système de collecte de biogaz :

- **Les coupoles :**

La principale fonction des coupoles des réacteurs est d'empêcher l'émanation des mauvaises odeurs et la récupération du biogaz. Le polystère utilisé a les caractéristiques d'un matériau étanche et opaque à la lumière, il empêchera donc le développement des algues, les coupoles utilisées ont un diamètre de 5m. ce diamètre est choisi pour assurer la stabilité de ces dernières.

Une estimation de la production du biogaz a été faite sur la base de la production spécifique obtenue dans des études précédentes à la station de l'IAV Hassan II.

Tableau 40: Estimation de la production de biogaz et du méthane :

	Filière projetée
DCO à l'entrée (kg/m^3)	0.902
DCO éliminée ($\text{kg}\cdot\text{j}^{-1}$)	687
Production spécifique de biogaz ($\text{m}^3\cdot\text{kg}^{-1}$ DCO éliminée) en moyen	0.25
Production spécifique de méthane (m^3/kg DCO éliminée)	0.19
Facteur de correction de la production du biogaz qui tient compte des pertes	0.5
Production de biogaz (m^3/j)	86
Production de méthane (m^3/j)	65
Energie équivalente (kWh/m^3) (Picot et al. 2002)	2,8
Energie totale produite kWh	182

La partie biogaz n'a pas été détaillée dans le cadre de cette étude, elle doit faire l'objet d'une étude approfondie dans le cadre d'autres projets.

Mais à ce stade, vu que l'effet de serre très élevée du méthane (21 fois supérieur à CO_2) on recommande dans un but de protection de l'atmosphère contre les effets néfastes de ce gaz d'installer des brûleurs atmosphériques de biogaz.

En attendant l'installation de ce système, on envisage d'acheminer le biogaz produit par les réacteurs vers le bassin de maturation M1 à l'aide de conduites qui seront plongées dans ce bassin pour éviter que le H₂S du biogaz n'affecte l'atmosphère, ces conduites seront dimensionner dans ce qui suit.

b) Dimensionnement des conduites de collecte de biogaz :

Pour les installations importantes le diamètre des conduites peut être déterminé à partir de l'abaque ci-dessous qui donne le diamètre de la conduite en fonction de la longueur et du débit transporté:

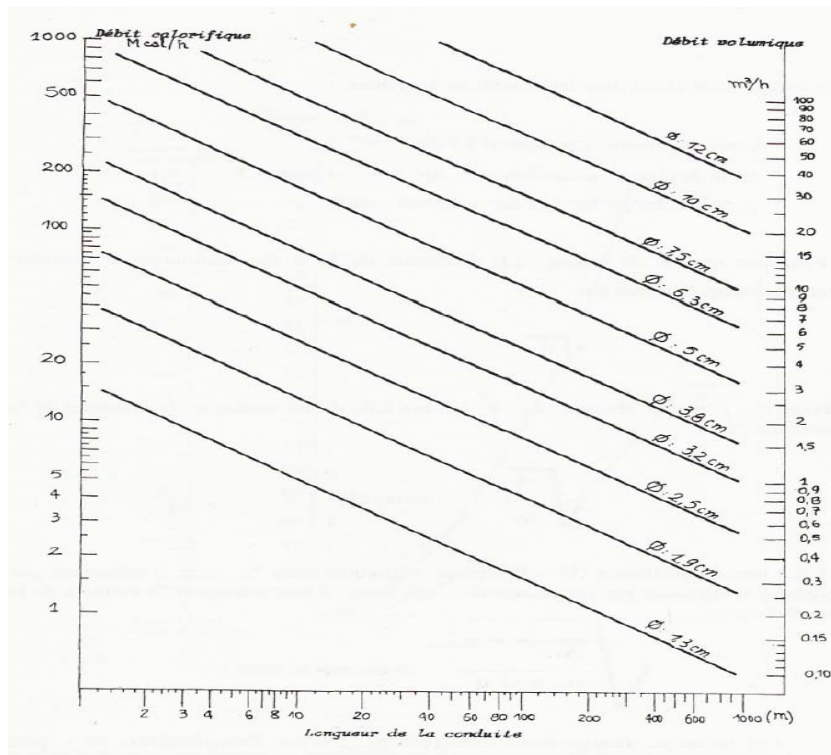


Figure 51: Abaque pour Le biogaz d'après la formule de Monnier (Cité par Senhaji et Maaraf, 1996)

Avec un débit de 3.6 m³/h, un diamètre de 50mm est suffisant

Les conduites de biogaz doivent résister à la corrosion par H₂S, par conséquent nous allons mettre des conduites en PVC avec des raccords en plastique ce qui minimise les possibilités de fuite de biogaz et ils présentent un coût plus intéressant par rapport aux

conduites en acier inoxydable, de plus ces conduites seront couvertes par une couche de peinture pour éviter l'action des UV sur ces dernières.

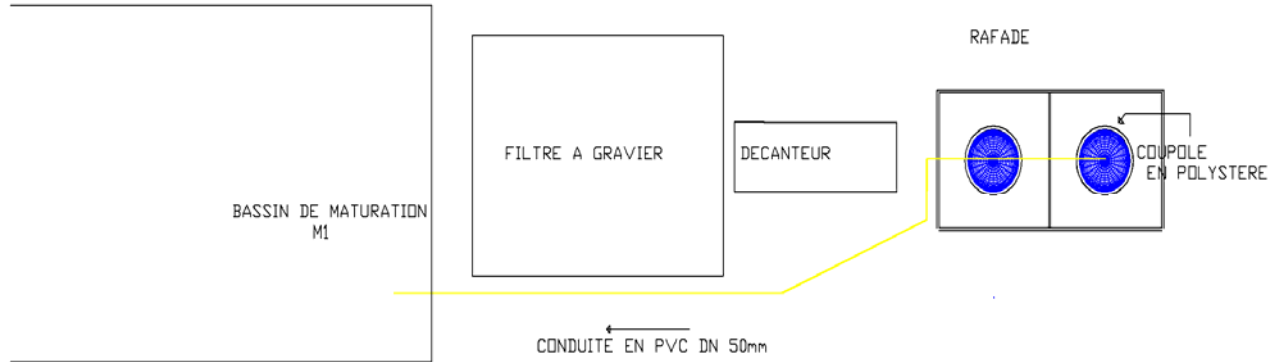


Figure 52: Circuit du Biogaz

IV-3 Décanteur :

La décantation, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accroissent au fond du décanteur, d'où l'on peut les extraire périodiquement.

Dans un souci de simplicité technique, nous avons choisi un décanteur longitudinal qui demande peu de maintenance et une main d'oeuvre peu qualifiée.

IV-3-1 Bases de dimensionnement des décanteurs

Pour que la décantation des solides puisse se faire correctement, il faut que la vitesse de l'eau soit inférieure à la vitesse de sédimentation des particules. Cette vitesse de l'eau est appelée charge hydraulique superficielle ou vitesse de Hazen (VH) et sert au dimensionnement des décanteurs.

$$V_h = \frac{Q}{S}$$

S = surface du décanteur en m^2 , Q = débit d'eau à l'entrée du décanteur en m^3/h

Conditions de capture des particules

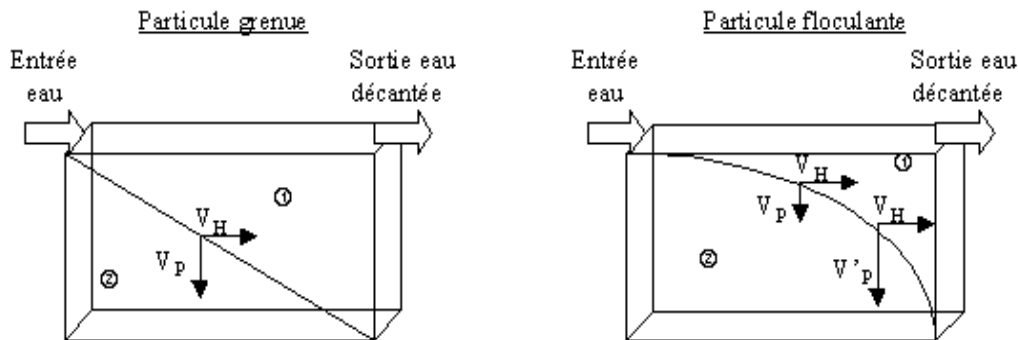


Figure 53: Conditions de capture des particules

Pour les deux types de particules, les conditions de capture sont identiques :

- Lorsque la vitesse de sédimentation de la particule (V_p) est inférieure à la vitesse de Hazen (V_H), les particules ne sont pas capturées et partent avec l'eau traitée.

- Lorsque la vitesse de sédimentation des particules (V_p) est supérieure à la vitesse de Hazen (V_H), les particules sont capturées par le décanteur et s'accumulent au fond de l'ouvrage.

Dans le cas de la décantation d'une particule grenue, la droite transversale représente la vitesse minimale que la particule doit avoir pour être capturée. Dans le cas de la décantation d'une particule floculants, la courbe transversale traduit le fait que la vitesse de la particule augmente au cours de la décantation ($V_p < V'_p$). Le temps de séjour est, pour ces particules, le facteur limitant.

Enfin, particules grenues (matières en suspension de l'eau usée) et particules floculants (flocs de colloïdes coagulés et précipités de phosphates) pourront être retenues dans le même ouvrage en imposant une vitesse de Hazen qui permettra la capture de chacune de ces particules.

Une particule dans son parcours dans l'eau est soumise à une force d'accélération F_A et une force de traînée due au frottement avec le liquide

F_A a deux composantes :

La pesanteur, égale à $V_p \rho_p g$, agissant vers le bas.

La poussée d'Archimède, égale à $V_p \rho g$, agissant vers le haut ;

D'où $F_A = g V (\rho_p - \rho)$

Où V : volume de la particule ;

ρ_p : masse volumique de la particule ;

- ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3)

- g : accélération de la pesanteur. 9.81 m/s^2

Quant à la force de traînée, on l'exprime par l'équation :

$$F_t = C_t \cdot A_p \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2}$$

Dans laquelle :

C_t : coefficient de traînée ;

- A_p : aire de la projection de la particule sur un plan perpendiculaire à la direction de son mouvement ;
- ρ : masse volumique du fluide ;
- v : vitesse de la particule par rapport au fluide.

Quand la vitesse limite est atteinte $F_t = F_A$

D'où
$$v = \sqrt{\frac{2g \cdot V \cdot (\rho_p - \rho)}{C_t \cdot A_p \cdot \rho}} \quad (1)$$

L'emploi de cette formule exige la connaissance de V , A_p et C_t et donc la géométrie exact de la particule et le coefficient de traînée. Pour une particule sphérique on obtient :

$$V = \frac{\pi}{6} D^3 \text{ Et } A_p = \frac{\pi}{4} D^2$$

L'équation (1) devient
$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g \cdot (\rho_p - \rho) \cdot D}{C_t \cdot \rho}} \quad (2)$$

Où D est le diamètre de la particule

Dans le cas de particules sphériques très fines en chute dans un liquide au repos, ou en régime d'écoulement dépourvu de turbulence, **Stockes** a démontré que ;

$$C_t = 24/Re \quad (3)$$

A condition que le nombre de Reynolds soit inférieur à 1, ce dernier est défini par la relation :

$$Re = \frac{v D \rho}{\mu} \quad (4)$$

- μ : étant la viscosité dynamique de l'eau

Dans ces conditions l'équation de la vitesse devient

$$v = \frac{1}{18} \cdot \frac{g}{\mu} (\rho_p - \rho) \cdot D^2 \quad (5)$$

L'équation (5) dite de Stokes est applicable tant que le coefficient K est inférieur à 2,6, ce dernier est défini par la formule suivante :

$$K = D \left[\frac{(\rho_p - \rho) \rho \cdot g}{\mu^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Si K est supérieur à 2,6, on utilise l'équation du cas intermédiaire ou l'équation de Newton

L'analyse de la distribution des tailles de particules rencontrées dans les boues à la sortie du décanteur de la STEP de l'IAV a montré l'existence d'un groupe de particules ayant une taille minimale de 60 μm (ELHafiane et ELHamouri ;2005), c'est cette taille qui sera prise en considération pour le calcul de la vitesse de sédimentation.

Le paramètre clef dans le calcul de cette vitesse de sédimentation est la densité de la particule, la boue renferme une multitude de substances qui diffèrent par leur densité. (Voir tableau)

Tableau 41: Densité relative des matériaux communs (Beaudry, 1984)

Nature	Densité relative
Sables de silice	2.65
Minéraux divers	1.03 à 2.65
Argile hydratée	1.03
Bactéries, algues	1.01
Matières organiques	1.01 à 1.5
Flocons ferriques	1.05 à 1.34

Pour ces calculs, on prend pour masse volumique de l'eau 1000 kg/m³, pour une température de 10 °C.

Le suivi des performances du décanteur installé à la STEP de l'IAV est efficace, il enlève 89% des matières décantables et 70% des matières en suspension, ce décanteur est dimensionné pour retenir des particules de densité relative supérieure à 1.1, on juge que cette densité minimale donne des résultats satisfaisantes et sera donc adoptée pour le dimensionnement de la STEP d'ELAttaouia.

Pour une particule de 60 µm de diamètre et d'une densité relative de 1.10 et à une température de 10 °C, le calcul du critère K donne une valeur de 0.56, cette valeur est inférieure à 2.6, l'application de la loi de Stokes est valable,

$$D'où \quad V_h = \frac{1}{18} \cdot \frac{g}{\mu} \cdot (\rho_p - \rho) \cdot D^2$$

On trouve une valeur de $V_h = 0.64$ m/h, c'est la valeur de la charge superficielle qui sera retenue pour le calcul du décanteur.

La surface du décanteur est obtenue par :

$$S = \frac{Q}{V_h}$$

S = surface du décanteur en m², Q = débit d'eau à l'entrée du décanteur en m³/h

Nous signalons que le temps de séjour de l'eau dans le décanteur est court, donc si on dimensionne ce dernier sur la base du débit moyen nous risquons d'avoir un lessivage de boues au moment du débit de pointe, et par la suite avoir une quantité importante de boues qui atteint le filtre à gravier et provoque son colmatage.

Le débit de pointe est de 67 m³/h, on aura donc besoin d'une superficie de 104 m²

La forme correspondante à la meilleure hydraulique dans un décanteur rectangulaire donne alors un rapport de largeur sur longueur de 1 pour 6, on générale on adopte un rapport compris entre 1/3 et 1/6 selon la disponibilité du terrain (ONEP, 2003)

On obtient une largeur de 4.5m et une longueur de 23m. Le rapport adopté est de $L/l = 5.11$.

La profondeur doit être comprise entre 1,5 et 2 m (exceptionnellement 3) pour assurer un écoulement laminaire stable en filets parallèles, et éviter les inversions thermiques.

Notons que la vitesse est indépendante de la hauteur de l'ouvrage de décantation (RICHARD, 1974) nous allons adopter une profondeur moyenne de 1.7m, cette profondeur permet d'avoir un TRH de 2.6h, inférieur à 3h qui est la profondeur critique au delà de laquelle on risque d'avoir des fermentations.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 42: Résultats de calcul du Décanteur

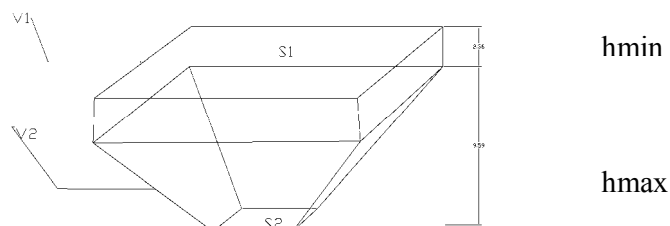
Débit adopté (2 fois débit normal)	m ³ /j	320 6
Vitesse de sédimentation	m/h	0.64
Surface totale	m ²	208
Nombre de décanteurs	U	2
Surface par décanteur	m ²	104
Profondeur moyenne	m	1.7
Volume par décanteur	m ³	177
Largeur par décanteur	m	4.5
Longueur par décanteur	m	23
HRT	h	2.6
MES résiduelles	mg/l	22
MES éliminées	kg/j	199
Volume de boue épaissie évacué	m ³ /j	4.1
Concentration des boues évacuées	kg/m ³	49

Le décanteur aura une forme trapézoïdale avec un volume de :

Le volume total du décanteur est : $V_t = V_1 + V_2$ (1)

Avec : $V_1 = h_{\min} \cdot S_1$ (2) et $V_2 = \frac{h_{\max}}{3} \times (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 \times S_2})$ (3)

Schéma



La Surface du bassin de vidange des boues est de $S_2=1*1=1\text{m}^2$, et la surface totale du décanteur est :

$$S_1 = L*1=21*5$$

$$S_1 = 104 \text{ m}^2$$

Pour des raisons que nous avons déjà expliquées la hauteur sera limitée a $h_{\max}=3 \text{ m}$, a partir de l'équation (3), on tir V_2 , ceci nous permet de calculer V_1 a partir de l'équation (1) puisque V_t est connu,

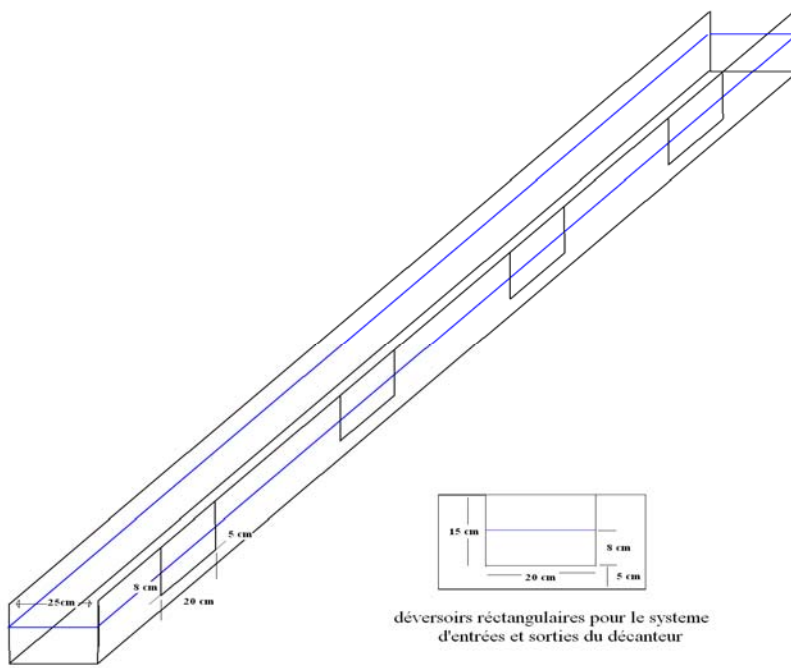
L'équation (2) nous permet de déterminer h_{\min} , nous trouvons une valeur de $= 0.7\text{m}$.

Pour des raisons similaires a ceux évoquées dans le dimensionnement des réacteurs, nous allons mettre deux décanteurs en parallèle.

Un point très sensible dans le fonctionnement du décanteur est les structures d'entrée et de sorties des eaux qui doivent être conçues de façon a préserver un écoulement aussi laminaire que possible et éviter la création de turbulences qui gênent la décantation des particules, une répartition du débit a l'entrée et la sortie du décanteur pourra résoudre le problème ,pour cela quatre déversoirs rectangulaires seront alors installer le long de la largeur du décanteur pour l'entrée et la sortie pour distribuer l'influent d'une façon uniforme de sur la largeur de l'ouvrage.

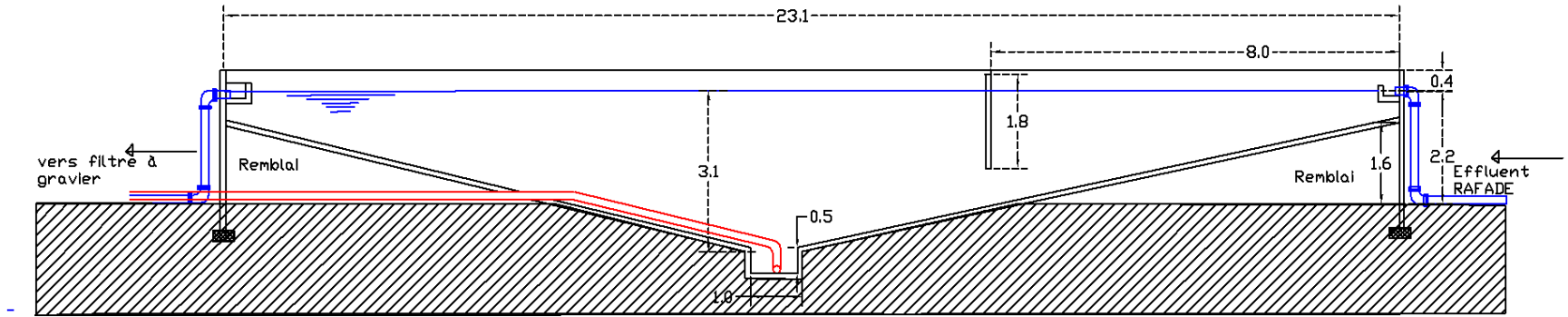
Tableau 43: Caractéristiques des déversoirs d'entrée et de sortie du décanteur

H (cm)	8
Q (l/s)	5.2
L (cm)	20
Cd	0.41

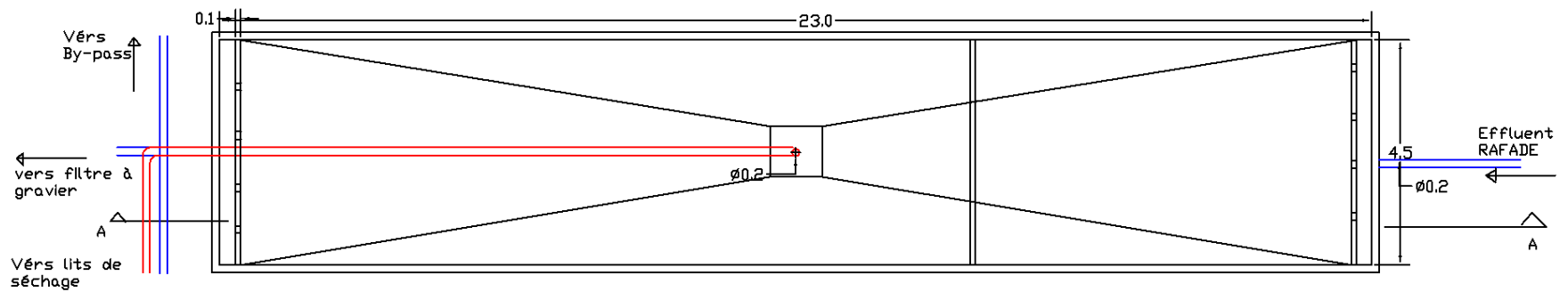


déversoirs réctangulaires pour le système d'entrées et sorties du décanteur

Figure 54 : Déversoirs rectangulaires du Décanteur



Décanteur : Coupe A-A



Décanteur : vue de dessus

Figure 55 : Décanteur

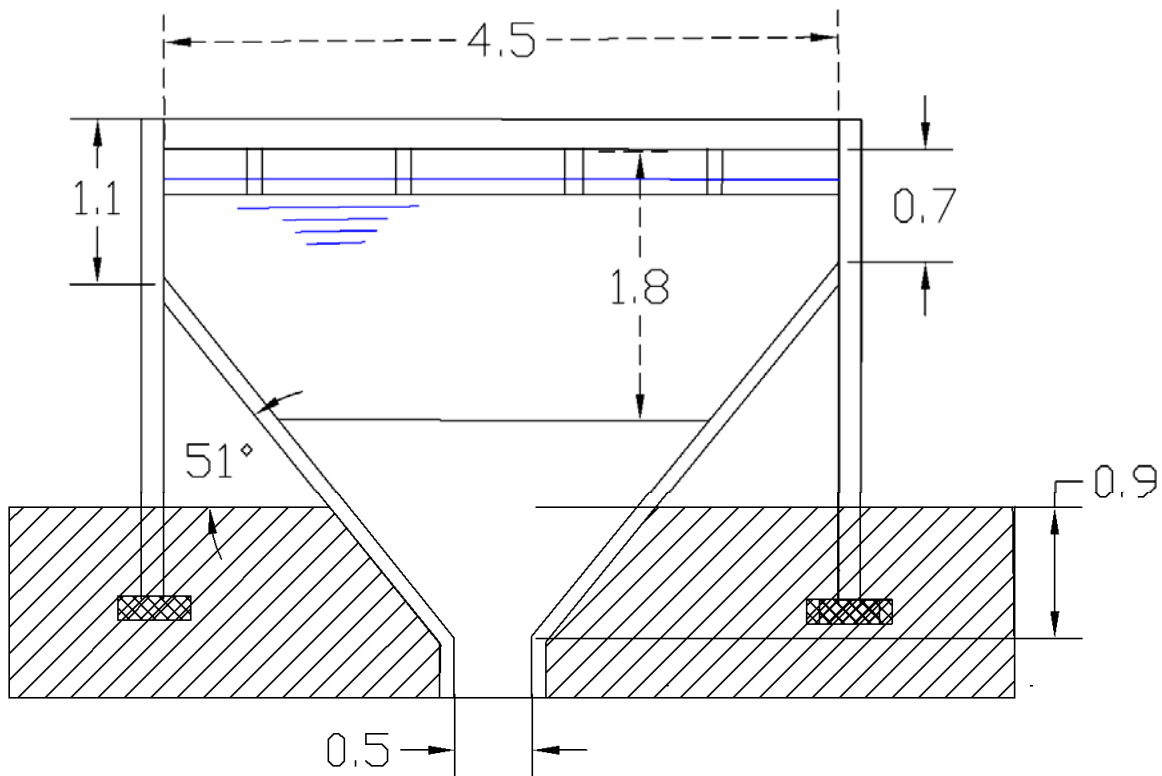


Figure 56: Décanteur : coupe B-B

IV-4 Lits de séchage des boues :

La production spécifique moyenne des boues obtenue sur le RAFADE de Rabat est de 0,22 g MES /g DCO appliquée. Rapportée à la quantité de DCO éliminée, cette production atteint 0,28 g MES /g DCO.

Pour dimensionner les lits de séchages, nous allons nous basés sur la même valeur de production spécifique.

Les lits de séchage de boues sont caractérisés par leur productivité, P_d . Cette dernière est définie par l'équation :

$$P_l = \frac{F_b}{T_t}$$

Où P_l : productivité du lit de séchage $\text{kg MS m}^{-2} \text{j}^{-1}$
 F_b : charge en boue appliquée en kg MS m^{-2}

Tt : temps total nécessaire à toutes les opérations impliquées dans le séchage des boues (j).

La productivité des lits de séchage de la station de l'IAV est de 0,75 kg de matière sèche $m^{-2} j^{-1}$ pour des boues contenant 90% de solides (ELHafiane, 2003).

Dans les conditions climatiques de Rabat et en appliquant une charge surfacique de 1,5 kg MES $m^{-2}j^{-1}$, on remarque que la teneur relative en eau décroît de 97 à 10% en 10 jours en saison froide et pluvieuse et en 3 jours dans la saison estivale, chaude, mais pendant la saison pluvieuse, froide, les lits peuvent présenter un certain taux d'humidité après 7 jours de séchage. Pour cela nous allons opter pour un cycle de séchage de 10 jours, ce qui nous donne une productivité du lit de 1 kg MES $m^{-2} j^{-2}$, La charge appliquée sera de 10 kg MES/ m^2 , il est recommandé de ne pas dépasser une charge de 20 kg MES $m^{-2}j^{-2}$ (Edeline.1994). La déshydratation naturelle sur des lits de séchage peut être plus efficace à EL Attaouia vue les conditions climatiques plus chaudes de la région.

La surface totale des lits est obtenue par la relation :

$$A = \frac{P_j}{P_l}$$

Où P_j : production journalière (kg MS /j).

P_L : productivité du lit de séchage kg MS $m^{-2} j^{-1}$

On appliquant un coefficient de sécurité de 20% la superficie totale sera

$$St = 1.2 \times A$$

La durée d'un cycle de séchage est obtenue par :

$$D(j) = (\text{charge appliquée (kg MES/ m}^2\text{)}/\text{productivité du lit de séchage (kg MES/m}^2\text{.j)})$$

Les résultats de calcul des lits de séchages sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau 44: Calcul des lits de Séchage

Production spécifique	kgMES/kg DCO	0.22
Production quotidienne	kgMES/j	161
Productivité du lit de séchage	kg MES/ m^2*j	1.00
Surface du lit	m^2	161
Coefficient de sécurité	20%	1.20
Surface totale	m^2	193
Charge appliquée	kg MES/ m^2	10
Durée d'un cycle de séchage	j	10

Surface par lit	m ²	19
Nombre de lits	U	10.00
Epaisseur de boues dans un lit par évacuation	m	0.05
Profondeur par lit	m	0.70
Largeur par lit	m	3
Longueur par lit	m	8
Lit de stockage des boues sèches	m ²	19
Surface totale des lits de séchage	m ²	212
Profondeur de construction	m	1.0
Epaisseur de la couche de gravier	m	0.3
Epaisseur de la couche de sable	m	0.4

On aura 10 lits de séchage et un lit de stockage des boues séchées, chacun aura une longueur de 8 m et une largeur de 3 m et une profondeur de construction de 1 m le détail sera illustrée dans la figure 57 et 58.

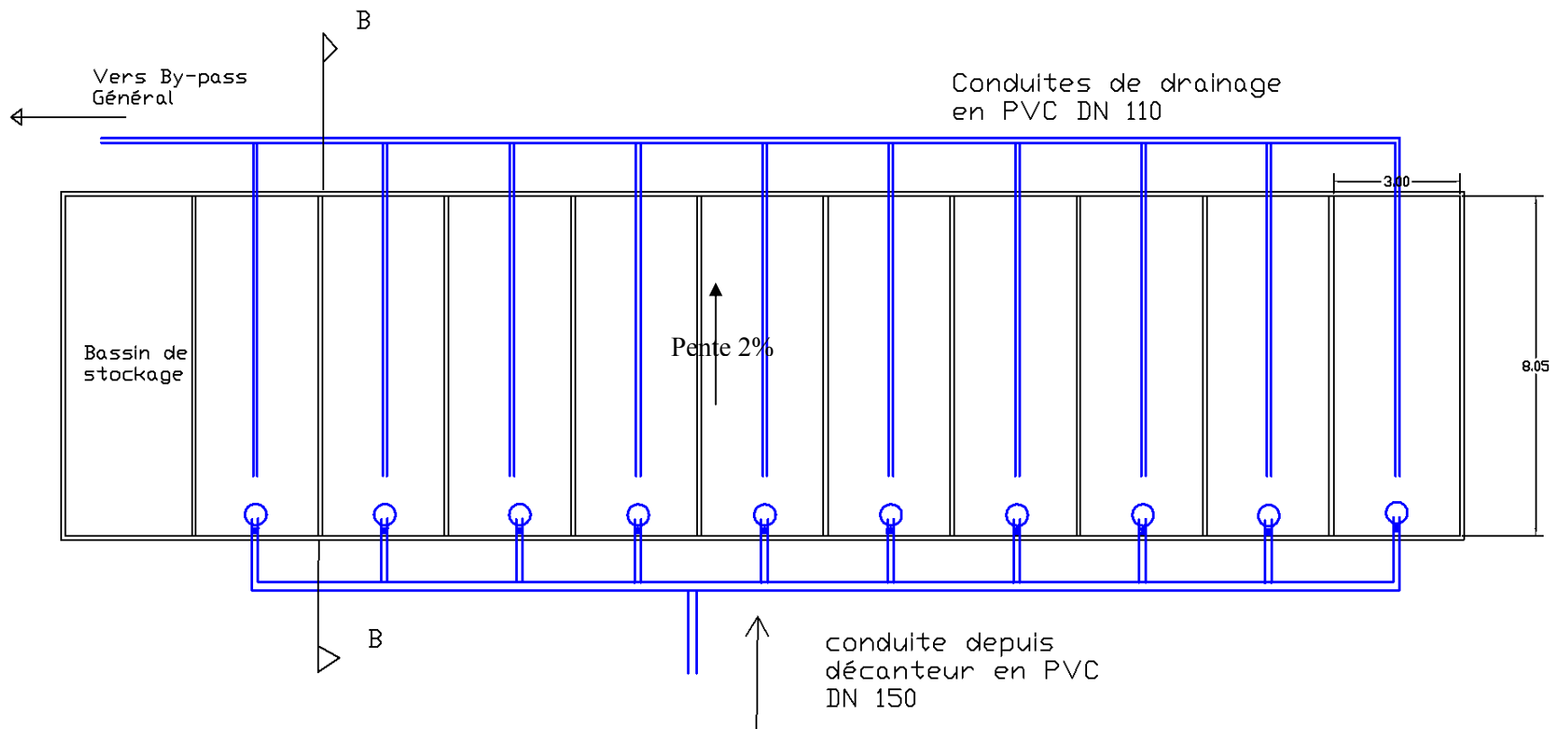
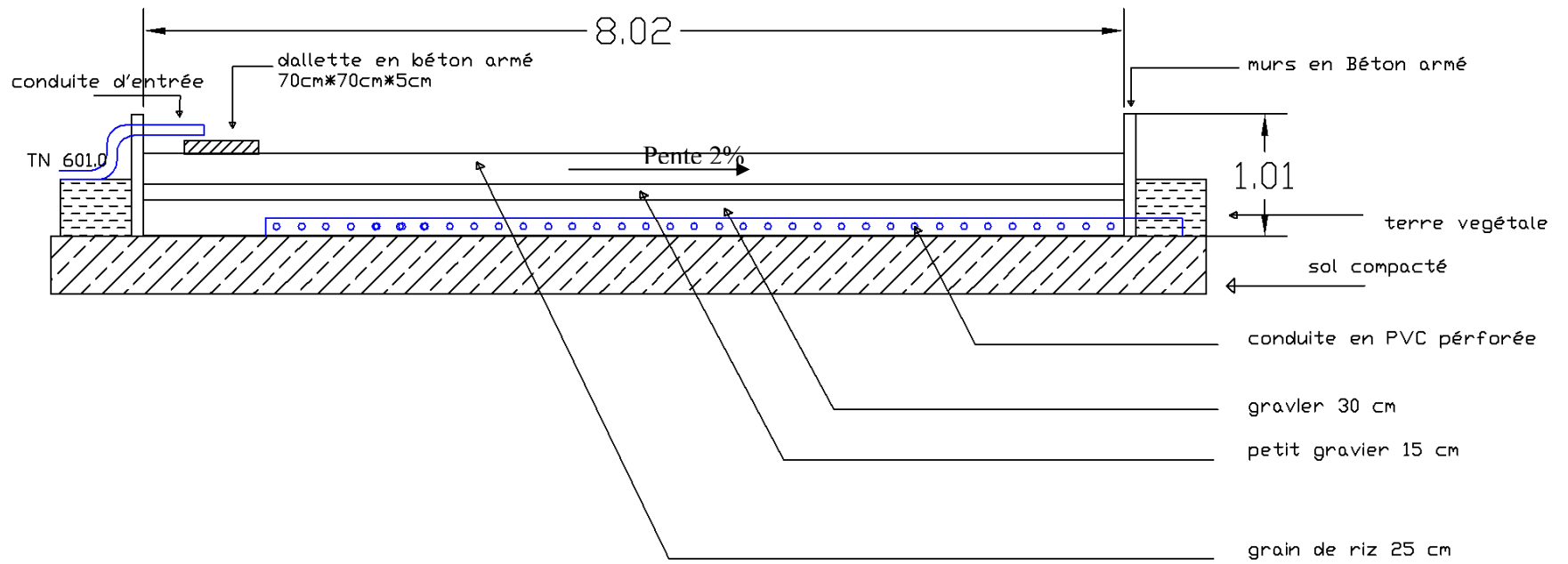


Figure 57: lits de séchage des Boues : vue de dessus

Figure 58 : Lits de séchage : coupe B-B



IV-5 Filtre à gravier

Nous rappelons que le rôle attribué au filtre est d'empêcher les particules peut denses qui échappent au décanteur d'atteindre l'unité de post traitement

L'approche utilisée pour le dimensionnement du filtre à gravier est celle basée sur la charge hydraulique superficielle.

Le calcul de la surface totale requise pour le filtre se fait par la relation :

$$S = \frac{Q}{H}$$

Ou Q est le débit en m³/h, et H est la charge hydraulique superficielle en m/h,

Les expériences menées a la station de l'IAV ont révélé des performances d'élimination de la DBO₅ de 51 %, un taux de 43 % d'élimination des MES et un taux de 71% pour les MVS, avec une charge superficielle de 0.21m/h, donc la même charge hydraulique superficielle sera prise en considération pour la dimensionnement des filtres de la STEP d'EL Attaouia.

Ce filtre comporte deux unités en série ; la première à écoulement horizontal (EH) et la seconde à écoulement vertical (EH).ils ont une forme rectangulaire.

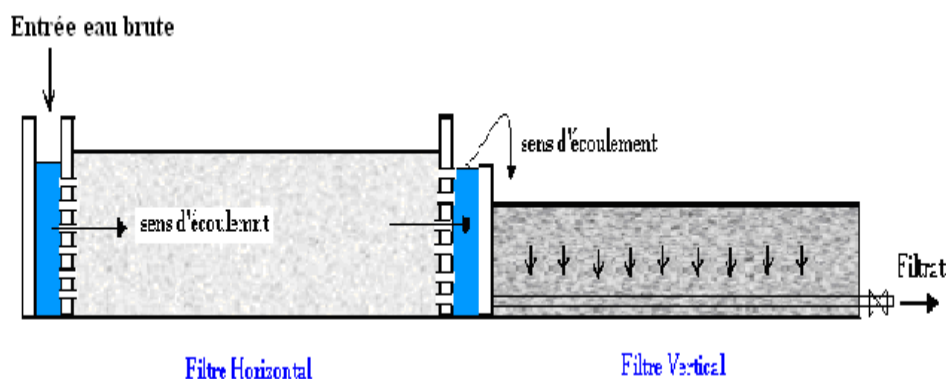


Figure 59: Coupe longitudinale du bloc de filtration.

La section transversale du filtre est établie à l'aide de la loi de Darcy de façon à s'assurer que les pertes de charge dans le milieu se situent à l'intérieur de la

différence de niveau d'eau voulue entre l'entrée et la sortie. Par contre, une longueur minimale de 3,0 m est recommandée pour assurer une bonne efficacité de traitement. L'expression simplifiée de la loi de Darcy peut s'écrire de la façon suivante :

$$A_s = \frac{Q}{K_s \cdot I}$$

Avec:

A_s : est la section transversale du filtre (m²), Q : est le débit en m³/s, K_s : est la conductivité hydraulique en m/s, I : la pente hydraulique m/m.

$K_s \cdot I$ est la vitesse d'écoulement.

On sait que : $A_s = l \cdot y$, $I = \frac{dh}{L}$, $L = \frac{A}{l}$

Avec : dh : perte de charge (m), L : longueur du filtre (m), l : Largeur.

Donc la loi de darcy devient : $Q = K_s \cdot l^2 \cdot y \cdot \frac{dh}{A}$

$$l = \sqrt{\frac{Q \cdot A}{K_s \cdot y \cdot dh}}$$

L'expérience a montré que la conductivité hydraulique diminue avec le temps puisque le matériau filtrant a tendance à se charger par les impuretés, ces dernières augmentent la résistance du gravier. Certains auteurs (Crites et Tchobanoglous, 1998, Reed et al, 1995) suggèrent même d'introduire un facteur de sécurité en utilisant une valeur de conductivité hydraulique de conception de 3 à 10 fois inférieure à la valeur mesurée.

Pour ces raisons nous avons effectué des mesures sur des filtres à gravier de la STEP de l'IAV, et par la suite décider de la valeur K_s à prendre en considération pour la conception.

Tableau 45: Détermination expérimentale de la conductivité hydraulique

	Gravier fin	Gros gravier
Q (m3/j)	6.6	17.3
A (m2)	0.03	0.03
DH (m)	0.05	0.03
L (m)	0.67	0.67
Ks (m/j)	2948	12879
Ks (m/s)	0.034	0.149

La valeur déterminée expérimentalement sur le gravier du filtre installé a la STEP de l'IAV Hassan II est de 0.149 m/s , Nous allons utiliser une valeur de Ks 3 fois inférieur a celle mesurée, on prend donc : $K_s = 0.05 \text{ m/s}$.

Nous avons donc appliqué une charge hydraulique de (2.5m/j), ainsi notre filtre aura les dimensions suivantes :

Tableau 46: Le filtre horizontal (a gros gravier) :

Débit (Q)	m^3/j	1600
Porosité (ρ)	%	0.5
Profondeur du média filtrant (ym)	m	0.7
Conductivité hydraulique (Ks)	$\text{m} \cdot \text{j}^{-1}$	4293
Surface du filtre	m^2	144
Largeur	m	12
Longueur	m	12

Tableau 47 : Le filtre vertical (a gravier fin)

Débit (Q)	m^3/j	1600
Porosité (ρ)	%	0.4
Profondeur du média filtrant (ym)	m	0.6
Surface du filtre	m^2	144
Largeur	m	12
Longueur	m	12

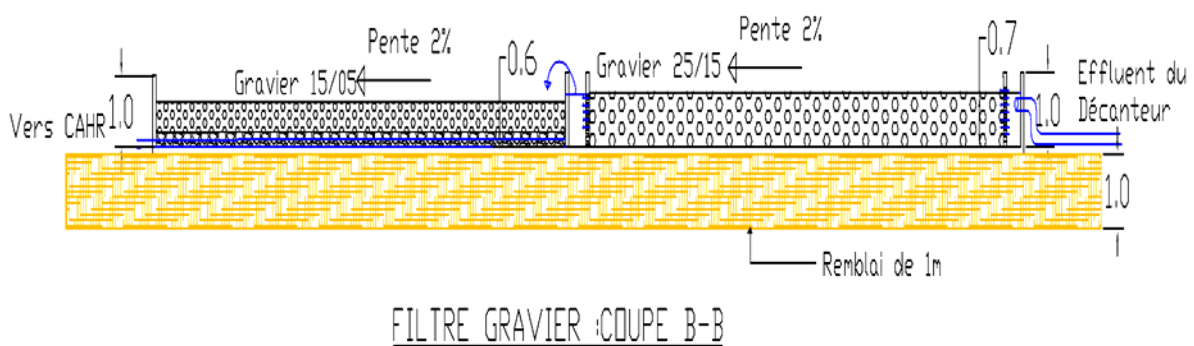
La surface totale du deux filtres est de 288 m^2 , les filtres aurons donc les dimensions : longueur totale de 24 m et une largeur de 12 m, chaque filtre aura une forme carrée de $12\text{m} \times 12\text{m}$ (voir plan)

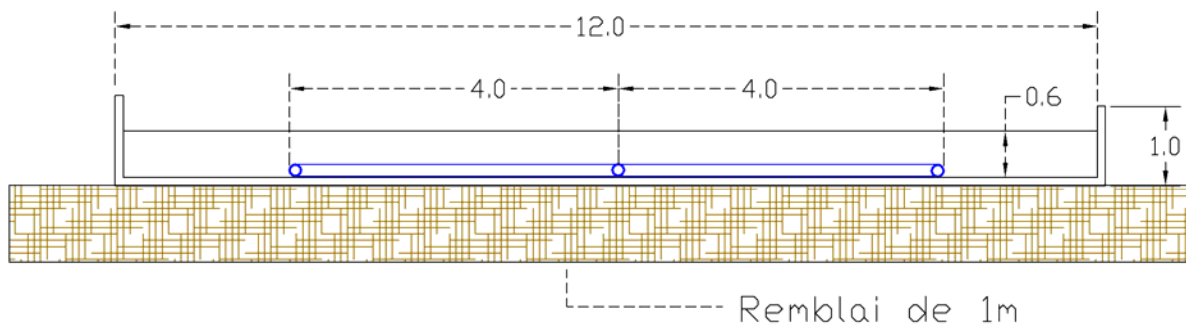
Le lit de filtration doit être constitué d'un matériel avec un certain degré d'uniformité, pour assurer que la taille des pores est suffisantes et qu'il y a une porosité adéquate qui va permettre d'éviter les colmatages fréquents, par la suite un coefficient d'uniformité de moins de 2 est souvent recommandée (L.HUISMANet W.E.WOOD ,1974), le filtre doit être composé de grain dur et durable.

Le système de drainage du filtre joue un rôle très important dans la détermination des performances du filtre et la prévention des colmatages, il doit être conçue de façon a ce qu'il ne soit pas obturé par le gravier qui sont au dessus, les granulats des lit inférieur doit avoir un diamètre effectif qui est au moins égale au double de la taille des port des conduites de drainage.

La performance du filtre à gravier est intimement liée à l'uniformité de distribution de l'eau à l'entrée,

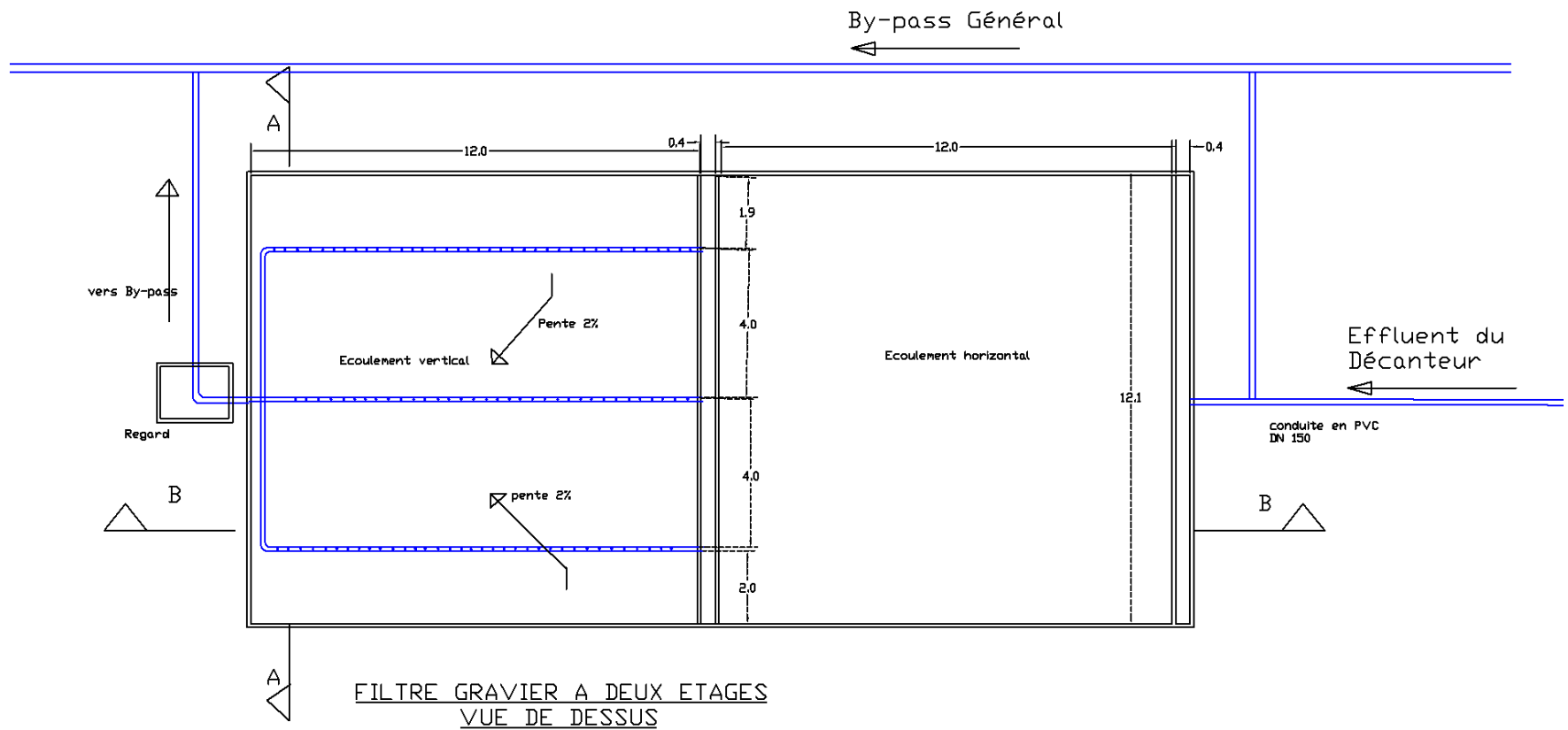
Pour exploiter une plus grande partie de la surface du filtre vertical, l'eau doit être uniformément répartie sur cette surface, pour éviter les problèmes de distribution de l'influent a la surface du filtre que nous avons évoqué dans la première partie , on préconise l'utilisation de 4 canaux en acier munies des déversoirs triangulaires qui vont assurer la distribution de l'eau toute au long de chaque canal, ces déversoir doivent être identiques, et ils seront calculés par la méthode illustrée ci- dessus. (Voire schéma ci dessous)

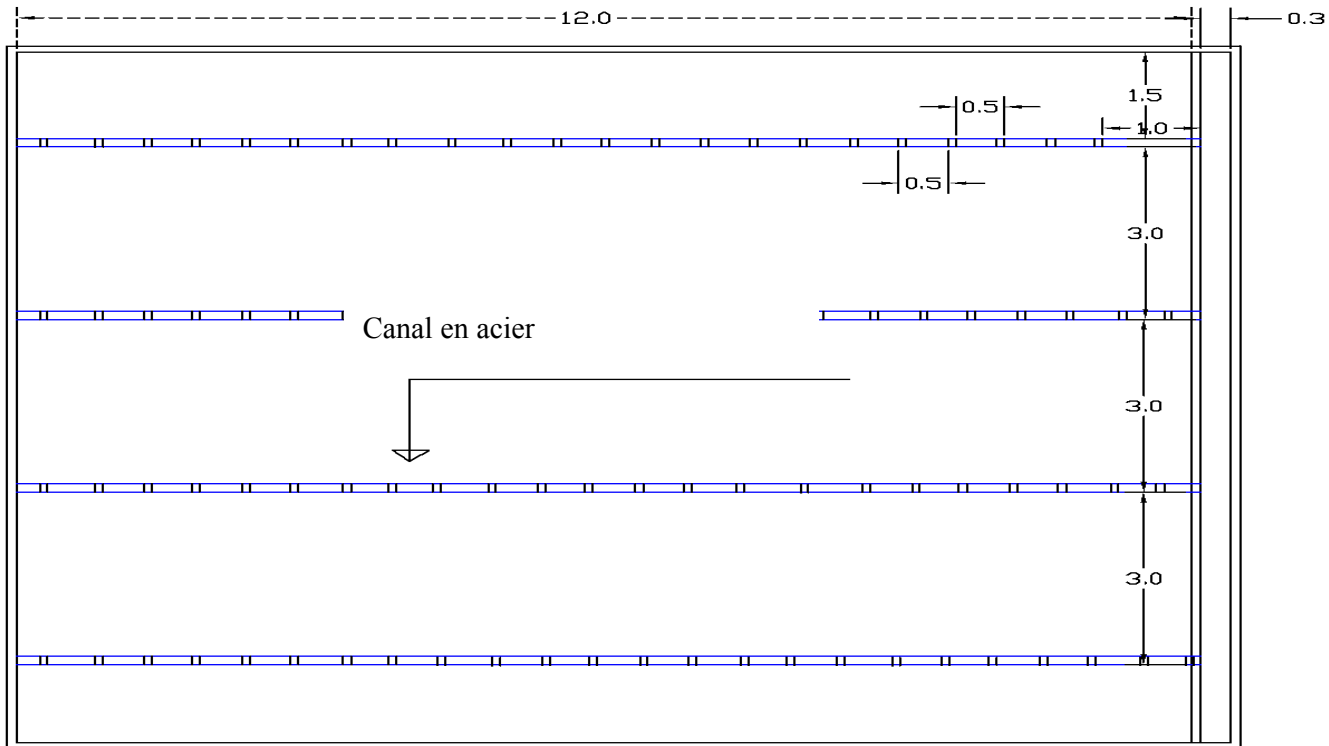




FILTRE GRAVIER :COUPE A-A

Figure 60: Filtre à gravier





Systeme de distribution de l'influent
dans le filtre vertical

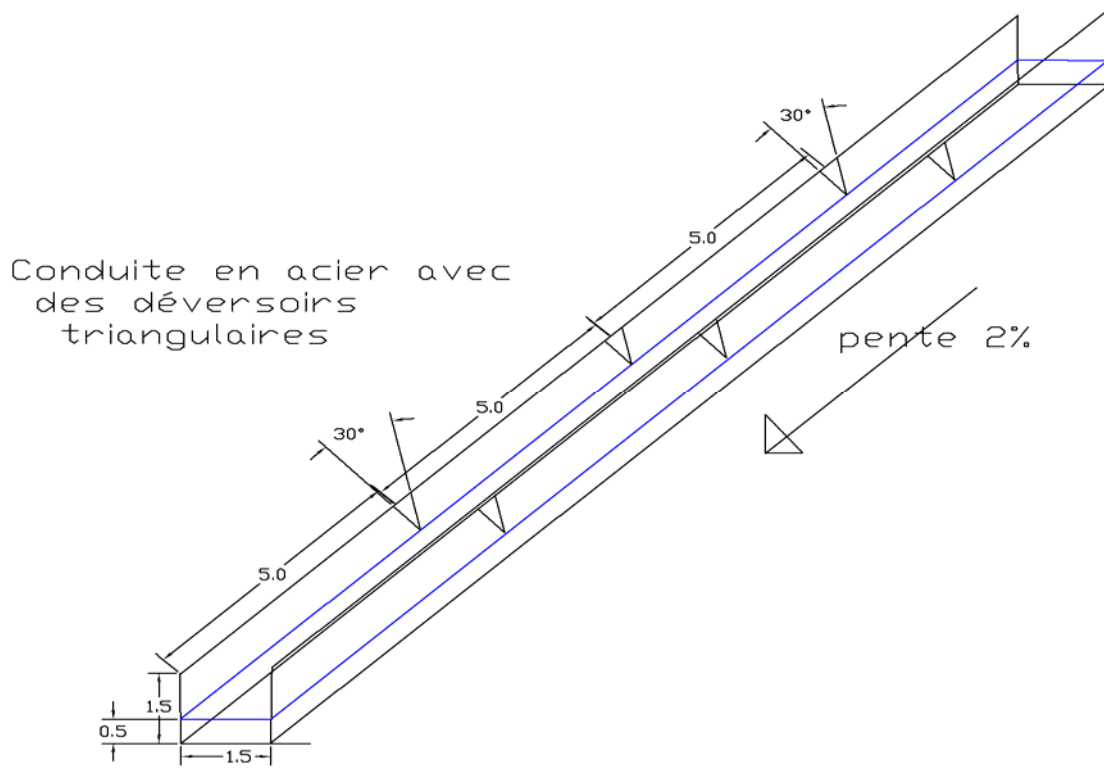


Figure 61: Canal de distribution du filtre vertical

IV-7 Dimensionnement des conduites de liaison entre les ouvrages

IV-7-1 Les conduites en charge

Dans le dimensionnement des conduites en charge, on considère le débit de pointe que peut recevoir la station.

Le diamètre minimum des conduites est calculé par la formule:

$$A_c = \pi \times \frac{D^2}{4} = \frac{Q}{v}$$

Avec

A_c : Section de la conduite (m²) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit d'alimentation de la station (m³/s) ;

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites (m/s).

Afin d'éviter les dépôts des matériaux solides d'une part et d'éviter la dégradation des joints et l'abrasion des canalisations d'autre part, les vitesses devront être comprises entre les valeurs limites suivantes (ONEP, 2000):

$$0.5m/s \leq V \leq 1.5m/s$$

IV-7-2 Cas particulier : conduites d'entrée du RAFADE

Les canalisations d'entrée des RAFADE sont un cas particulier des conduites en charge car la vitesse dans ces derniers ne doit pas dépasser $0,2 \text{ m.s}^{-1}$.

L'influent peut contenir des bulles d'air dont le diamètre peut dépasser 2mm. Dans les conduites verticales ces bulles d'air essaient d'échapper et de remonter vers un point haut de la conduite avec une vitesse $0,2-0,3 \text{ m.s}^{-1}$. La vitesse de l'eau ne doit pas dépasser celle des bulles d'air pour qu'elles ne soient pas piégées dans le réacteur. Si une grande quantité des bulles d'air est introduite dans le réacteur une explosion peut avoir lieu à cause du contact entre le biogaz et l'air (van Haandel et Lettinga, 1994).

IV-7-3 Conduites à écoulement à surface libre

Pour les conduites avec écoulement à surface libre, elles sont calculées par la formule de manning-strickler universellement acceptée :

$$Q = \frac{1}{n} \times A \times \sqrt[3]{Rh^2} \times \sqrt[3]{I}$$

Avec :

Q : le débit à pleine section en m^3/s

A : la section en m^2

Rh : le rayon hydraulique en m

La pente en m/m

N : le facteur de rugosité de Manning strickler ; pour des tôles métalliques on peut utiliser une valeur de 0.0125, pour le béton lisse on utilise 0.0134.

Le tableau ci-dessous récapitule le calcul des conduites

Tableau 48: Résultats de calcul des conduites de liaison entre les Ouvrages.

Tronçon de conduites	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse d'écoulement (m/s)
Conduite de refoulement	30	200	42	0,95
Bassin D- filière actuelle	12	150	62	0,68
Bassin D - entrée R1	10,5	110	9	1,10
Conduites du système d'entrée R	0,64	75	6	0,14
Conduite de sortie R1	10.5	150	24	0.6
Collecteur de sortie R1	21	200	12	0.67
Tronçons de sortie	0.66	75	1	0.17
Collecteur de sortie R- décanteur	21	200	16	0.67
Cortie décanteur- entrée Filtre	21	200	4	0.67
Sortie filtre -entrée chenal	30	200	8	0.95
By-pass général	30	200	80	0.95

IV-8 Pertes de charge dans les conduites

Pour avoir un écoulement gravitaire entre les ouvrages, la charge dans l'ouvrage amont doit vaincre les pertes de charge entre ce dernier et l'ouvrage aval, ces pertes de charge sont soit due a la différence de cote (pente) ou causé par le frottement entre l'eau et les parois de la conduite.

La formule utilisée pour le calcul de la perte de charge dans les canalisations est celle

$$\text{de Hazen William : } \Delta H = 1.21 \times 10^{10} \times \left(\frac{Q}{C_{hw}} \right)^{1.852} \times D^{-4.87} \times L$$

Avec

ΔH : Perte de charge dans la conduite en mCE ;

Q : Débit en tête dans la conduite (l/s) ;

C_{hw} : Coefficient de Hazen William

D_i : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

L : Longueur de la conduite (m).

IV-9 Calage des ouvrages

Nous allons prendre comme point de référence le niveau d'eau dans le chenal qui est de 80 cm par rapport au terrain naturel,

Tableau 49: Cotes des ouvrages

Niveau d'eau	Perte de charge (m)	Hauteur d'eau par rapport au TN	Cote
CAHR		0.8	602
CAHR-SFV	0.07		
SFV		1	602.2
SFV-EFV	0.6		
EFV		1.6	602,8
EFV-SFH	0.1		
SFH		1.7	603
EFH		1.7	603
EFH-SDC	0.16		
SDC		2.2	603,5
EDC		2.2	603,5
EDC-SR2	0.31		
SR2		2.8	604
SR2-ER2	0.8		
ER2		3.6	604,8

ER2-ER1	0.9		
ER1		4.5	605.7
ER1-SBD	0.8		
SBD		5.3	606.5

CAHR : chenal, SFV : sortie filtre gravier, EFV : entrée filtre vertical, SFH : sortie filtre horizontal, EFH : entrée filtre horizontal, SDC : sortie décanteur, EDC : entrée décanteur, SR2 : sortie R2, SR1 : sortie R1, ER2 : entrée R2, ER1 : entrée R1, SBD : sortie bassin de dissipation

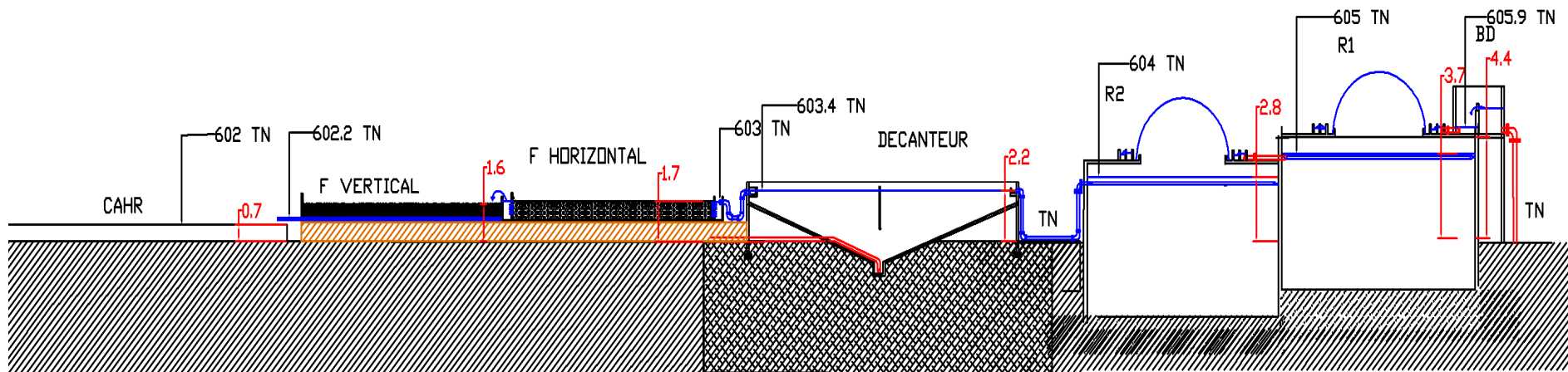


Figure 62 : Calage des ouvrages de la STEP ; cote TN (en noire), hauteur par rapport au TN (en rouge)

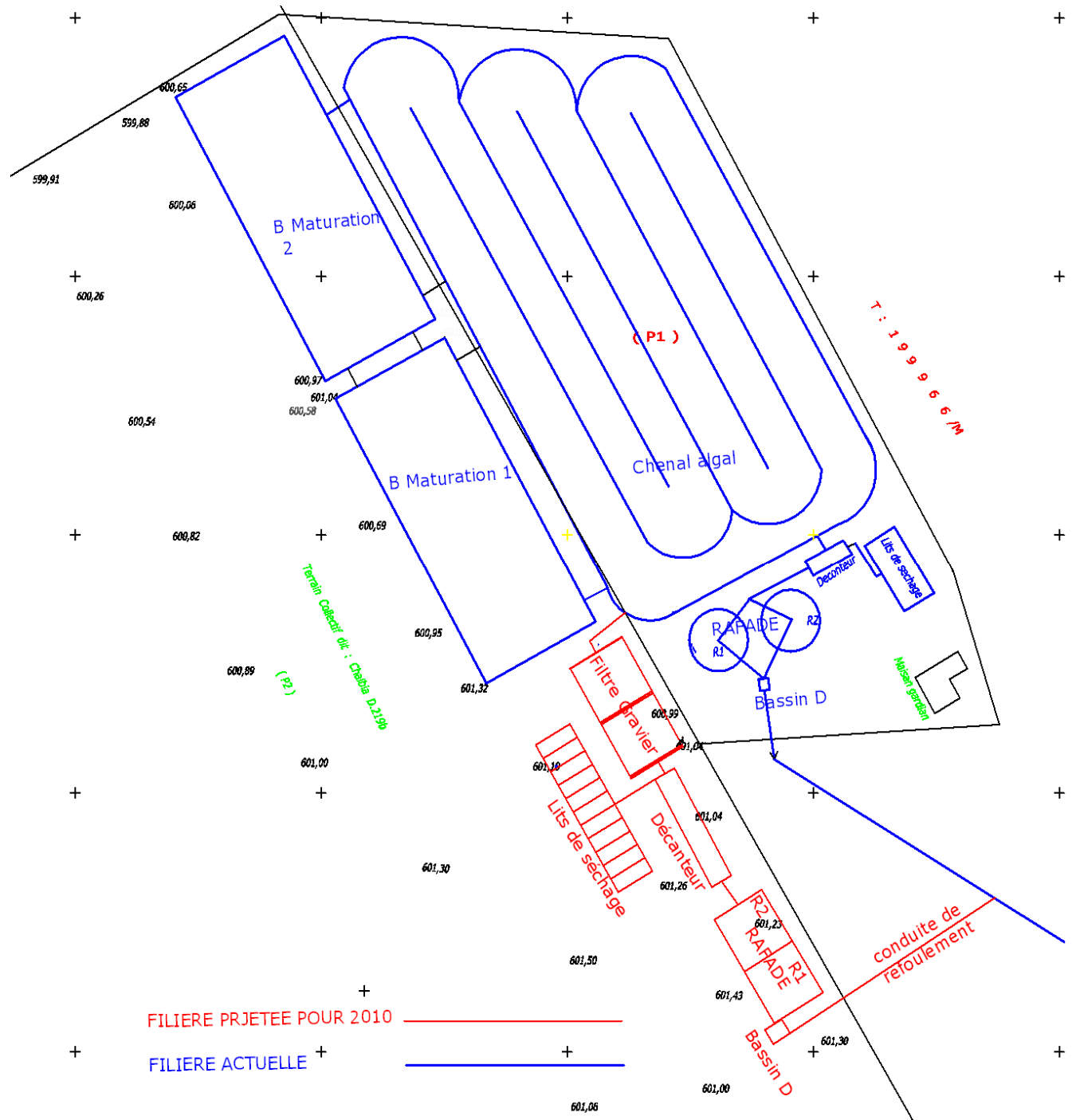


Figure 63: Plan de masse de la station EL Attaouia

IV-9 Station de pompage

a) Calcul de la HMT :

La hauteur manométrique totale (HMT) est calculée comme suite :

$$HMT = H + \Delta H$$

H : la hauteur géométrique à vaincre par le groupe de pompage, c'est la différence de niveau entre la cote trop plein du bassin de dissipation et le niveau dynamique d'aspiration dans la station de pompage, elle est de 6.7 m.

ΔH : La perte de charge totale en m le long de la conduite de refoulement reliant la station de pompage au nouveau bassin de dissipation, elle est de 3 m sur un longueur de 450 m

On obtient finalement une HMT de **9.7 m**

b) Calcul de la puissance du moteur

Elle est calculée par la relation suivante :

$$P(Kw) = \frac{Q(l/s).HMT(m)}{102.R}$$

R : rendement du groupe de pompage (pompe et moteur) généralement entre 65% et 75%, on prend une valeur de 70%

Q (l/s) : le débit de pointe il est de 30 l/s

On trouve une puissance de **P = 4,1 Kw**

V Estimation du coût du projet :

Nous avons également procédé à une estimation du coût du projet, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Ouvrages	Estimation du Coût en DH (HT)
Bassin de dissipation	92.275
Réacteurs anaérobies (R1 et R2)	795.130
Décanteur	34.570
Lits de séchage	98.367
Filtre a gravier	92.495
By-pass General	15.500
TOTAL	1.128.337

Conclusion Générale

Au terme de cette étude les conclusions suivantes peuvent être tirées :

Première partie

Les eaux usées du campus de l'IAV Hassan II peuvent être classées parmi les eaux usées à caractère domestique moyennement à fortement chargées.

Les performances du RAFADE dans l'élimination de la matière organique permettent d'atteindre des taux d'abattement de la DCO de 53% pour la DBO₅ et 59%, nous validons donc les résultats obtenus par les suivis précédents.

La multiplication des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent dans les Réacteurs améliore le taux d'abattement des matières organique, une augmentation de 5.8% est enregistrée pour la DCO et 10% pour la DBO₅.

Cette Multiplications des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent n'apporte pas d'amélioration significative concernant le taux d'abattement des matières solides,

La même remarque peut être faite sur les rendements d'élimination des nutriments, les taux d'enlèvements de ces dernières varient de 5% à 9%.

La multiplication des points de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent peut être recommandée pour des Réacteurs de moyenne et petite taille, mais pour des réacteurs de taille très grande l'adoption d'un rapport de superficie de 1 m² par entrée peut présenter des difficultés d'ordre pratique, de mise en œuvre et d'entretien.

Le filtre et le décanteur implantés en aval des réacteurs anaérobies jouent un rôle primordial dans la rétention des matières solides qui gênent le fonctionnement du de l'unité de post traitement, nous avons un taux d'enlèvement de MD de 99% et un taux de 81 % de MES

L'unité de prétraitement (RAFADE+Filtre à gravier) est très performante en matière d'élimination de la pollution organique et les matières solides avec des taux d'abattement de 85% de DCO et 89% de DBO₅, 87 %des MES et 99% de MD. L'unité de prétraitement remplit bien sa fonction.

Deuxième partie

La ville d'El Attaouia a connu ces dernières années un développement démographique important ce qui a provoqué à un dépassement des capacités de traitement des ouvrages de la STEP, construite dès 1999.

Le diagnostic effectué a révélé l'insuffisance RAFADE de la STEP. Ceci a des retombées négatives sur le fonctionnement de l'unité de post traitement qui a basculé d'un traitement tertiaire vers un traitement secondaire.

L'estimation du débit des eaux usées pour l'horizon 2015 sur la base de l'évolution prévue de la population et la consommation en eau potable s'est élevé à environ 2000 m³/j, la mise à niveau de la STEP pour cet horizon nécessite un budget qui dépasse le montant de l'aide obtenue du ministère de l'intérieur pour la mise à niveau de la station. Aussi proposons-nous d'adopter une phase intermédiaire (horizon 2010) avec un débit de 1270 m³/j afin de palier au dysfonctionnement de la STEP en attendant le déblocage d'une aide supplémentaire plus tard.

Le dimensionnement du RAFADE (horizon 2010) de la STEP est dicté par la nécessité de maintenir la qualité de effluent final qui est intégralement utilisé en aval de la STEP pour l'irrigation.

Le système préconisé couvrira une superficie de 1300 m² avec un temps de séjour global de 61 h et nécessitera la construction de deux réacteurs en série d'un volume de 800 m³ chacun, un décanteur d'un volume de 176 m³ couvrant une superficie de 104 m² et un filtre gravier de 288 m² et dix lits de séchage de 330 m² pour un montant global de 1.127.800 DH.

Bibliographie :

- Afli A : 1996 :** Contrainte et perspective de développement de la réutilisation des eaux usées traitées : cas de le Tunisie et du Maroc, Mémoire de fin d'étude, IAV Hassan II P 7
- Annan, N. (2002).** Annual "Environmental Lecture". "Towards a sustainable future". The American Museum of Natural History's. 14 may 2002. New York, USA.
- Anderson.J.A (1981)** .Thickening performance of activated sludge settlement tanks,Wat.Poll.Control,80,521-528
- APHA, 1989,** Standard methods for the examination of water and wastewater 17th edition, American Public Health Association, New York, USA
- Bechac J.P..P.Boutin, B.Mercier, P.Nuer, 1984 :** Traitement des eaux usées, Edition Eyrolles-Paris, 281p.
- Bechac J.P,** 1987.Traitement des eaux usées. Edition Eyrolles, 204p
- Belahcen.2002 :** Contribution a l'amélioration du fonctionnement de l'unité anaérobie de la station de traitement des eaux usées de l'IAV, Mémoire de troisième cycle IAV Hassan II. P 22
- Beaudry J P, 1984 ;** Traitement des eaux p 73-83 Edition le Griffon d'argile
- Boeglin J.C** Pollution industrielle de l'eau Caractérisation, classification, mesure. Article dans Technique d'Ingenieur, traité Environnement. Centre international de l'eau de Nancy.
- Boeglin J.C** Lutte contre la pollution de l'eau : Inventaire des traitements, Article dans Technique d'Ingenieur , traité Environnement. Centre international de l'eau de Nancy
- Brown N.L.&P.B.S.Tata.(1986)** :Biomethanization.Paper for the Energy Research group,International Development Research Center/united Nations University,pp78
- Chouiekh Z, 2003:**Elaboration d'un logiciel de Dimensionnement des Stations d'Epuration, p38-40, Mémoire de troisième Cycle IAV Hassan II
- Couturier C, Berger S, Meiffren I, 2001 :** La digestion anaérobie des boues urbaines état des lieux, état de l'art, Edité par l'Agence de l'Eau Adour Garonne et Solagro.

Cocconier, P 1990. Elimination de la pollution azotée et carbonée dans l'industrie sucrière. Vol, 107, N° 187, pp426-430

Crites R. et G. Tchobanoglous, 1998. Small and Decentralized Wastewater Management Systems, McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering.

CSEC ,1998 : Conseil Supérieur de l'Eau et du Climat (Maroc).rapport et recommandation des session 1988.

Davenport Cv Sparow Eb, 1976 Feecal indicator bacteria persistence under conditions in an ice covered river, pp 527-436.

Degremont, 1978, Mémento technique de l'eau, Tome II, 6^{ème} Edition.

Division de l'énergie renouvelable et de l'électricité 2003: À la découverte de la production et des utilisations du BIOGAZ, Canada

Edeline F., 1993, L'épuration biologique des eaux, Théorie et technologie des réacteurs, Édition Cebedoc; Liège, 4^{ème} Edition.

Edeline F., 1996, L'épuration physico chimique des eaux, Théorie et technologie des réacteurs, Édition Cebedoc; Liège, 3^{ème} Edition. 49-55p

Eckenfelder.1982 : Gestion des eaux usées urbaines et industrielles .Tech.Doc CEDEDOC.304p Editions Eyrolles.Paris.

El Hafiane F 2003, Une nouvelle approche combinant deux systèmes à haut rendement anaérobie/aérobie pour l'épuration des eaux usées domestiques, Thèse Doct. Institut agronomique et vétérinaire Hassan II, Maroc.

El Hafiane F., El Hamouri B., 2005, Anaerobic reactor/high rate pond combined technology (ARHPCT) for sewage treatment in the mediteranien area, water science & technology .

El Hamouri B : 2005 Réacteurs anaérobies et chenal algal a haut rendement pour l'épuration des eaux usées des petites communautés ;Monographie ;IAV Hassan II

Frederic S, 2005: Processus biochimique de la méthanisation, Laboratoire de Biotechnologie de l'Environnement – INRA, 2^{ème} Edition Narbonne .

Gaid A ; 1993 ; Traitement des eaux usées urbaines Direction technique Omnium de Traitement et de Valorisation (OTV) Mise à jour du texte de J. SIBONY et B. BIGOT 5-6 p

Gannon J.J., Busse M.K. & Schillinger J.F. (1983). Fecal coliform disappearance in a river impoundment. *Wat.Res.* **17**, 1595-1601.

Gavini 1980 : Essai de différenciation des souches d'enterobacteriaceae en fonction de leurs origines 188-192

Geldreich Ef 1972: Water borne pathogens in water pollution microbiology Ed.Martin G, 207-241

Gloyna E. F., 1971: In waste stabilization ponds, World Health Organisation, Geneva. 34. pp 737-763

Guerrin A. Lavour R. C:1972 : Traité de béton armé, réservoirs, châteaux d'eau, piscines ; Tome VI. 3^{ème} Edition

Hall E.R. (1992). Anaerobic treatment of wastewater in suspended growth and fixed film processes. In Design of anaerobic processes for the treatment of industrial and municipal wastes. Technomic Ed.

Huisman & W.E.Wood, 1974 slow sand filtration, world health organisation, Geneva, 16-17p

Hulshoff Pol,L.W, Euler,Euler,H , Schroth,S .Wittur , T et Grohgangz ,D.1998.GTZ sectoral project(promotion of anaerobic technology for treatment of municipal and industrial wastes and Wastewater).Proceedings of the fifth latin American seminar on anaerobic wastewater treatment,chilé,pp27-30

Kynch, 1952: Theory of sedimentation.trans.Faraday, Soc.48, pp116

Leclerc H ; 1982, Les Enterobacteriaceae, cours international sur les données alimentaires ;Institut Pasteur ,Lille

- Leger P. & El Hamouri B. 1996.** Assainissement liquide. Manuel de référence destiné aux élus et techniciens communaux du Maroc. Ministère de l'Intérieur.
- Lettinga G. van Velsen A.F.M., Hobma S.W., de Zeeuw W.J. & Klapwijk A., 1980,** use of the up-flow sludge blanket (USB) concept for biological wastewater treatment, especially anaerobic treatment. *Biotechnology and bioengineering* **22**, pp: 699–734.
- Lettinga,G,W de Zeeuw,L.Hulshoff.pol, W.Wiegant et A.Rinzeman:1985** Proc.4th.int.symposium.on anaerobic digestion, china, pp:279-301
- Levenspiel O., 1972,** Chemical reaction engineering, 3^{ème} édition, Librery of congress cataloging in Publication DAta, New York.
- Maadane S, 2005 :** Ségrégation eau noire/eau grise, collecte, caractérisation, traitement et recyclage des eaux grises pour les chasses des toilettes : Cas du club ACSA. IAV Hassan II,Memoire de troisieme cycle ;IAV Hassan II pp 25-28
- Mangel,G.C.Post et J.Villermoux,1979.**Etude de la fermentation méthanique sous pression.IAA 96ème année,N°1,pp :7-14
- Mara D; 1980.**Sewage treatement in hot climates.Ed john Willey and Sons
- Marais G.V. R. et Shaw V. A., 1961,** A rational theorie for the design of swage stabilization ponds in central and south Africa, Transaction of the south african institution of civil engieneers,3.
- Martin G, 1985:**Point sur l'épuration et le traitement des effluents.Tech.Doc.Lavoisier, Paris, 320p
- Martin T.A. & Stephen L.N. (1993).** Modeling fecal coliform bacteria-I. Field and laboratory determination of loss kinetics. *Wat.Res.* **27** (4), 693-701
- Mergaert K., Vanderhaegen B. & Verstraete W. (1992).** Applicability and trend of anaerobic pre-treatment of municipal wastewater. *Wat.Res.* **26** : 1025-1033.
- Metcalf et Eddy, 1991:** Wast water engeniring,treatment,disposal,reuse(Third Edition 1991 .
- OMS (1989).** L'utilisation des eaux usées en agriculture et aquaculture: recommandations à visées sanitaires. Rapport d'un groupe scientifique de l'OMS. Organisation Mondiale de la Santé Série de Rapports techniques 778.

- ONEP** (Office National d'Eau Potable) 2000, Les Réservoirs Semi-entereés, Catalogue des réservoirs d'eau potable, Fevrier 2000,
- PDE, 1998:** Plan Directeur de L'eau
- Gilles P, 2005 :** Lutte contre la pollution des eaux ; Finitions à haute performance,(OTV)
- Prost A 1987 :** Les dangers de maladies infectieuses lies a la réutilisation des eaux usées Bulletin de la qualité de l'eau ; p78-83.
- Reed S. C., Crites R.W. & Middlebrooks E.J., 1995.** Natural Systems for Waste Management and Treatment, Second Edition, McGraw-Hill
- Rodier J., 1996,** L'analyse de l'eau, Edition Jean-Marc Quilbé, 8^{ème} édition.
- SDNAL, 1998 :** Schéma Directeur National d'Assainissement Liquide,
- Senhaji F Et Maaraf H 1996,** Le biogaz au service du développement rural, IAV Hassan II et Ecole Mohammedia d'Ingénieurs
- Serhane, 2005 :** Impact du système de distribution de l'influent et de collecte de l'effluent sur le régime hydraulique et les performances épuratoires des réacteurs anaérobies à flux ascendant et à deux étages. Memoire de troisieme cycle ;IAV Hassan II
- Shuval et al. 1986.** Wastewater irrigation in developing countries: Health effects and technical solutions. UNPP Project Management report 6 Washington,US ,p32
- Speece R.E. 1996 :** Anaerobic Biotechnology for Industrial Wastewaters. Archae Press, Nashville, Tennessee.
- Speece R.E. & Parkin G.E. 1983:** The response of methane bacteria to toxicity. In Proceeding of Third International Symposium on Anaerobic Digestion. (Edited by Wentworth R.L. et al.). Evans & Faulkner. Massachusetts.
- Solagro ,2003 :** Quelle place pour la méthanisation des déchets organiques en Ile-de-France, p9
- Tielbaard MH .1992** Experience with treatment of cane vinase by UASB reactors vol.94 N° 127, pp:227-280).
- Van Haandel A. & Lettinga G., 1994,** Anaerobic Sewage Treatment: A Practical Guide for Regions with a Hot Climate. Wiley & Sons, Chichester UK.

Van Lier J. B, 2004, Environmental Factors affecting Anaerobic Treatment, Wageningen University/Lettinga associates Foundation. Wat.Sci.Tech

Vial J, 1982 : Microbiologie des eaux DEA, écologie des eaux institut Pasteur Lyon. wat Res 114-144

Verrier, d. 1984: Le filtre anaérobie et ses applications pour le traitement des et la valorisation énergétique des effluents. Trib.Cebedeau, vol.37, N°485, pp:119-129

ملخص

ينقسم هذا العمل إلى جزأين. الجزء الأول متعلق بمحطة التصفية المتواجدة بمعهد الحسن الثاني للزراعة و البيطرة الهدف منه التأكد من مرد ودية المعالجة في الوحدة الأولية المكونة من المفاعل الهوائي ذو المرحلتين . الشطر الثاني من هذه الدراسة يستهدف استغلال النتائج المحصل عليها في محطة المعهد قصد دراسة توسيع محطة لتصفية المتواجدة بمدينة العطاوية بإقليم قلعة السراغنة.

نشير إلى أن الأمر يتعلق بمحطتين متكونتين من نفس نظام المعالجة و الذي يجمع بين نوعين من المعالجة ذات المردود العالي. معالجة أولية بالمفاعل ذو المرحلتين متبوع بمعالجة هوائية مكونة من حوض الطحالب ذو المردود العالي و حوضين للنضج على التوالي.

تضم الوحدة اللا هوائية بمحطة معهد الحسن الثاني من شعبتين على التوازي. الأول بمعامل توزيع مدخل لكل متر مربع من مساحة المفاعل (1متر) و الشعبة الثانية بمعامل مدخل لكل 3 أمتار مربعة من مساحة المفاعل (3متر). كل شعبة تتوفر على مرسب خارجي. الشعبتان معا تتلقيان حمولة عضوية تقدر بـ $2.16 \text{ kg DCO m}^{-3} \text{ j}^{-1}$.

يقدر مردود إزالة الطلب الكيميائي للاوكسجين DCO و الطلب البيوكيميائي للاوكسجين DBO_5 بـ 59 و 69 % على التوالي في مخرج المفاعل (3متر). في حين نجد في مخرج المفاعل (1متر) مردودا يقدر بـ 53 و 59% بخصوص DBO_5 و DCO. هناك امتياز لصالح المفاعل (1متر). يقدر هذا الفرق بـ 6 في المائة بالنسبة لـ DCO و 9 في المائة بالنسبة لـ DBO_5 .

لم يكن لمضاعفة نقط توزيع الماء داخل المفاعل (1متر) وقع ايجابي على مردود ودية إزالة معايير التلوث المتمثلة في المواد العالقة . الازوت و الفسفور.. (5 à 9%)

يتبين من خلال المتابعة أيضا أن المرسب يساهم بقسط كبير في إزالة المواد الصلبة القابلة للترسب بنسبة و المواد العالقة بنسبة ف م. 67 و حوض الترشيح المكون من الحصى بطاقيه العمودي و الأفقي و العمودي يمكن من الحصول على مردود ف م 93 بالنسبة للمواد القابلة للترسب و 43 ف م بالنسبة للمواد العالقة و 71 ف م بخصوص المواد العضوية الصلبة.

المردودية الإجمالية لوحدة المعالجة الأولية(مفاعل 1متر) + مرسب + حوض الترشيح) تصل إلى ف م 83 بالنسبة بالنسبة للمواد القابلة الطلب الكيميائي للاوكسجين. و ف م 89 الطلب البيوكيميائي للاوكسجين 93 بالنسبة للمواد العالقة للترسب 99 ف م . يمكن القول أن وحدة المعالجة الأولية تؤدي دورها بنجاح تتميز هذه الوحدة أيضا بقدرتها الضعيفة على إزالة العناصر المغذية والعناصر المرضية البكتيرية. نشير إلى أن المياه ستواصل المعالجة في الوحدة الهوائية حيث تقوم الطحالب بانتزاع العناصر المغذية الضرورية لنموها وتخلق ظروف مميطة للعناصر المرضية.

الجزء الثاني من هذا العمل تتمثل في استغلال النتائج المحصلة في دراسة توسيع محطة تصفية المياه العادمة لمدينة العطاوية.

عرفت ساكنة مدينة العطاوية في الآونة الأخيرة نموا ديموغرافيا سريعا أدى إلي تجاوز القدرة الاستيعابية للمحطة المشيدة سنة 1999.

يتبين من خلال التشخيص المجري عدم كفاية المفاعل ذو المرحلتين .. ينعكس هذا سلبا على دورا لوحدة الهوائية التي تتحول من معالجة ثالثة إلى معالجة ثانوية.

يقدر صبيب المياه العادمة في أفق 2015 بـ 2050 م.م. تا هيل المحطة لهذا الأفق يستلزم ميزانية تتعدى القدر المالي المخصص للمشروع من طرف وزارة الداخلية. في ظل هذا نقترح تبني فترة ببنية (أفق 2010) عوض 2015 بصبيب يقدر بـ 1270 م م . في انتظار حلول مصادر تمويل أخرى .

يعد توسيع قدرة المحطة لأفق 2010 ضروري للحصول على مياه ذات جودة عالية خصوصا أن هذه الأخيرة تستغل في سقي المزروعات.

نظام المعالجة المقترح سيغطي مساحة إجمالية تقدر بـ 1300 متر مربع. وستستلزم بناء مفاعل ذو المرحلتين على التوالي بحجم يصل إلى 800 متر مكعب في كل مرحلة. مرسب بحجم يصل إلى 176 متر مكعب وعلى مساحة تقدر بـ 104 متر مربع. حوض ترشيح بالحصى بمساحة 288 متر مربع و 10 اسرة للتجفيف بمساحة 330 متر مربع. تقدر القيمة المالية الإجمالية بـ 1.127.800 درهم.

الكلمات المفتاحية

مياه عادمة منزلية- مفاعل لاهوائي بمرحلتين- مردود ودية المعالجة- حوض ترشيح بالحصى . مرسب -الطلب الكيميائي للاوكسجين- الطلب البيوكيميائي للاوكسجين