

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude des performances d'un décanteur lamellaire.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-10

APA Citation (APA توثيق):

Harboula, Zineddine (2010). Etude des performances d'un décanteur lamellaire[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
« ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des Systèmes D'alimentation en eau Potable

THEME

ETUDE DE LA PERFORMANCE D'UN DECANTEUR LAMELLAIRE

Présenté par :
M^r HARBOULA ZINEDDINE

Promoteur :
M^r HACHEMI. A

Devant le Jury composé de :

Présidente:	M^{me} F. AMMOUR
Examineurs :	M^r M. FODIL CHERIF
	M^r A. AYAD
	M^{me} N. ZENDAGUI
	M^{me} N. TERGUI
	M^{me} W. MAHMOUDI

Juin 2010

dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard
- A mes frères et soeurs
- A toute ma famille
- A mes amis sans exception
- A tous ceux qui luttent pour une Algérie meilleure et une démocratie majeure

Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^{er}.HACHEMI pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury « M^{me} F.AMMOUR, M^{me} N.ZENDAGUI, M^{er} N.TERUI, M^{er} W.MAHMOUDI, M^{er}M.FODIL CHERIF et A.AYAD »
Qui m'on feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribués à ma formation du cycle universitaire.
- Un remerciement particulier est adressé à M^{er} FATHI, M^{er} MOUHAMED KAMLLI et M^{me} .HANAN FODIL CHERIF .M^{me} R.CHAGAUT pour leurs précieux conseils et orientations.
- Un remerciement particulier aussi est adressé à tous mes amis de l'ENSH, youcef, Brahim, Samir, Mabrouk, Zinoo, Hocine, Mourice, Abd alkhani, Toufik, surtout pour Hadjar et Manel.et voila je te remercier a tous.

إن مقاييس نوعية المياه يجب أن تراعى بجدية خصوصا في مجال تزويد المدن بالمياه الصالحة للشرب، و في هذا الإطار انتهجنا عدة طرق لمعالجة هذه المياه , عملنا في هذه المذكرة التي بين أيدينا ينقسم إلى قسمين أساسيين الأول يتمثل في إجراء بحث مكتبي يتناول الجانب النظري حول موضوع معالجة المياه السطحية، بينما ينفرد القسم الثاني بالجانب التطبيقي حيث أجرينا تجارب لمعالجة المياه لقد قمنا بالتجارب على جهاز المعالجة (TE 600) ؛
لنحصل في الأخير على مردودية عالية بنسبة تتراوح في حدود 75% لإزالة الحمض الدبالي (Acide humique) من مياه مركبة (ماء الحنفية +الغضار ؛ ماء الحنفية + الحمض الدبالي)

Résumé :

Les normes de qualité de l'eau étant de plus en plus strictes dans le domaine de l'alimentation en eau potable, nous sommes amenés à utiliser des procédés de traitement de plus en plus performant.

Notre travail est scindé en deux parties, le premier est une étude bibliographique qui consiste à donner un aspect théorique sur le traitement de l'eau de surface, quant à la deuxième, au traitement d'une eau synthétique à l'aide d'une station pilote.

A l'issu des différents procédés de traitement mis en œuvre sur les deux pilotes (TE 600) on a pu aboutir à un rendement d'élimination des acides humiques avoisinant les 75% sur une eau synthétique (eau de robinet+argile; acide humique+ eau de robinet).

Abstract:

The norms of water quality being increasingly strict in the domain of the drinkable water supply, we are brought à to use processes of increasingly effective treatment.

Our work is divided in two parts, the first is a bibliographic survey that puts evidence the theoretical aspect of treatment station of the surface waters as well as the different processes used. In the second part we led a survey that consists to treat synthetic water using a pilot treatment station.

Has the descended of the different processes of treatment make in use on the pilots (TE 6007) one could succeed a yield of elimination of the humic acids adjoining the 75% on a synthetic water (tap water + clay ; tap water +humic acid)

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES ET QUALITES DES EAUX

I-1).Introduction :	1
I.2) -Qualités générales des eaux issues de diverses sources:	2
I.2.1) Eaux souterraines :	2
I.2.2) Eaux de surfaces :.....	3
I.2.2-1) Eaux d’oued :	3
I.2.2.2) Eau de lac :	4
I.2.3) Eaux de mer et les eaux saumâtres :.....	4
I.2.4) Eaux usées :	4
I.6) -Normes de qualité d’eau potable:	5
I.6.1) - Normes microbiologique :	5
I.6.2) -Normes et recommandations pour les paramètres physiques et chimique:	6
I.7) -Conclusion :	7

CHAPITRE II : PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

II-1.Introduction :.....	8
II-2. La matière organique dans une eau :	8
II-2-1.Les substances humiques dans l’eau	9
II-3. Les matières en suspension (MES) :.....	9
II-3-1. Taille des particules en suspension :	10
II-3-2. Affinités des particules colloïdales pour l’eau :	11
II-3-3. Procèdes de séparation des MES et d’AH :.....	11
II-5. Définition d’une station de traitement des eaux :	12

II-6. Chaîne de traitement classique des eaux potables :	12
II-6-1. Coagulation et floculation:	13
II-6-1-1. Coagulation :	13
II-6-1-1-1. Considération physico-chimiques concernant la coagulation :	13
II-6-1-1-2. Théorie de la double couche :	14
II-6-1-1-3.. Le potentiel ZETA :	15
II-6-1-1-5. L'effet du coagulant :	17
II-6-1-1-6. Adsorption et pontage :	18
II-5-1-1-7. Coagulants usuels.....	18
II-6-1-1-7. Les Facteurs qui influencent la coagulation :	18
II-6-1-2. Floculation :	20
II-56-1-2-1. Floculation péricinétique :	20
II-6-1-2-2. Floculation orthocinétique :	21
II-6-1-2-3. Type de flocculateur :	22
II-6-1-2-4. L'appareil de Jar-test (JT):	24
II-6-2. La décantation :	25
II-6-2-1. Types de décantation :	26
II-6-2-2 Principe de la décantation :	26
II-6-3. La filtration :	27
II-6-3.1. Les paramètres fondamentaux de filtration :	27
II-6-3.1-1. Nature des matériaux.....	27
II-6-3.1-2. Le diamètre effectif et coefficient d'uniformité.....	27
II-6-3.1-3. Densité relative du sable :	28
II-6-3.1-4. La masse unitaire sèche :	28
II-6-3.1-5. Le coefficient de perméabilité :	28
II-6-3.1-6. La perte de charge d'un filtre	29
II-6-3.2. Caractéristiques de la filtration.....	30
II-6-3.2-1. Sens de la filtration.....	30
II-6-3.2-2. Vitesse de filtration	30
II-6-3.2-3. Lavage du filtre	30
II-6-4. Type de filtration	31

II-6-4-1. La filtration lente :	31
II-6-4-2. La filtration rapide.....	32
II-6-5. Principaux types de filtres granulaires	32
II-6-5-1. Filtres ouverts (gravitaires)	32
II-6-5-2. Filtration sur support	35
II-6-5-2-1. Filtres à cartouches	35
II-6-5-2-2. Filtres à bougies	36
II-6-5-2-3. Filtres à précouche	36
II-6-6. La désinfection	37
II-6-6-1. Le chlore.....	37
II-6-6-1-1. Le Chlore gazeux	37
II-6-6-1-2. Hypochlorite de sodium.....	38
II-6-6-1-3. Hypochlorite de calcium	38
II-6-6-2. Les effets de la désinfection par le chlore.....	39
II-6-6-3. Doses typiques du chlore.....	39
II-6-6-4. Diminution des précurseurs de THM.....	40
II-6-6-5. Modes de chloration	42
II-6-6-6.Désinfection par l'ozone	43
II-6-6-6-1. Principales applications de l'ozone.....	43
II-6-6-6-2. Oxydation du fer et du manganèse	44
II-6-6-6-3.Points d'injection de l'ozone	44
II-6-6-6-4. Sous-produits de désinfection à l'ozone.....	46
II-6-6-6-5. Prévention des sous-produits d'ozonation.....	46
II-6-6-6-6. Composantes d'un système d'ozonation.....	47
II-6-6-3. Désinfection par Rayonnement ultraviolet.....	47
II-6-6-7-1. Variables importantes pour le procédé	48
II-6-6-7-2. Formation de sous-produits de désinfection par ultraviolet :	49
II-6-6-8.Comparaison entre les différents modes de désinfection :	49
II-6-6-8.Traitement des goûts et odeurs.....	51
II-6-6-8-1.Origine des goûts et odeurs.....	51
II-6-6-8-2. Traitement des goûts et des odeurs	51

II-6-6-8-3. Formes du charbon actif.....	51
Conclusion	53

Chapitre III : PROCEDE DE TRAITEMENT LA D CANTATION

III-1. Introduction	54
III-2. Type de décantation.....	54
III-2-1. Décantation de particules discrètes :	54
III-2-1-1. Principe de base :	54
III-2-1-3. Décantation à piston.....	57
III-2-1-4. Décantations à flux horizontal	58
III-2-1-5. La décantation à flux vertical :	59
III-2-2. Décantation des particules floculées	60
III-3. Calcul des décanteurs :	60
III-3-1. Influence de la charge hydraulique :	61
III-3-2. Influence du flux massique :	61
III-3-3. Influence des courants de densité :	62
a) La variation de la température :	62
b) La variation de la turbidité :	62
III-4. Décantation Lamellaire :	63
III-4-1. Les différents types de la plaque pour un décanteur lamellaire :	63
III-4-2. Circulation de l'eau dans le décanteur :	65
III-4-2-1. Circulation à contre courant (la boue et l'eau circulent en sens inverse)	65
III-4-2-2. Circulation à co-courant (Boue et eau circulent dans le même sens inverse figure (II-12)	65
III-4-3. Calcul de la longueur des plaques	66
III-4-4. Position de plaques :	68
III-4-4-1. Position de plaques horizontales :	68
III-4-4-1. Position de plaques inclinées :	68
III-5. Le Régime d'écoulement :	69

III-5-1. Régime d'écoulement pour un flux horizontal.....	69
III-6. Les types de décanteurs :	70
III-6-1. Décanteurs dits statiques	70
III-6-2. Décanteurs à recirculation de boues.....	72
III-6-3. Décanteurs à lits de boues pulsés :	72
III-6-4. Décanteurs lamellaires à lit de boues	73
III-7. Problèmes de décantation	74
III-8. Conclusion	74

PARTIE EXPEREMENTALE

Chapitre IV : METHODES ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES

IV-1. Introduction	75
IV-2. Préparation des réactifs :	75
IV-3. Préparation de la solution synthétique des MES:.....	75
IV-3-1. Préparation du coagulant :	75
IV-3-2. Matériel et techniques d'analyse :.....	75
IV-3-2-1. Le dispositif expérimental du Jar-test :	75
IV-3-2-2. La dose optimale du coagulant:	76
IV-3-2-3. La valeur du PH optimale.....	76
IV-3-2-4. Le dispositif expérimental de la station pilote	77
IV-3-2-4. Le dispositif expérimental de la station pilote:.....	77
IV-3-2-4-1. Unités expérimentale de la coagulation-floculation et Décantation (pilot TE 600)	77
IV-3-2-5. Détermination des caractéristiques de dimensionnement du pilote TE 600.	79
IV-4. Préparation de la solution synthétique d'acide humique (AH):	82
IV-4-1. Préparation du coagulant :	82

IV-4-2. Préparation de la solution du CAP :	82
IV-4-3. La dose optimale du coagulant:.....	82
IV-4-4. Mesure de la concentration d'acide humique :	83

Chapitre V : RESULTATS ET INTERPRETATIONS

V-1. Introduction :	85
V-2. Résultats et interprétations:.....	85
V-2-1.Élimination des MES (argile) :	85
V-2-1-1. La dose optimale du coagulant:	85
V-2-1-2.Détermination du PH optimum.	86
V-2-1-3.L'influence des paramaitres sur le rendement d'élimination :.....	87
V-2-1-3-1. L'influence du Flux :.....	87
V-2-1-3-2. Influence des lamelles :	88
V-2-1-3-3. Influence du temps de séjours :.....	90
V-2-1-3-4. Influence de la concentration des MES (argile) :.....	91
V-2-1-3-5. Influence de régime d'écoulement :.....	92
V-2-1-3-6. Influence de type d'écoulement :.....	93
V-2-2. Élimination des acides humiques :.....	94
V-2-2-1. La dose optimale du coagulant:	94
V-2-2-2. Influence de la concentration des acides humiques :.....	94
V-2-2-3. Influence de débit :	96
V-2-2-4. Influence de CAP :.....	97
V-3. Conclusion :.....	96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Bilan de cycle de l'eau suivant la saison.....	2
Tableau I-6. les normes de quelques paramètres physiques et chimiques.....	7
Tableau II.1: Temps requis pour que des particules de densité (2,65 ; 2,0 et 1,1) chutent de 1m dans une eau à 15°C.....	10
Tableau II -2 : Types de traitement des MES en fonction de leur taille.....	11
Tableau II-3. Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.....	29
Tableau II-4. Doses typiques de chlore utilisées dans des installations de traitement d'eau potable.....	40
Tableau II-5. Pourcentage de réduction des sous-produits de désinfection...	41
Tableau II-6. Les critères de sélection des points d'injection de l'ozone en fonction de ces paramètres.....	45
Tableau II-7. Qualité de l'eau et caractéristiques U.V. associées.....	49
Tableau II-8. Comparaison entre les différents modes de désinfection.....	50
Tableau II-1 : Valeur de constantes a, n et c en fonction du nombre de Reynolds	57
Tableau IV-1 Les paramètres de coagulation-floculation dans le bassin de coagulation floculation.....	80
Tableau IV-2. Les paramètres de dimensionnement de décanteur.....	81
Tableau IV-3. Les dimensions du décanteur.....	81
Tableau IV-4. Composition élémentaire des acides humiques.....	82
Tableau (IV-5) : Tableau de la dose optimale de coagulant.....	83
Tableau IV-2. Résultats de la courbe d'étalonnage des solutions d'acides humiques.....	83

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature [2].....	1
Figure II -1 : Modele d'acide humique propose par Stevenson (1982).....	9
Figure II -2 : Schéma d'une station de traitement.....	13
Figure II -3 : Distribution ionique autour d'une particule colloïdale.....	15
Figure II-4 : Évolution du potentiel électronégatif en fonction de l'éloignement de la particule dans le cas de l'eau brute.....	15
Figure II-5 . Le bilan des deux forces d'attraction et de répulsion	17
Figure II-6 . Eau brute additionné de coagulant.....	17
Figure II-7 . Variation du gradient de vitesse G en fonction du diamètre de particules	22
Figure. II.8 : DE JAR TEST	25
Figure. II.9 . la situation de la décantation	26
Figure. II.10 . Filtre à courant ascendant et à lavage continu.....	33
Figure. II.11 . Filtre gravitaire en béton à lavage [air + eau] avec balayage latéral de surface (Aquazur V de Degremont).....	33
Figure II-12 Filtre vertical sous pression lavé à l'air et l'eau	34
Figure II-13 Buselure d'un filtre lavé à l'eau et l'air	34
Figure. II.15 . Filtre à cartouche.	35
Figure. II.16 . Filtre à précouche.....	36
Figure II-17 . Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle.....	43
Figure II-18 . Composition d'un système d'ozonation.....	47
Figure III -1 . Forces agissant sur la particule qui chute	55
Figure III -2 : Variation du coefficient de traînée en fonction du nombre de Reynolds, pour des particules de différentes formes.....	57
Figure III -3 : la courbe de décantation.....	58

Figure III -4. Décantation à flux horizontal.....	58
Figure III -5. Décantation à flux horizontal des particules floculées.	60
Figure III -6. Courbes de flux massique	62
Figure III -7. Les types de plaques les plus utilisés.....	63
Figure III -8. Combinaisons de plaques formant des modules tubulaires.....	64
Figure III -9. Module de tube à forte inclinaison.....	64
Figure III -10. Effets de la disposition des plaques sur le mélange	65
Figure III -11. Décantation à circulation à contre-courant.....	65
Figure III -12. Décantations par circulation à co-courant	66
Figure III -13. La répartition des vitesses dans la lamelle.....	66
Figure III -14. Effets de l'angle d'inclinaison sur la décantation d'un échantillon floculé de l'eau de la Meuse (les expérimentations ont utilisé du matériel en verre).....	68
Figure III -15. Décanteur a flux horizontal. Les sont légèrement inclinés.....	68
Figure III -16. Système de plaques inclinées dans un décanteur a flux horizontal.....	69
Figure III -17. Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPM (DEGR).....	70
Figure III -18. Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPB(Degremont)	71
Figure III -19. Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPS(Degremont).....	71
Figure III -20. Décanteur circulator (version béton).....	72
Figure III -21. Décanteur pulsator.....	73
Figure III -22. Décanteur Superpulsator	73
Figure IV-1. L'appareil de coagulation floculation « Jar-test ».....	76
Figure IV-2. Pilote de coagulation-floculation et décantation TE 600	77
Figure IV-3 : Schéma du pilote de coagulation–floculation et décantation TE 600....	78
Figure IV-4. Courbe d'étalonnage des acides humiques.....	84
Figure V-1 : Rendement d'élimination des MES en fonction de la dose du coagulant	86
Figure V-2 : Rendement d'élimination des MES en fonction du pH.....	87

Figure V-3. Rendement d'élimination en fonction du de type de flux.....	88
Figure V-4. Rendement d'élimination en fonction de nombre de lamelles pour 50 l/h.	87
Figure V-5. Rendement d'élimination en fonction de nombre de lamelles pour 50, 80, 100l/h ;.....	88
Figure V-8 ; Rendement d'élimination en fonction des MES (sans lamelles)	90
Figure V-9 ; Rendement d'élimination en fonction des MES (avec lamelles)	90
Figure V-10. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Reynolds (sans lamelles).....	91
Figure V-11. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Reynolds.....	91
Figure V-12. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Froude (sans lamelles).....	92
Figure V-13. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Froude (avec lamelles).....	92
Figure V-14. Rendement d'élimination en fonction de la dose de coagulant.....	93
Figure V-14 ; Rendement d'élimination en fonction de la concentration des (AH)....	94
Figure V-15. Le rendement d'élimination en fonction de débit d'eau brut.....	94

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Bilan de cycle de l'eau suivant la saison.....	2
Tableau I-6. les normes de quelques paramètres physiques et chimiques.....	7
Tableau II.1: Temps requis pour que des particules de densité (2,65 ; 2,0 et 1,1) chutent de 1m dans une eau à 15°C.....	10
Tableau II -2 : Types de traitement des MES en fonction de leur taille.....	11
Tableau II-3. Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.....	29
Tableau II-4. Doses typiques de chlore utilisées dans des installations de traitement d'eau potable.....	40
Tableau II-5. Pourcentage de réduction des sous-produits de désinfection...	41
Tableau II-6. Les critères de sélection des points d'injection de l'ozone en fonction de ces paramètres.....	45
Tableau II-7. Qualité de l'eau et caractéristiques U.V. associées.....	49
Tableau II-8. Comparaison entre les différents modes de désinfection.....	50
Tableau II-1 : Valeur de constantes a, n et c en fonction du nombre de Reynolds	57
Tableau IV-1 Les paramètres de coagulation-floculation dans le bassin de coagulation floculation.....	80
Tableau IV-2. Les paramètres de dimensionnement de décanteur.....	81
Tableau IV-3. Les dimensions du décanteur.....	81
Tableau IV-4. Composition élémentaire des acides humiques.....	82
Tableau (IV-5) : Tableau de la dose optimale de coagulant.....	83
Tableau IV-2. Résultats de la courbe d'étalonnage des solutions d'acides humiques.....	83

Introduction générale :

L'eau est l'élément majeur du monde minéral et biologique, et aussi le vecteur privilégié de la vie et de l'activité humaine. A l'heure actuelle, l'utilisation globale de l'eau, en additionnant les usages domestiques, industriels et agricoles, représente le chiffre impressionnant de 250 m³ par an et par habitant. Ceci implique la nécessité impérieuse de protéger cette ressource. Il faut la traiter que ce soit pour produire une eau propre à la consommation ou à des usages spécifiques industriels ou pour limiter les rejets de pollution dans le milieu naturel. [1]

Les eaux de rivière comme celles issues de barrages, réservoir ou de lacs ne peuvent être utilisées telles qu'elles pour la consommation publique, du fait qu'elles se chargent pendant leur parcours de matières organiques, inorganiques, minérales et toxiques dangereuses à la santé publique. C'est dans ce contexte que le traitement des eaux s'impose comme un port indispensable à toute consommation humaine.

Notre étude est scindée en deux grandes parties :

La première partie est relative à l'étude bibliographique qui va nous permettre de donner un aperçu théorique et pratique des différentes filières d'une station classique de traitement des eaux de surfaces, dont on trouve :

- ❖ La coagulation-floculation ;
- ❖ La décantation ;
- ❖ La filtration ;
- ❖ La désinfection.

La deuxième partie met en évidence l'aspect expérimental qui consiste à étudier l'élimination de la matière en suspension et de l'acide humique sur une station de traitement modèle comportant un pilote TE 600 qui étudie la coagulation-floculation et décantation, pour dégager les paramètres de dimensionnement du prototype, et l'influence de certains paramètres qui sont :

- ❖ Le débit d'alimentation ;
- ❖ Le type et le régime d'écoulement ;
- ❖ La dose du coagulant ;
- ❖ La valeur du PH ;
- ❖ Le Flux d'écoulement ;
- ❖ Le nombre de lamelles ;
- ❖ La concentration des acides humique ;
- ❖ De CAP ;

-1).Introduction :

Le caractère banal de l'eau qui nous environne fait parfois oublier que ce liquide qui nous est si familier s'avère en réalité le fluide le plus indispensable à la vie [1].

L'eau est une des ressources les plus importantes de la planète.

L'alimentation en eau peut être limitée en quantité et en qualité, L'importance de la limitation du point de vue qualitatif est illustrée par le fait que 97 % de l'eau de la Terre est contenue dans des océans et a une teneur en sels d'approximativement 35 000 mg/l ce qui limite énormément l'utilisation de cette immense quantité d'eau comme source d'eau potable.

En réalité, l'eau douce et la pluie ne sont pas uniformément distribuées à la surface de la Terre et c'est pour cette raison que plusieurs régions dans le monde font face actuellement à la sécheresse. En plus, l'humanité a pollué et continue à polluer certaines réserves d'eau douce à cause du manque de planification et des pratiques irresponsables contribuant ainsi au déficit global en eau potable.

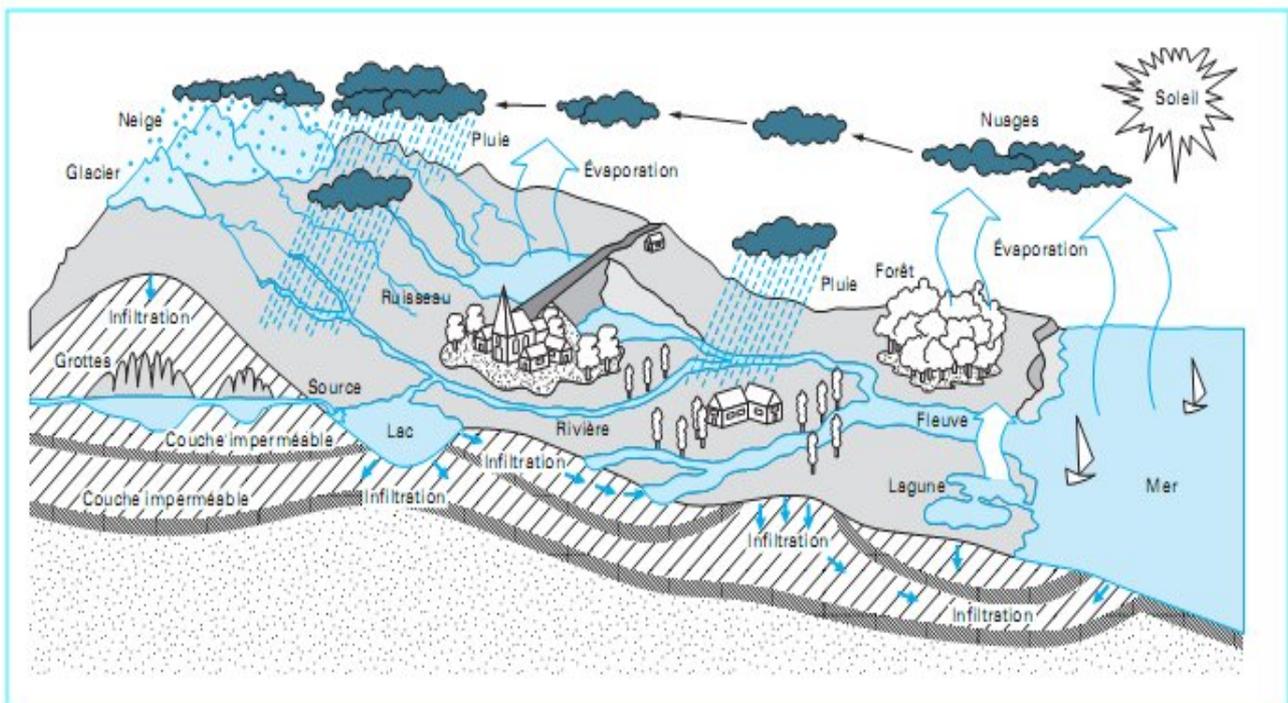


Figure I.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature [2].

Tableau I.1 : Bilan de cycle de l'eau suivant la saison [2].

Étape	En été	En hiver
Ruissellement.....	15 %	25 %
Évaporation.....	25 %	10 %
Infiltration.....	25 %	65 %
Transpiration.....	35 %	

I.2) -Qualités générales des eaux issues de diverses sources:

On retrouve quatre sources principales d'eau brutes : les eaux souterraines, les eaux de surface, les eaux de mer les eaux saumâtres, et les eaux usées.

Les caractéristiques générales de chacune de ces sources reflètent l'interaction de l'eau et du milieu environnant.

I.2.1) Eaux souterraines :

Les eaux souterraines enfouies dans le sol sont habituellement à l'abri des sources de pollution, Les caractéristiques de ses eaux varient très peu dans le temps.

Les eaux souterraines se trouvent sous forme des nappes et selon les conditions géologiques, on peut distinguer différents types de nappes :

- une nappe peut être « libre ou active », elle est alors directement alimentée par l'infiltration des eaux de ruissellement et son niveau va fluctuer en fonction de la quantité d'eau retenue.
- une nappe peut être aussi « captive », elle est alors séparée de la surface du sol par une couche imperméable. Souvent profonde, elle est exploitée par des forages.
- les plaines alluvionnaires formées de matériaux poreux, souvent gorgées d'eau, constituent des réserves en eau importantes, à l'origine des nappes alluviales, presque toujours entretenues par les débits des rivières. La qualité de ces eaux est par conséquent directement influencée par la qualité de l'eau des rivières.
- un cas particulier de nappes alluviales est représenté par les nappes phréatiques dont le fond imperméable est pratiquement horizontal et peu profond et que l'on exploite en y creusant des puits [2].

Les eaux souterraines sont inégalement réparti dans le temps est représentent les caractéristiques suivantes [3]:

- ♣ Turbidité faibles, Les eaux bénéficient d'une filtration naturelle dans le sol.

- ♣ Contamination bactérienne faible.
- ♣ Température constante, Les eaux souterraines sont à l'abri du rayonnement Solaire et de l'atmosphère.
- ♣ Indice de couleur faible car ces eaux ne sont pas en contact avec les substances Végétales.
- ♣ Débit constant, Contrairement à celle des eaux de la rivière, la qualité et la quantité des eaux souterraines demeurent constantes durant toute l'année.
- ♣ Dureté souvent élevée, les eaux peuvent être en contacte avec des formations Rocheuses contenant des métaux bivalent responsable de la dureté.
- ♣ Concentration élevée de fer et de manganèse.

I.2.2) Eaux de surfaces :

Ces eaux se rassemblent en cours d'eau caractérisés par une surface de contact eau-atmosphère en mouvement et une vitesse de circulation appréciable. Elles peuvent se trouver stockées en réserves naturelles (étangs, lacs) ou artificielles (retenues, barrages) caractérisées par une surface d'échanges eau atmosphère quasiment immobile, une profondeur qui peut être importante et un temps de séjour souvent élevée, on peut répartir les eaux de surfaces en deux catégories :

Les eaux d'oued et les eaux de lac.

Ces ressources sont mobilisées à travers les projets de grande hydraulique (retenues collinaires), On peut répartir les eaux d'oued en deux catégories :

Eau d'oued partie amont, et eau d'oued partie aval.

La dureté de toutes les eaux de surfaces est modérée [2].

I.2.2-1) Eaux d'oued :

Eaux d'oued partie amont :

L'amont en générale est situé dans une région montagneuse ou la densité de population est faible, et les industries pratiquement inexistantes, leurs principales caractéristiques sont [4]:

- ♣ Turbidité élevée, le régime des oueds étant torrentiel, les eaux transportent de grandes quantités de matière en suspension.
- ♣ Contamination bactérienne faible, la pollution est causée par l'homme ou par l'industrialisation.
- ♣ Températures froides, les eaux proviennent soit de source, soit de la fonte des neiges, et des glaciés.
- ♣ Indice de couleur faible cette eau n'a pas le temps de dissoudre des matières végétales.

Eaux d'oued partie aval :

L'aval d'un oued est en général situé dans une région où la population est dense. Les principales caractéristiques de ces eaux sont [4]:

- ♣ Contamination bactérienne élevée.
- ♣ Contamination organique et inorganique élevée.
- ♣ Indice de couleur pouvant être élevée, Car les eaux ont le temps de dissoudre des matières végétales, qui est responsable à l'apparition de la couleur.

I.2.2.2) Eau de lac :

On peut considérer un lac comme un bassin naturel de décantation dont la période de rétention est longue, L'eau de lac est caractérisée par [2]:

- ♣ La turbidité de l'eau est faible.
- ♣ La contamination bactérienne habituellement peu importante.

Les caractéristiques des eaux de lac varient très lentement au cours de l'année. Au printemps et à l'automne, la différence de température entre les eaux de surface et les eaux profondes peuvent provoquer un renversement d'un lac.

I.2.3) Eaux de mer et les eaux saumâtres :

Les eaux de mer sont une source d'eau brute qu'on n'utilise que lorsqu'il n'y a pas moyen de s'approvisionner en eau douce, Les eaux de mer sont caractérisées par leurs concentrations en sels dissous, c'est ce que on appelle leur salinité.

La salinité de la plupart des eaux de mer varie de 33000 à 37000 mg/l, Pour Les eaux saumâtres, la teneur en sel minéraux varie entre 10000 et 15000 mg/l, Donc les eaux sont considérées comme potables [2].

I.2.4) Eaux usées :

Le recyclage des eaux usées après épuration peut permettre de soulager la demande en eau notamment pour leur utilisation dans l'irrigation, l'entretien industriel et urbain (lavage de voirie, réserve et incendie, arrosage

Des jardins, lavages automobiles,...ex), Le recyclage des eaux usées industrielles après traitement au niveau de chaque atelier permet à la fois de récupérer les sous produits valorisables et de faire des économies d'eau importantes, L'utilisation des eaux épurées peut servir aussi à la réalimentation des nappes [5].

Pour faire faces aux problèmes rencontrés en approvisionnement d'eau, les solutions généralement préconisées sont :

Eviter le gaspillage en planifiant et en organisant la consommation dans l'industrie.

Utiliser au maximum les ressources en minimisant les pertes par stockage des eaux de ruissellement.

Récupérer puis recycler les eaux usées.

Ces dispositions restent insuffisantes surtout avec la sécheresse que notre pays connaît ces dernières années. Ainsi le traitement d'eau pour la rendre potable s'impose.

I.6) -Normes de qualité d'eau potable:

L'eau devrait ainsi être agréable au goût, dépourvue d'odeur désagréable et limpide, Ce type sommaire d'évaluation a conduit dans plusieurs cas à des catastrophes, Aujourd'hui on mesure plutôt les caractéristiques les plus appropriées et on les compare à des normes, Ces normes ne sont pas définitives étant donné que le déversement des eaux usées industriel augmente la quantité et la diversité des produits toxiques présents dans une eau. De plus les développements en microbiologie, en chimie analytique et en épidémiologie permettent de mieux cerner les effets de différentes qualités d'eau sur la santé humaine, Les normes sont des concentrations maximales acceptables et les modalités d'application sont différentes d'un pays à l'autre [8].

I.6.1) - Normes microbiologique :

Les deux groupes de micro-organismes les plus utilisés comme indicateurs de contamination bactérienne sont les coliformes totaux et les coliformes fécaux.

Le groupe des coliformes totaux : comprend toute les bactéries aérobies et anaérobies facultatives et qui font fermenter le lactose avec dégagement de gaz en moins de 48h à 35° c.

Les coliformes totaux étant largement répartis dans la nature, ils n'indiquent pas nécessairement qu'il y a contamination, ces organismes survivent plus longtemps dans l'eau est résiste mieux a la chloration que les coliformes fécaux

Le groupe des coliformes fécaux : comprend les coliformes pouvant formé des gaz en moins de 24h a 44.5° c [8].

On retrouve les bactéries coliformes fécales en grand nombre dans les intestins et les excréments des animaux, on utilise de préférence les coliformes fécaux comme indicateurs de la qualité des eaux brutes, ce qui permet de déceler la présence d'organisme pathogène a la source.

Remarque :

* On utilise de préférence les coliformes totaux comme indicateur de l'efficacité de traitement de l'eau potable.

* La présence d'un organisme coliforme quelconque dans l'eau traitée révèle que le traitement a été inefficace ou qu'il y a eu contamination après traitement mais ces indicateurs (coliformes fécaux et totaux) sont actuellement remis en doute par plusieurs chercheurs [9].

Peut-on vraiment, à l'aide de ces seuls indicateurs, conclure à l'absence de risques microbiologiques pour la santé humaine ?

Des études récentes montrent qu'il n'y a pas de liens entre ces indicateurs et la présence des organismes pathogènes tels que les Virus ou les protozoaires.

Par la suite deux autres paramètres ont été ajoutés et qui sont les suivants :

1) Le dénombrement des colonies de fond sur les filtres à membranes pour les coliformes totaux. Ces colonies ne devraient pas y avoir plus de 200 colonies de fond

2) Le dénombrement des bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies facultatives.

La concentration de ces bactéries ne devrait pas dépasser 500BHA/100ml.

I.6.2) -Normes et recommandations pour les paramètres physiques et chimique:

Le but de ces normes est de fournir aux consommateurs une eau qui ne constitue pas un risque pour la santé, Des objectifs esthétiques ont été proposés car une eau de mauvaise qualité esthétique fait naître un doute sur sa salubrité dans l'esprit du consommateur, Souvent une mauvaise qualité esthétique découle d'une contamination chimique ou bactériologiques.

Les normes des substances présentant un risque direct pour la santé sont contrôlées et comparées avec des recommandations.

Ces derniers proposent des concentrations maximales acceptables (CMA) pour les substances qui peuvent nuire à la santé se sont des valeurs limites au –de là desquelles il serait possible d'observer un effet sur la santé.

Tableau I-6. les normes de quelques paramètres physiques et chimiques [8]:

Les paramaîrtes	unités	valeurs
conductivité à 20°C	(\square s/cm)	1000
température	°c	22
PH	-	6,5 à 8,5
chlorures	(mg/l) (cl')	200
sulfates	(mg/l) (SO_4^{2-})	25
MES	(mg/l) (O_2)	<3
DBO5 à 20°C	(mg/l) (O_2)	<3
DCO	(mg/l) (O_2)	<3
taux de saturation en oxygène dissous	%	>70
turbidité	NFU où NTU	5

I.7) -Conclusion :

La meilleure défense possible contre le problème des substances humiques et les matières en suspension présentant dans l'eau, demeure dans le choix d'une source d'eau de surface ou souterraine de grande qualité.

L'élimination ou la réduction des contaminations présente la meilleure solution à long terme.

Dans le but de produire une eau potable et améliorer la qualité de cette eau on va d'appliqué les de traitement (la coagulation-floculation et la décantation) sur les eaux de surface au niveau de l'aboratoire.

Sommaire

I-1).Introduction : 1

I.2) -Qualités générales des eaux issues de diverses sources: 2

I.2.1) Eaux souterraines : 2

I.2.2) Eaux de surfaces : 3

I.2.2-1) Eaux d’oued : 3

Eaux d’oued partie amont : 3

Eaux d’oued partie aval : 4

I.2.2.2) Eau de lac : 4

I.2.3) Eaux de mer et les eaux saumâtres : 4

I.2.4) Eaux usées : 4

I.6) -Normes de qualité d’eau potable: 5

I.6.1) - Normes microbiologique : 5

Remarque : 5

I.6.2) -Normes et recommandations pour les paramètres physiques et chimique: 6

I.7) -Conclusion : 7

II-1.Introduction :

Dans le but de produire une eau potable conforme aux normes(OMS) à partir d'une eau de surface, notre station de traitement d'eau potable préfabriquée comprendra une filière complète de traitement physico-chimique identique à celle qui est utilisé dans les stations conventionnelles ;

A savoir :

- Pré -chloration.
- Coagulation -floculation
- Décantation.
- Filtration.
- Désinfection (post-chloration).

On applique ces procédés de traitement sur le traitement d'une eau contiens les deux polluons suivants :

II-2. La matière organique dans une eau :

On définit la matière organique comme la matière carbonée qui est généralement produite par les par des êtres vivants, végétaux, animaux, ou micro-organismes. La matière organique est constituée de composés organiques et est à l'origine de dégradations de la qualité de l'eau, ainsi elle influence directement les propriétés organoleptiques de l'eau (odeur et goût); elle peut être la cause d'une certaine toxicité acquise au cours du traitement, elle influence directement la stabilité biologique de l'eau dans le réseau de distribution. Outre le carbone et l'eau qui sont les composants essentiels, elle peut contenir aussi les éléments hydrogène (H), oxygène (O), azote (N), phosphore (P), soufre (S), fer (Fe)... Les analyseurs biochimiques de l'eau sont des appareils qui sont utilisés pour déterminer les proportions de matières organiques contenus dans un échantillon d'eau. La matière organique dans l'eau se distingue en deux catégories :la matière organique particulaire et la matière organique dissoute dont la MO volatile et la MO non volatile [10].

II-2-1. Les substances humiques dans l'eau

Les principaux précurseurs de la formation d'humus sont en majeure partie, les hydrates de carbone (cellulose, hémicellulose...) ainsi que la lignine et ses dérivés. [5]

La nature de ces substances humiques est très variable et très complexe dans la mesure où elle dépend de la couverture végétale, de la composition biologique et minéralogique du sol, ainsi que d'autres facteurs influençant leur formation tels que: L'humidité, La température, L'activité bactérienne, La luminosité ...etc.

A titre d'exemple, on présente la structure modèle de Stevenson (1982), qui est généralement la plus citée et permet de donner une idée de la complexité structurale de ce type de molécule (Figure I-1).

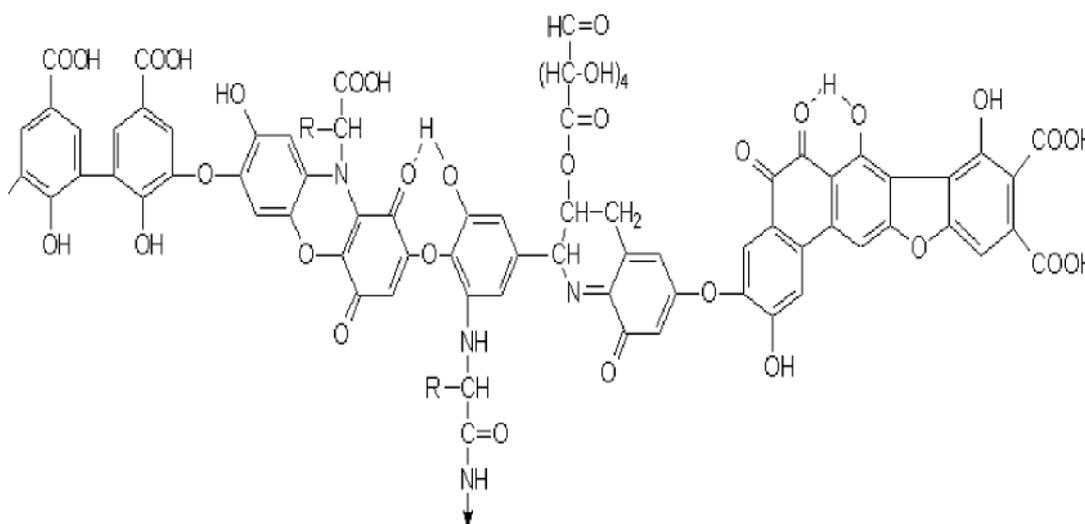


Figure II -1 : Modèle d'acide humique proposé par Stevenson (1982)

II-3. Les matières en suspension (MES) :

Les particules en suspension dans une eau de surface proviennent de l'érosion de terres, de la dissolution des substances minérales et la décomposition de substances organiques sans oublier les déversements d'eau d'égouts domestiques, industrielles et agricoles. En général, la turbidité de l'eau est causée par des particules de matières inorganiques (glaise, argile) alors que sa couleur est imputable à des particules de matière organiques et d'hydroxyde de métal (le fer, le manganèse) [11].

II-3-1. Taille des particules en suspension :

On peut classer les particules en fonction de leur taille. Ainsi les particules dont le diamètre est supérieur à 1 μm sont des particules de matières organique ou inorganiques, qui se déposent facilement, alors que les particules dont le diamètre est inférieur à 1 μm sont des particules colloïdales qui se déposent très lentement.

Les particules de matières minérales de densité élevée (2.65) et de faible diamètre (<0.001 mm) se déposent très lentement et ne sont pas éliminées par un décanteur classique. Les particules de matières organiques, quant à elles ont une densité faible ; elles se déposent donc encore plus lentement [12].

(Tableau II.1) : Temps requis pour que des particules de densité (2,65 ; 2,0 et 1,1) chutent de 1m dans une eau à 15°C

		Démentions	Temps de chute		
Type de particule	Diamètres (mm)	Densité de 2.65	Densité de 2.00	Densité de 1.10	
Gravier	10.0	0.013 s	0.02 s	0.20 s	
Sable grossier	1.0	1.266 s	2.09 s	20.90 s	
Sable fin	0.1	126.66 s	3.48 mn	34.83 mn	
Glaise	0.01	3.52 h	5.80 h	58.0 h	
Bactéries	0.001	14.65 j	24.19 j	241.9 j	
Colloïdales	0.0001	4.12 a	6.66 a	66.59 a	
Colloïdales	0.00001	412.2 a	665.9 a	6659 a	
Colloïdales	0.000001	41222.7 a	66590 a	665905 a	

II-3-2. Affinités des particules colloïdales pour l'eau :

Les particules colloïdales sont soit hydrophiles, soit hydrophobes, les particules hydrophiles déshydratées, se dispersent spontanément dans l'eau et sont entourées de molécules d'eau qui préviennent tout contact ultérieur ente ces particules. Les particules hydrophobes ne sont pas entourées de molécules d'eau, leur dispersion dans l'eau n'étant pas spontanée, on doit la faciliter à l'aide de moyens chimiques ou physiques. Les particules hydrophobes sont en général des particules de matières inorganiques, alors que les particules hydrophiles ; on retrouve plutôt es particules hydratées à différent degrés [13].

II-3-3. Procèdes de séparation des MES et d'AH :

Les procédés qui permettent d'enlever les MES sont des procédés de séparation liquide solide. Si la taille des particules est trop faible, on fait procéder la séparation par un traitement de croissance : la coagulation et la floculation. L'efficacité de cette opération de croissance dépend en plus de la taille des particules, de leur charge, de leur concentration et de leur nature chimique. Le choix du coagulant et ses conditions d'utilisation (condition de mélange, pH...) peuvent avoir aussi une influence importante. Le tableau (1.2) fournit une évolution multicritère de ces procédés :

Tableau II -2 : Types de traitement des MES en fonction de leur taille. [4]

tableau N°1.2: type de traitement des MES en fonction de leur taille										
Taille de particule	Etat en milieu aqueux	Particules (exemple)	Procédé des séparation (exemple)		Avant séparation					
1 A	Solution	ion Mollecule Virus Humus	Echange d'ion	Osmose dialyse	Précipitation					
1 µm										
10 µm	suspension colloïdale	Argile			Coagulation					
100 µm										
1000 µm										
10000 µm	Matières en susp	Sable	Filtration		Floculation					
1 mm										
1 cm								Tamisage	Sédimentation	

II-5. Définition d'une station de traitement des eaux :

Une station de traitement est un établissement imposant dans lequel on fait subir à l'eau brute une série de traitements complexes qui comprennent la coagulation, la floculation, la décantation, la filtration et l'ajout de produits chimiques qui accroissent le caractère sécuritaire de l'eau en éliminant les micro-organismes et les matières organiques. Les micro-organismes, en particulier les bactéries, les virus et les parasites, peuvent transmettre des maladies aux humains. Les procédés de traitement permettent aussi d'améliorer l'apparence, le goût et l'odeur de l'eau.

II-6. Chaîne de traitement classique des eaux potables :

Le traitement d'une eau de surface en une eau propre à la consommation, fait varier les propriétés physico-chimiques de cette dernière. C'est pour cela qu'on applique un ensemble de procédés de traitement, extrêmement divers qu'il faut assembler dans un ordre déterminé afin de fournir un produit fini conforme aux normes de potabilité.

Une chaîne de traitement classique d'eau potable, recèle des procédés simples qui font appel aux procédés physiques et chimiques. La figure I.2 présente une chaîne de traitement classique des eaux potable dont on trouve [14].

- ❖ La prise d'eau :
 - Relier la rivière ou le lac ou le puits d'eau brute.
 - Acheminer l'eau à l'usine de traitement.
 - Grillage : arrêter les impuretés grossières.
- ❖ Préchloration :
 - Réduire la concentration des microorganismes et oxyder la matière organique.
- ❖ Coagulation : Déstabiliser les particules en suspensions, et amorcer la formation des floes.
- ❖ Floculation : agglutiner les particules les particules d'impuretés, et augmenter le volume des particules de floc.
- ❖ Décantation : élimination des particules de floc.
- ❖ Filtration : arrêter les petites particules de floc contenues dans l'affluent du décanteur.
- ❖ Désinfection : Réduire les microorganismes nuisibles à la santé.
- ❖ Chloration finale : On ajoute du chlore à titre de désinfectant pour tuer les micro-organismes nuisibles.

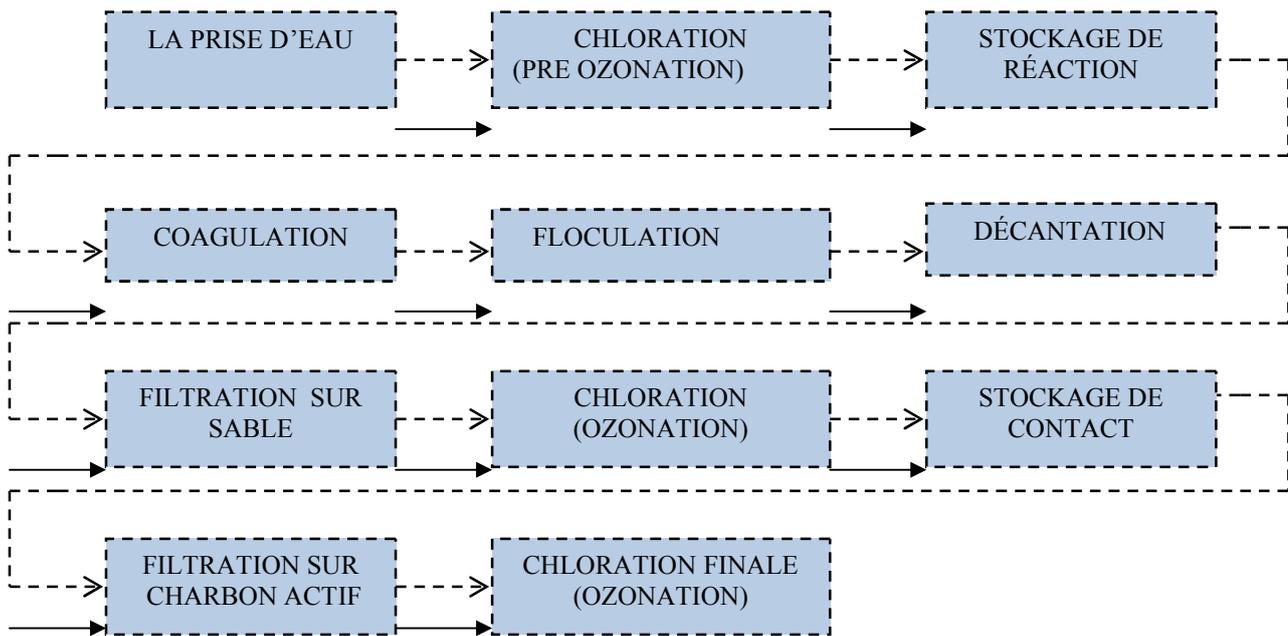


Figure II -2 : Schéma d'une station de traitement

II-6-1. Coagulation et floculation:

La pré- chloration en tête de traitement est nécessaire.

Le contrôle du dosage du chlore et la mesure du PH évitent la formation des composés organochlorés.

La turbidité et la couleur d'une eau sont principalement causées par des particules très petites (de diamètre compris entre 0.1 et 10 μm), dites particules colloïdales, qui se déposent très lentement. Pour éliminer ces particules, on a recours au procédé de Coagulation et Floculation [15].

II-6-1-1. Coagulation :

II-6-1-1-1. Considération physico-chimiques concernant la coagulation :

Les particules présentes dans les eaux naturelles sont chargées négativement et sont entourées d'un nuage ionique. Cette charge électrostatique ainsi que la couche ionique diffuse constituent une barrière à l'agglomération de particules à cause de la répulsion électrostatique, et que les forces attractives ne peuvent agir.

L'ajout du coagulant a les effets énumérés ci-dessous :

- ❖ Compression de la double couche;
- ❖ Adsorption et neutralisation des charges ;

- ❖ Emprisonnement des particules dans un précipité ;
- ❖ Adsorption et pontage.

Pour l'aluminium, l'équation générale de l'hydrolyse est (équation similaire pour le fer) : $mAl^{3+} + nH_2O \Leftrightarrow Al_m(OH)_n^{(3m-n)+} + nH^+$ (II-1)

II-6-1-1-2. Théorie de la double couche :

Théorie de HELMHOLTZ :

Une couche d'ions positifs recouvre intégralement la surface du colloïde et assure la neutralité de l'ensemble.

Théorie de GOUY-CHAPMAN :

La couche d'ions positifs est intégralement répartie autour du colloïde ; la neutralité est obtenue à plus grande distance.

Théorie de STERN :

Cette dernière est plus réaliste. Le colloïde de charge négative impose une attraction sur les ions positifs contenus dans la solution. On trouve une première couche d'ions positifs sur la surface même du colloïde, appelée couche de Stern. Les autres ions positifs de la solution sont aussi attirés par le colloïde mais sont repoussés par la couche de Stern, d'où il en résulte un équilibre dynamique qui forme une couche dite diffuse autour de la couche de contre-ions (Figure II.3). [15]

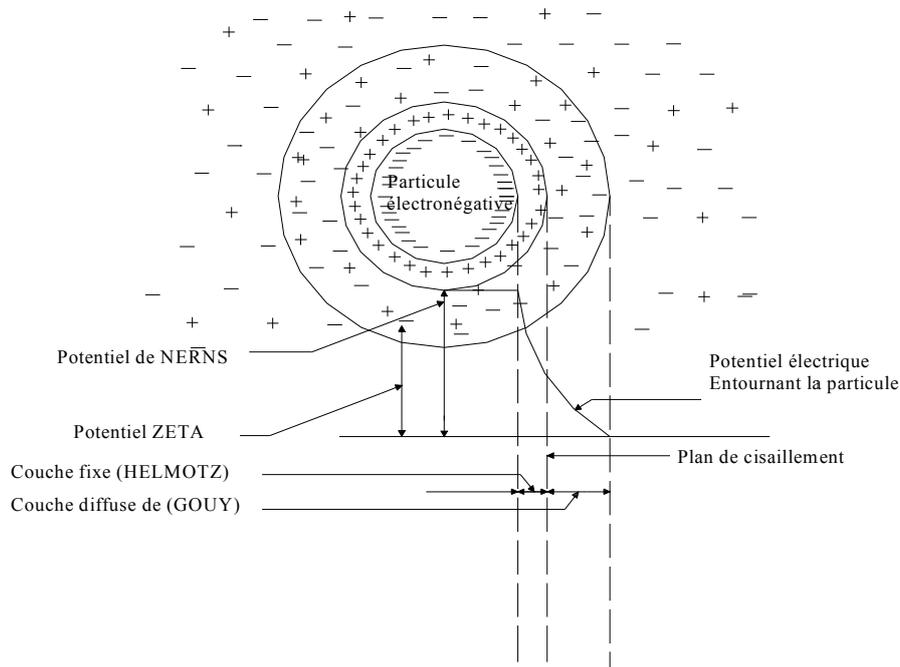


Figure II -3: Distribution ionique autour d'une particule colloïdale.

II-6-1-1-3.. Le potentiel ZETA :

Du fait de la distribution des ions autour de la surface des colloïdes, il se crée un potentiel, Celui-ci est le plus fort à la surface de la particule et il décroît avec la distance on considère qu'il est nul au bord de la couche de diffusion (figure II-4)

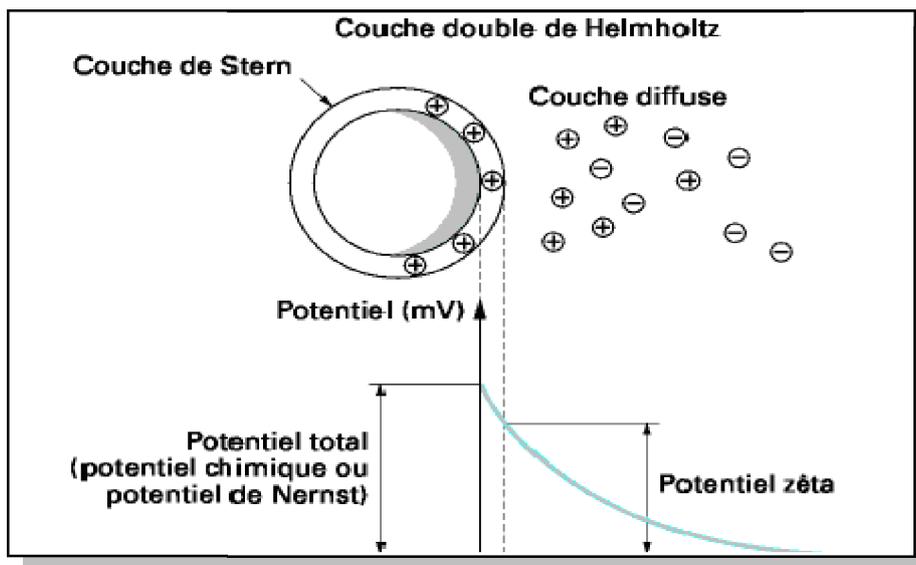


Figure II-4 : Évolution du potentiel électro-négatif en fonction de l'éloignement de la particule dans le cas de l'eau brute.

Le rapprochement de deux particules colloïdales engendre des forces de répulsion électrostatique (dus au potentiel zêta) qui l'emportent sur les forces d'attraction de Van der Waals.

Le potentiel Zêta est le potentiel existant sur la surface de la couche de Stern. Lorsqu'un colloïde se déplace, il entraîne avec lui une partie de la couche de diffusion et il existe une relation entre la mobilité électrophorétique de la particule et sont potentiel Zêta.

Des particules ayant la même potentielle électrocinétique Z possède la même mobilité électrophorétique indépendamment de leur diamètre.

II-6-1-1-4. Stabilité des solutions colloïdales :

Les particules de mêmes charges restent stables en solution. De plus le mouvement des colloïdes est régit par deux types de forces :

La force de répulsion électrostatique qui est significative lorsque deux particules se rapprochent, et la force d'attraction de VAN DER VAALS qui correspond aux forces de molécules de caque colloïde. [15]

La figure II-5, montre le bilan des deux forces. Suivant la courbe d'énergie résultante on voit que deux particules ne peuvent pas s'accoupler sans franchir la barrière énergétique qui les maintient à distance.

Pour franchir la barrière énergétique deux méthodes sont utilisées :

- ❖ Donner aux particules une énergie cinétique suffisante par une agitation.
- ❖ Abaisser le niveau de la barrière énergétique par des adjuvants. [15]

:

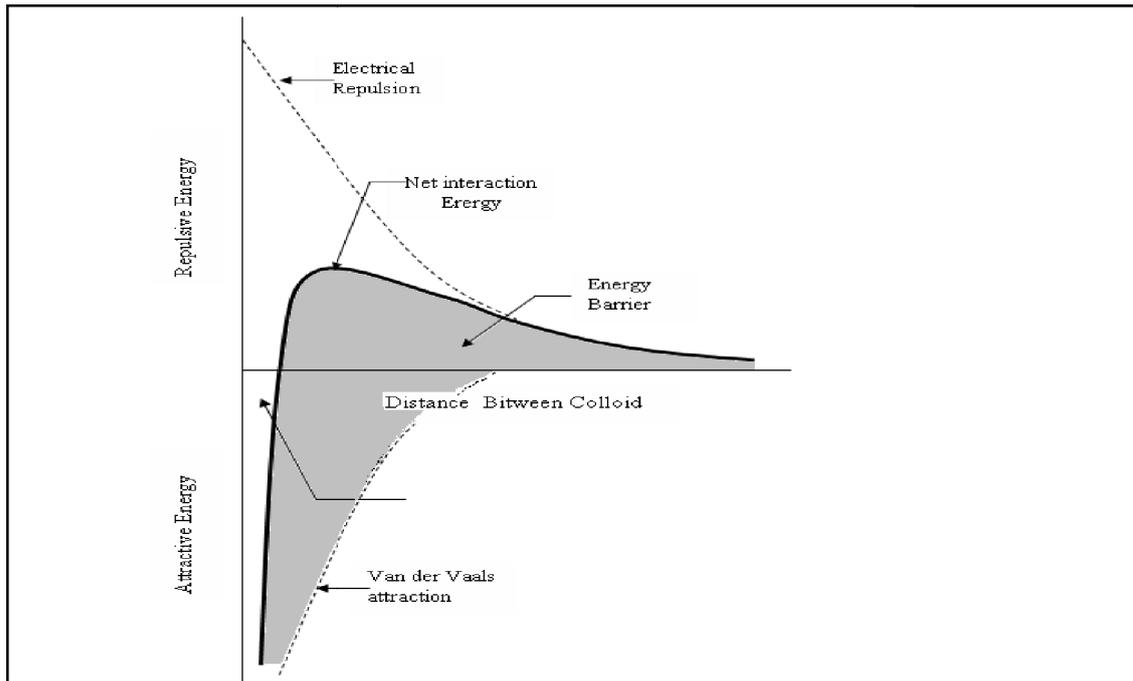


Figure II-5. Le bilan des deux forces d'attraction et de répulsion

II-6-1-1-5. L'effet du coagulant :

L'introduction d'ions positifs trivalents abaisse le potentiel zêta jusqu'à l'obtention du potentiel critique, à partir duquel les forces d'attraction l'emportent, permettant ainsi la coagulation (Figure II-6)

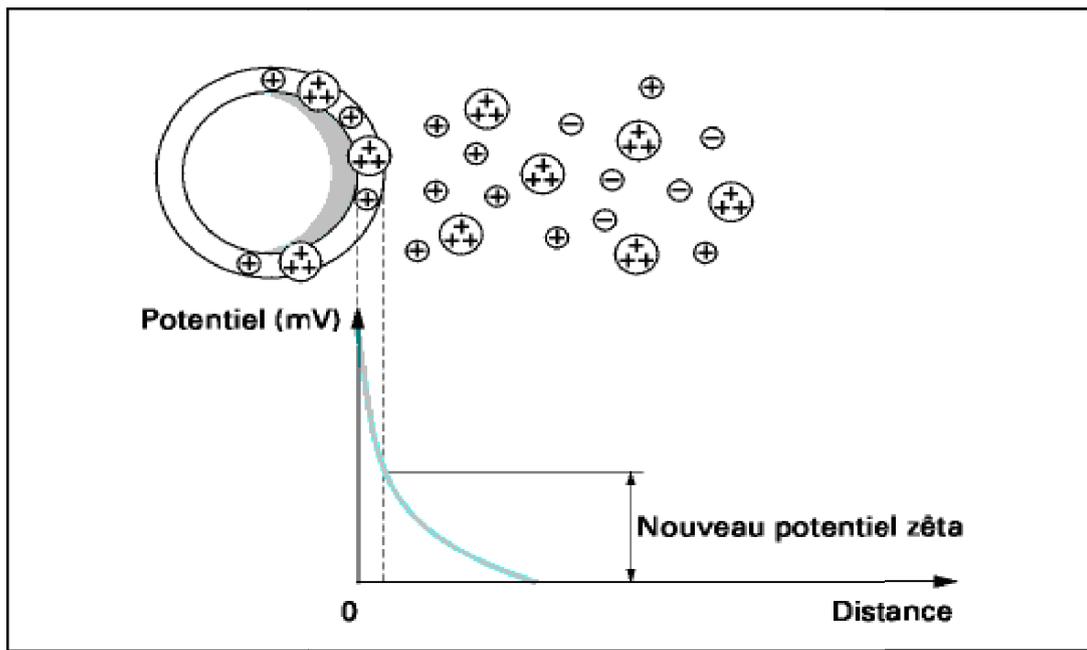


Figure II-6. Eau brute additionné de coagulant.

II-6-1-1-6. Adsorption et pontage :

L'adsorption de molécules des polymères sur la particule conduit à une modification.

De son état de surface du point de vue de pontage entraînant ainsi une variation du potentiel Zêta. D'autre part, le pontage résulte du fait que les molécules de polymères très longs, contiennent des groupements généralement polaires qui peuvent s'absorber sur des particules colloïdales. [16]

II-5-1-1-7. Coagulants usuels

Les coagulants usuels sont :

- ❖ Sulfate d'aluminium: $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$; dosages moyens 15 à 40 mg/l ;
- ❖ Chlorure ferrique : $FeCl_3$; moins sensible que le sulfate d'aluminium au contrôle du pH, et meilleur dans le traitement de la couleur;
- ❖ Le sulfate ferreux $Fe(SO_4)_3$;
- ❖ Aluminate de Sodium : $NaAlO_2$.

II-6-1-1-7. Les Facteurs qui influencent la coagulation :

L'optimisation de la coagulation, tient compte des facteurs suivants.

Le pH, les sels dissous, la température de l'eau, le coagulant utilisé, les conditions de mélange, la turbidité, et la couleur [17].

Influence du PH :

L'influence du PH sur la coagulation est capitale et est la variable la plus importante à prendre en considération moment de la coagulation. Pour chaque eau, il existe une plage de pH pour laquelle la coagulation est optimale, plage qui est en fonction du coagulant utilisé, et la concentration ainsi que la composition de l'eau à traiter. Lorsque la coagulation se produit hors de cette plage optimale, il faut soit augmenter la quantité de coagulant, soit se contenter d'une eau de moins bonne qualité pour favoriser l'agglomération des particules [17].

Influence des sels dissous :

Les sels contenus dans une eau exercent les influences suivantes sur la coagulation et de la floculation.

- ❖ Modification de la plage de pH optimale.

- ❖ Modification du temps requis pour la floculation.
- ❖ Modification de la quantité de coagulant requis.
- ❖ Modification de la quantité résiduelle de coagulant dans l'affluent.

Influence de la température de l'eau :

Une diminution de la température de l'eau entraîne une augmentation de la viscosité, c'est ce qui explique les difficultés de décantation du floc. En outre, On constate que la plage du pH optimale se rétrécit. On peut surmonter de diverses manières les difficultés dans une diminution de la température de l'eau [17].

- ❖ On effectue la coagulation dans la plage optimale du pH pour cette eau à cette température.
- ❖ On augmente la quantité de coagulant ce qui a pour effet d'accroître la probabilité de collision entre les particules et d'élargir la plage de pH optimal.
- ❖ On augmente la turbidité de l'eau afin d'alourdir le floc ou bien on ajoute un aide coagulant.

Influence du coagulant :

Le sulfate d'aluminium est le coagulant le plus fréquemment utilisé, il peut être avantageux de le remplacer par le sulfate ferrique, car ce dernier procure à plusieurs eaux une plage du pH optimal plus large. De plus pour un même pH élevé le sulfate ferrique est moins soluble que l'aluminium. On ne peut choisir un coagulant qu'après avoir effectué des essais au laboratoire [17].

Influence du mélange :

On procède au mélange des produits chimiques en deux phases.

La 1^{ère} étape, le mélange rapide de courte durée (60 s), ce mélange a pour but principal de disperser le produit dans la totalité du volume d'eau à traiter ; c'est la coagulation [17].

La 2^{ème} étape, le mélange est lent, et il pour but de favoriser les contacts entre les particules, le gradient de vitesse est compris entre 30 à 100 s⁻¹ ; c'est la floculation.

II-6-1-2. Flocculation :

Après la coagulation, il est nécessaire d'assurer les contacts entre les micros flocons formés et constitués des particules emprisonnées par les hydroxydes métalliques fraîchement précipités. La flocculation a pour but d'augmenter la probabilité des contacts entre les particules. Les quels sont provoqués par la différence de vitesse entre ces particules. Les flocons seront plus gros et sédimenteront plus rapidement [15].

Cette différence de vitesse peut être imputable.

- ❖ Au mouvement Brownien des particules (flocculation péricinétique).
- ❖ Au déplacement d'une partie du fluide (flocculation ortho-cinétique).

II-56-1-2-1. Flocculation péricinétique :

Les particules déstabilisées de point de vue électrique peuvent flocculer grâce aux chocs Browniens. La vitesse de flocculation ou la variation du nombre de particules au cours du temps est donné par la relation : [17]

$$F_p = \frac{dN}{dt} = \frac{4\Gamma k \theta (N)^2}{3\mu} \quad (\text{II-2})$$

Où :

N : concentration totale des particules en suspension au temps t (nombre de particules /m³).

Γ : Facteur qui rend compte de l'efficacité des collisions (nombre de collision effective/nombre total de collisions. Une collision effective étant une collision qui entraîne l'agrégation de deux particules.

K : constante de Boltzmann (1,38 10⁻²³ j.K⁻¹)

θ : Température absolue

μ : viscosité dynamique de l'eau

En posant N = N₀ à t = 0 et après intégration

$$N = \frac{N_0}{1 + \left[\frac{4\Gamma K \theta N_0}{3\mu} \right] t} \quad (\text{II-3})$$

Par ailleurs, on pose $t_{1/2} = \frac{3\mu}{4\Gamma \theta N_0}$ (II-4)

En combinant les équations (II-1) et (II-2) on obtient :

$$N = N_0 / 1 + \left[\frac{1}{t_{1/2}} \right] \quad (\text{II-5})$$

$t_{1/2}$: Temps nécessaire pour la concentration des particules en suspension soit réduite de moitié

On remarque que $t_{1/2}$ est fonction de l'efficacité (ou est Γ dans la formule) des collisions et du nombre initial de particules est faible (concentration faible) et si Γ est petit (déstabilisation inefficace), $t_{1/2}$ peut prendre une très grande valeur.

II-6-1-2-2. Flocculation orthocinétique :

On appelle flocculation orthocinétique, la flocculation provoquée par l'agitation de l'eau. L'agitation facilite l'agrégation en augmentant la probabilité des collisions entre les particules. On peut décrire le taux de la flocculation à l'aide de l'équation suivante : [17]

$$F_o = \frac{dN}{dt} = \frac{2\Gamma G d^3 (N)^2}{3} \quad (\text{II.6})$$

Où :

D : diamètre des particules (m)

G : gradient de vitesse (s^{-1})

Après intégration, et en posant $N = N_0$ à $t = 0$ et $N = N$ à $t = t$

On obtient :

$$\ln \left[\frac{N}{N_0} \right] = - \frac{4}{\lambda} \Gamma G t \left[\frac{\lambda \cdot d^3 N_0}{6} \right] \quad (\text{II.7})$$

On remarque que, $\left(\frac{\lambda d^3 N_0}{6} \right)$ est le volume total de particules par unité de volume de solution.

Pour comparés la flocculation péricinétique, à la flocculation orthocinétique, on divise l'équation (II-1) par l'équation (II-5) ; on obtient :

$$\frac{F_o}{F_p} = \left[- \frac{2\Gamma G d^3 (N)^2}{3} \right] \div \left[- \frac{4\Gamma K \theta (N)^2}{3\mu} \right] = \frac{\eta G d^3}{2K\theta} \quad (\text{II.8})$$

On peut, à l'aide de l'équation (II.7), calculer la valeur du gradient de vitesse, et le gradient de vitesse pour laquelle le taux floculation péricinétique est égale au taux de floculation orthocinétique ($F_0/F_p = 1$). La Figure II-7: identifie les valeurs du Gradient pour différents diamètres de particules et pour une eau à 15°C.

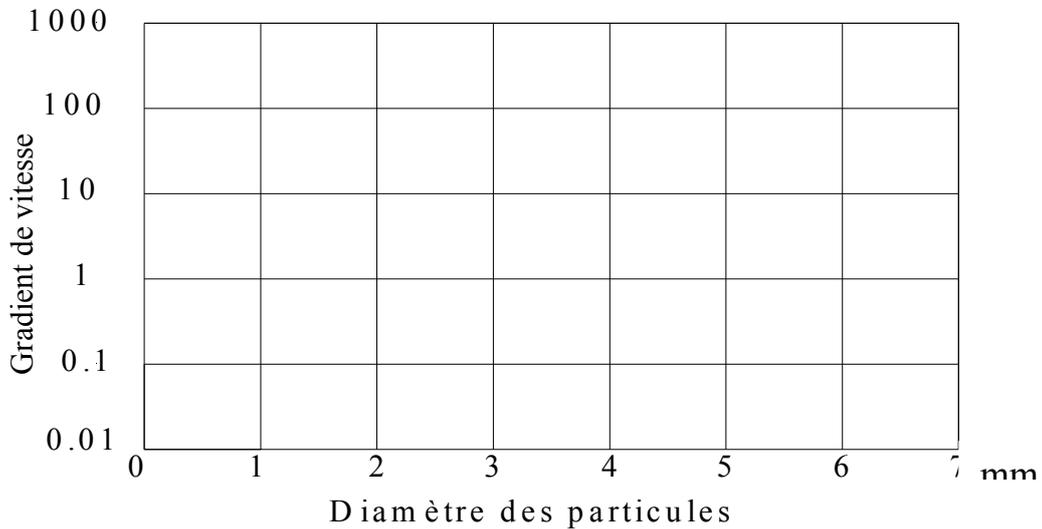


Figure II-7. Variation du gradient de vitesse G en fonction du diamètre de particules

On constate que, pour de petites particules, la valeur de G doit être élevée, c'est à dire que floculation orthocinétique équivalente à 1 floculation péricinétique. Par contre, lorsque les particules sont assez grosses, une agitation relativement faible est suffisante pour qu'on obtienne un taux acceptable de floculation orthocinétique.

II-6-1-2-3. Type de flocculateur :

Floculation à écoulement horizontal :

On peut réaliser la floculation orthocinétique dans un bassin de floculation classique (à écoulement horizontal) à l'aide de l'équation de Von Smoluchowski, soit : [17]

$$\frac{dN}{dt} = \frac{G}{6} n_1 n_2 (d_1 + d_2)^3 \tag{II-9}$$

Où :

dN/dt : taux de collision entre les particules de type 1 et de type 2

G : gradient de vitesse

n_1 : nombre de particules de type 1

n_2 : nombre de particules de type 2

d_1 : diamètre de particules de type 1

d_2 : diamètre de particules de type 2

Les particules de type '1' peuvent être des particules responsables de la couleur ou de la turbidité, alors que les particules de type 2 peuvent être des particules de floc.

Floculation à voile (lit de boues) :

Dans un flocculateur à voile de boues, l'écoulement de l'eau lieu vers le haut, ce qui permet de maintenir la boue en suspension. Ce voile de boues est situé dans une zone de légère turbulence, où les collisions entre les particules sont favorisées par forte concentration de ces dernières.

Dans un flocculateur à voile de boues, comme dans un flocculateur classique, les collisions entre les particules sont favorisées par le brassage. Cependant, dans un voile de boues, la concentration de particules est beaucoup plus élevée, ce qui accroît les probabilités de collisions. [17]

$$\frac{N}{N_o} = e^{(-\Gamma G \varphi t) / \lambda} \quad (\text{II-10})$$

Où : N : Nombre de particules dans l'effluent

N_o : Nombre de particules dans l'effluent à l'instant $t=0$

Γ : Facteur qui rend compte de l'efficacité des collisions

G : gradient de vitesse

φ : Volume de floc par unité de volume de solution

t : temps de rétention.

Même si l'équation (II-9) concerne un flocculateur à écoulement horizontal, on peut l'appliquer aisément à un flocculateur à voile de boues, dans ces conditions, plusieurs auteurs suggèrent de recourir à une valeur de $G\varphi t$ égale à 100

Permis les flocculants qu'on utilise, le charbon actif (poudre, granule)

II-6-1-2-4. L'appareil de Jar-test (JT):

Afin d'évaluer les conditions optimales de coagulation et de floculation, des essais dits **Jar-test (JT)** sont conduits à l'échelle de laboratoire. Ces tests sont très courants et sont réalisés aussi bien dans laboratoire de notre station et les usines de production d'eau potable. Le dispositif expérimental consiste en une série de béciers de 1 litre qui contiennent les échantillons d'eau à tester. La température des échantillons est d'abord ajustée à la valeur choisie. Chaque bécier est muni d'un agitateur à pales. La vitesse d'agitation est variable mais elle est la même pour tous les béciers. Des doses variables de coagulant, ou des doses variables d'acide ou de base pour obtenir différents pH, peuvent être ajoutés dans les béciers, tandis qu'un bécier dans lequel il n'y a aucun ajout sert généralement de témoin. Un essai de JT comprend trois (3) phases : [15]

- Coagulation : ajout de coagulant, le besoin d'acide ou de base; courte durée et forte agitation
- Floculation : ajout d'un aide floculant au besoin; durée moyenne avec agitation lente.
- Sédimentation : durée relativement longue et aucune agitation.

À la fin de la phase de sédimentation, un échantillon de surnageant est prélevé pour fins d'analyse. Des JT menés dans une large gamme de conditions d'opération permettent de déterminer le type de coagulant, son dosage, le pH et les conditions d'agitation qui maximisent la réduction de la turbidité et la réduction de la couleur pour des filières de traitement physico-chimiques conventionnelles.

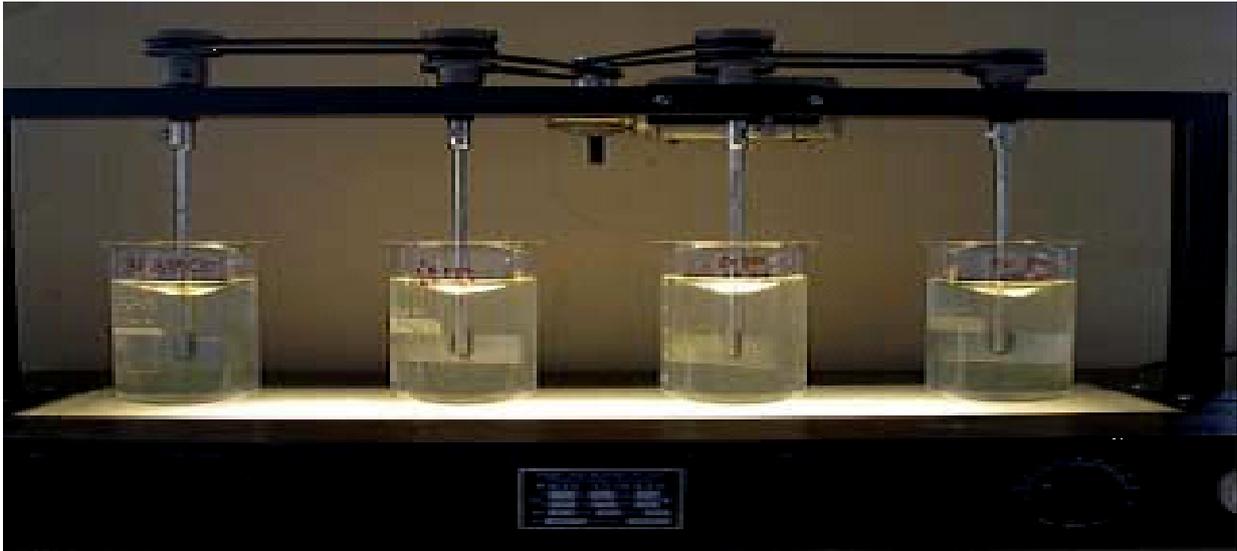


Figure. II.8 JAR TEST

Une série de 4 béchers sont agités de façon identique, Un bêcher contient une Suspension témoin (sans addition de coagulant), Les autres contiennent la même Suspension mais soumise à des doses croissantes de coagulant. Les réactifs sont d'abord mélangés rapidement pendant une courte durée. Puis l'agitation est réduite pour favoriser la floculation (5 min puis 1 min). Enfin les flocons sont laissés au repos et les résultats sont appréciés visuellement ou par des mesures de turbidité [15].

- La coagulation est efficace pour maintenir le flux de permutation dans le temps (réduire le pouvoir colmatant de la suspension). Ainsi on conclut que les floes sont trop grands, qu'ils sont facilement transportables vers le cœur de l'écoulement, ils opposent une faible résistance à la filtration.

II-6-2.La décantation :

La décantation, procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines de traitement d'eau potable, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accumulent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.

- ✓ La décantation vient juste après le premier procédé de traitement qu'est la coagulation et la floculation comme c'elle de la figure ci-après : [18]

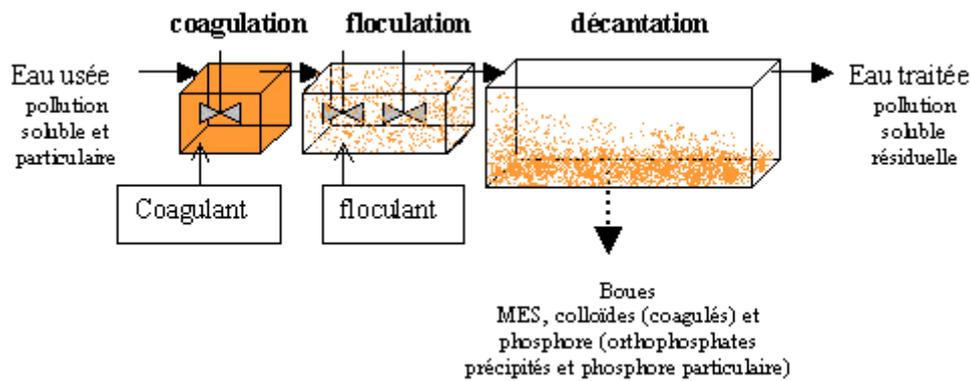


Figure. II.9. la situation de la décantation

II-6-2-1.Types de décantation :

Selon la concentration en solide et la nature des particules (densité et forme), on distingue quatre types de décantation :

- 1) La décantation de particules discrètes : Les particules conservent leurs propriétés initiales (forme, dimension et densité) au cours de leur chute. La vitesse de chute est alors indépendante de la concentration en solide.
- 2) La décantation de particules floculantes : Ce type de décantation est caractérisé par l'agglomération des particules au cours de leur chute. Les propriétés physiques de ces particules (forme, dimension, densité et vitesse de chute) sont donc modifiées pendant le processus.
- 3) La décantation freinée : Ce type de décantation est caractérisé par une concentration élevée de particules, ce qui entraîne la formation d'une couche de particules.
- 4) La décantation en compression de boues : Les particules entrent en contact les unes avec les autres et reposent sur les couches inférieures [18].

II-6-2-2Principe de la décantation :

Toute particule présente dans l'eau est soumise à deux forces. La force de pesanteur, qui est l'élément moteur, permet la chute de cette particule. Les forces de frottement dues à la traînée du fluide s'opposent à ce mouvement. La force résultante en est la différence.

La décantation est la méthode de séparation la plus fréquente des MES et colloïdes (rassemblés sous forme de floc après l'étape de coagulation –floculation). Il s'agit d'un procédé de séparation solide/liquide basé sur la pesanteur. Il existe différents types de décanteurs parmi ceux il y a les décanteurs classiques et les décanteurs lamellaires.

Les décanteurs classiques sont caractérisés par la surface de décantation égale la surface de base.

Les décanteurs lamellaires le cas de notre projet consistent à multiplier dans un même ouvrage les surfaces de séparation eau /boues en disposant dans la zone de décantation lamellaires parallèles et inclinés par rapport à l'horizontale [18].

La suite de l'explication de la décantation est illustrée dans le chapitre suivant.

II-6-3.La filtration : La filtration a pour but de retenir les particules en suspension existantes dans l'eau.

II-6-3.1. Les paramètres fondamentaux de filtration :

II-6-3.1-1. Nature des matériaux

Si le sable représente le matériau traditionnel et encore le plus utilisé, d'autres matériaux, combinés ou non avec le sable, peuvent entrer dans la composition d'un filtre ; on peut ainsi distinguer les types de lits filtrants suivants :

- ❖ Sable homogène ;
- ❖ bicouche (sable et anthracite) ou multicouche (du bas vers le haut, grenat, sable et anthracite ou pierre ponce) ; ces filtres présentent l'avantage d'une rétention plus grande des particules, mais leur lavage est plus difficile ;
- ❖ Matériaux spécifiques de la bio-filtration (argile expansée), de l'adsorption (charbon actif, etc.) ;
- ❖ Eventuellement, matériau dont la masse volumique est inférieure à celle de l'eau (billes de polystyrène expansé) pour constituer un lit flottant.

II-6-3.1-2. Le diamètre effectif et coefficient d'uniformité

Ces deux paramètres sont les plus importants pour effectuer ce type de traitement alors il faut les déterminer en place sur l'échantillon de sable de notre filtre.

II-6-3.1-3. Densité relative du sable :

On peut calculer expérimentalement la densité relative du sable, γ_s , en divisant sa masse par celle de l'eau qu'il déplace, on procède de la façon suivante

On pèse un certain volume d'eau (on obtient m_e) ;

- ❖ On pèse le sable sec (on obtient m_s) ;
- ❖ On ajoute le sable à l'eau (l'eau déplacée déborde du récipient) ;
- ❖ On pèse le mélange d'eau et du sable (on obtient m_{es}).

On peut ainsi écrire :

$$\gamma_s = \frac{\text{masse du sable}}{\text{masse de l'eau déplacée}} = \frac{m_s}{m_e + m_s - m_{es}} \dots\dots\dots (II-11)$$

II-6-3.1-4. La masse unitaire sèche :

La masse unitaire sèche ρ_u , est la masse du milieu filtrant par unité de volume, masse qui varie en fonction du degré de compactage du matériau. Ainsi, la mesure de la masse unitaire sèche minimale, se fait en versant le sable, dans un récipient de volume et de masse connus, selon une technique qui permet d'éviter tout compactage. On pèse ensuite le récipient pour déterminer la masse du sable par unité de volume.

II-6-3.1-5. Le coefficient de perméabilité :

Il caractérise la faculté de circulation de l'eau à travers un milieu poreux. Il dépend de nombreux facteurs : grosseur des grains, forme, mode d'enchevêtrement, et de la porosité.

La vitesse de l'écoulement de l'eau dans les sols est régi par la loi de Darcy

$$V = k \cdot i \dots\dots\dots (II.12)$$

Où :

V : vitesse d'écoulement ;

$i = \Delta H/L$: Le gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité (on mesure k au moyen d'un essai de percolation ; il peut varier de 10 à 10^{-10} cm/s selon la granulométrie).

On note qu’il puisse exister pour un terrain, plusieurs valeurs de coefficient de perméabilité selon l’infiltration de l’eau dans le milieu poreux.

A titre indicatif, quelques valeurs de ce coefficient sont indiquées ci-après :

Tableau II-3. Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains. [14]

	Sable grossier 15% < 0,5 mm 55% de 0,5 à 0,2 30% > 2 mm	Sable moyen 50% < 0,5 mm 25% de 0,5 à 0,75mm 25% de 0,75 à 2 mm	<i>Sable très fin</i> 95% < 0,5 mm 5% de 0,5 à 2 mm
Porosité	27%	32,2%	34%
<i>K en m/s</i>	$3 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

II-6-3.1-6. La perte de charge d’un filtre

Le passage de l’eau à travers un filtre, engendre une résistance moléculaire de passage, qui crée une perte de charge à l’intérieur du filtre. Pour un milieu poreux ;

« Homogène » comme un filtre propre, l’expression de la perte de charge est donnée par l’équation de Kohzny. [12]

$$\frac{\Delta H}{L} = \frac{kvU(1-\varepsilon)^2}{gd^2\varepsilon^3\phi^2} \dots\dots II-13$$

Où :

ΔH : représente la perte de charge (en m.CE) ;

L : La hauteur ou profondeur du lit filtrant (en m) ;

v : La viscosité cinématique de l’eau (en m²/s) ;

U : La vitesse apparente de filtration (en m/s) ;

ε : La porosité ou taux de vide dans le lit filtrant ;

d : Diamètre moyen des grains filtrants (en m) ;

ϕ : Le facteur de forme (ou de sphéricité) moyen des grains filtrants (sans unité) ;

g : accélération de la gravité (en m/s^2) ;

k : La constante de KOZENY ($k=200$).

II-6-3.2. Caractéristiques de la filtration

II-6-3.2-1. Sens de la filtration

Suivant le cas, cette phase du traitement se fait :

- ❖ De haut en bas (classique) ;
- ❖ De bas en haut ce type de filtration est obligatoire dans le cas d'un lit flottant ;
- ❖ Dans les deux sens avec un bifiltre ; distribution simultanée a la partie supérieure et à la partie inférieure ; reprise de l'eau par un collecteur au milieu de la masse filtrante)
- ❖ Par filtration horizontale (type de filtre plus rustique).

II-6-3.2-2. Vitesse de filtration

La vitesse de filtration s'exprime en m/s, Suivant le domaine d'application et le type de filtre choisi.

II-6-3.2-3. Lavage du filtre

La perte de charge maximale à laquelle il faut laver le filtre est : de 1 à 2 m CE pour les filtres gravitaires, et 5 à 8 m CE pour les filtres sous pression.

Les modes de lavage du filtre applicables sont les suivants :

- ❖ A contre-courant et à eau seule ; avec comme inconvénient le classement du sable et la formation de l'agglomération de boues, aboutissant finalement à la prise en masse du lit filtrant) ; ce type de lavage n'est plus pratiqué que

sur les petits filtres à sable très fin, notamment les filtres sans vannes auto-laveurs.

- ❖ le lavage à l'air, puis à l'eau (en filtre bicouche ou à sable très fin) :

II-6-4. Type de filtration

Pour le traitement de l'eau potable, on utilise principalement :

- a) Des filtres à sable rapide ;
- b) Des filtres à sable lents ;
- c) Des filtres sous pression ;
- d) Des filtres à terre diatomée.

En pratique, les filtres à sables rapides sont plus utilisés. Les filtres à sable lents, sont de construction et de fonctionnement simple, et nécessitent de grandes superficies. Les filtres sous pression et les filtres diatomées servent surtout à traiter les eaux de piscine, et des petites unités de traitement préfabriquées.

II-6-4-1. La filtration lente :

La filtration lente assure l'épuration de l'eau de surface, sans coagulation ni floculation préalable. La coagulation des matières colloïdales est réalisée par les diastases secrétées par des algues et des micro-organismes qui se fixent sur le sable (membrane biologique).

Pour obtenir des bons résultats, il faut généralement trois étapes de filtration

- Des dégrossisseurs travaillant à la vitesse de 20 à 30 m/j
- Des pré-filtres travaillant à la vitesse de 10 à 20 m/j
- Des filtres travaillant à la vitesse de 5 à 10 m/j.

La faible vitesse de filtration permet une perte de charge de chaque étage assez réduite et les filtres sont lavés en moyenne une fois par mois. Les dégrossisseurs et les pré-filtres le sont plus souvent, en fonction de la turbidité de l'eau brute.

Après lavage, la qualité de l'eau n'est pas satisfaisante et il faut laisser l'eau filtrée couler à la décharge, en attendant que la membrane biologique se forme, ce qui demande quelques jours. [1]

II-6-4-2. La filtration rapide

Au cours de la filtration rapide l'eau traverse la couche filtrante à des vitesses de 5 à 25 m/h. l'action biologique étant nulle, il est généralement nécessaire d'effectuer une coagulation et une décantation préalables. La qualité de l'eau filtrée dépend plus de la bonne exécution de ce traitement préalable que la granulométrie du sable ou de la vitesse de filtration.

Du fait de la grande vitesse de filtration, il faut fréquemment laver ces filtres (entre 1 fois par jour et une fois par 8 jours) sous peine de voir exagérément augmenter la perte de charge. C'est pourquoi ces filtres comportent toujours un système de lavage rapide et énergique.

Si le lavage est bien fait, dès la remise en service l'eau est parfaitement claire et peut être distribuée.

II-6-5. Principaux types de filtres granulaires

II-6-5-1. Filtres ouverts (gravitaires)

Suivant leur taille, on distingue :

Les filtres métalliques pour les petites stations

Dans le cas le plus courant, ce sera un filtre circulaire vertical à un seul fond bombé. D'autres types de filtres plus particuliers sont parfois utilisés : à circulation de sable (filtre Liftazur, voir principe sur la figure II-10), et des filtres sans vannes.

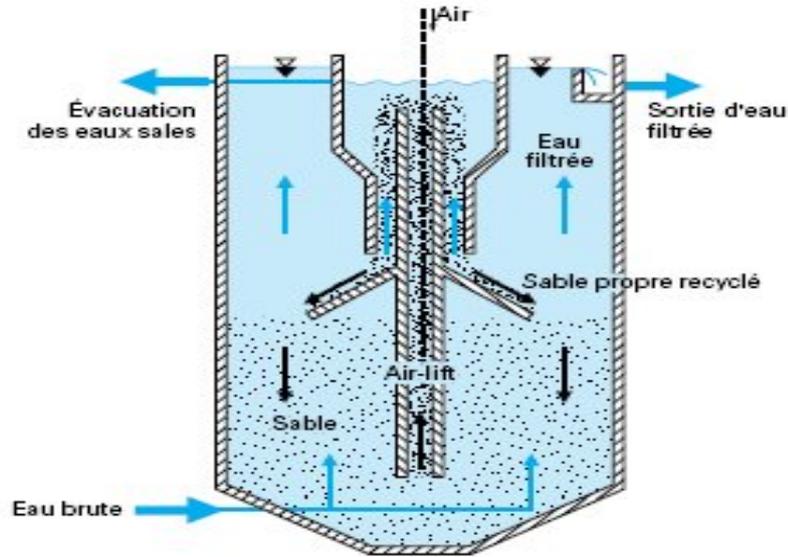


Figure. II.10. Filtre à courant ascendant et à lavage continu

Les filtres rectangulaires en béton :

Ce sont les filtres que l'on utilise le plus couramment dans les moyennes et grandes installations car ils peuvent atteindre de très grandes surfaces unitaires (jusqu'à plus de 200 m²). Ils sont généralement lavés à l'air et à l'eau simultanément.

Il existe en gros deux types de filtres à sable en béton suivant la gamme de vitesse considérée.

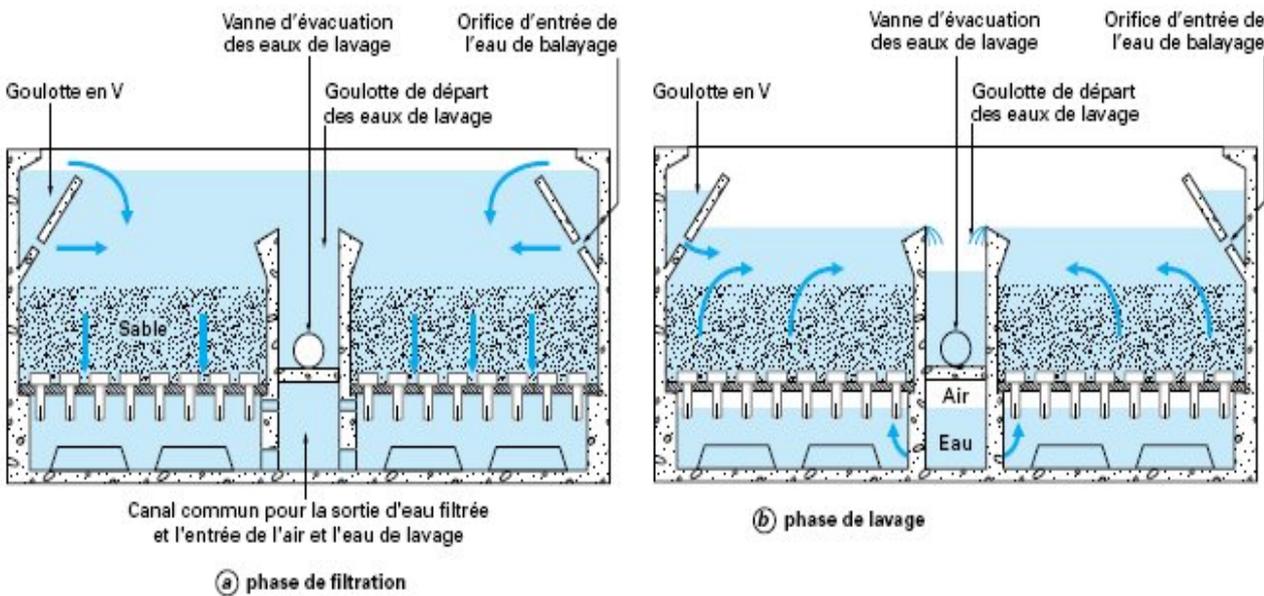


Figure. II.11. Filtre gravitaire en béton à lavage [air + eau] avec balayage latéral de surface (Aquazur V de Degremont)

Filtres sous pression

Ces filtres, généralement en acier, se distinguent surtout par leur mode de lavage.

❖ Lavage à l'eau seule

Ce type de lavage est utilisé dans les très petites installations ou lorsque l'on met en oeuvre un sable très fin permettant l'expansion à l'eau seule. La répartition de l'eau de lavage se fait par collecteur ; il n'y a donc pas de plancher à buselures, mais la couche de sable filtrant repose sur des couches de gravier.

❖ Lavage [air + eau] ou [air puis eau] : Ce lavage se pratique :

- Soit dans des filtres verticaux métalliques, en forme de bidon fermé par deux fonds bombés, très utilisés dans les petites installations de déferrisation ou de filtration directe d'eau de surface, où on évite ainsi le double pompage (figure II-12) ;
- Soit dans des filtres horizontaux métalliques utilisés dans les plus grandes stations.

Ces filtres sont généralement équipés d'un plancher métallique avec des buselures (figure II-13) qui permettent l'injection simultanée d'eau et d'air pour le lavage (vitesse de filtration: 5 à 50 m/h). Diamètre maximal le plus souvent de l'ordre de 4 m.

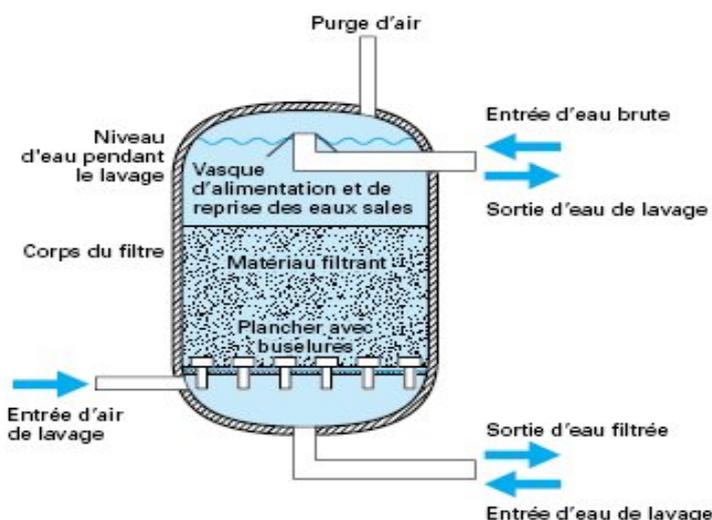


Figure II-12 Filtre vertical sous pression lavé à l'air et l'eau

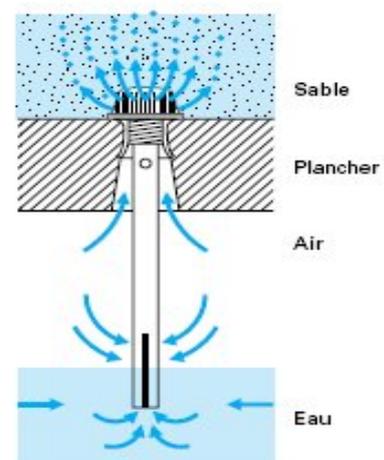


Figure II-13 Buselure d'un filtre lavé à l'eau et l'air

II-6-5-2. Filtration sur support

Le tamisage et le micro-tamisage peuvent déjà être classés dans cette catégorie, dans laquelle l'attention sera surtout attirée sur les procédés de filtration fine, généralement appliqués pour la protection de certains circuits de refroidissement ou d'usinage, le traitement d'eau de mer pour injection dans des forages pétroliers ou la préparation de filtrats de très haute qualité (exemple : alimentation de circuits d'eau ultrapure, protection de membranes de nano-filtration ou d'osmose inverse, condensats de chaudières HP ou de centrales, traitements de fluides agroalimentaires: Sirops,...etc.). [12].

II-6-5-2-1. Filtres à cartouches

La cartouche filtrante (figure II 15) est montée sur un manchon support et logée dans un corps cylindrique ou tronconique vissé sur une embase. L'eau à filtrer est répartie à l'extérieur de la cartouche et traverse cette dernière, le filtrat étant collecté à l'intérieur du manchon support. [11]

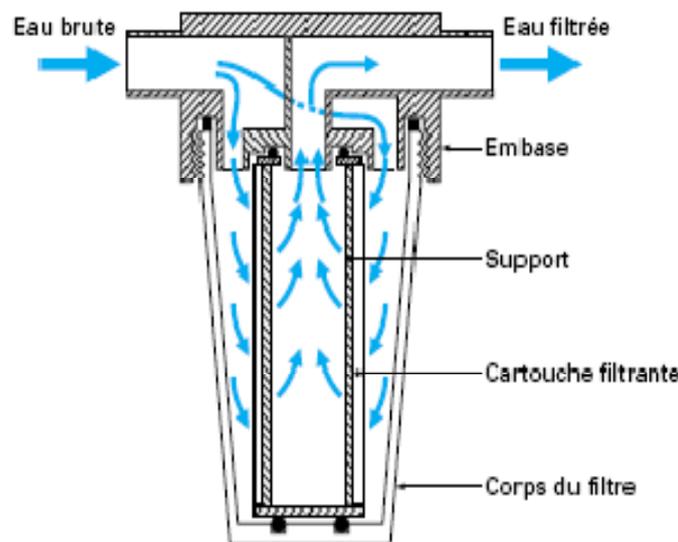


Figure. II.15. Filtre à cartouche. [5]

Il existe divers types de cartouches, constituées soit par un fil bobiné (nylon, polypropylène, coton, verre), soit par une membrane plissée (papier, nylon, polycarbonate), soit par un tissu (textile, polypropylène), soit par un produit fritté (métal, polypropylène), ...etc.

On distingue aussi :

- ❖ Les cartouches consommables, à pouvoir de coupure parfois très bas (entre 0,1 et 20 mm) ; au-dessous de 1 mm, on parlera de cartouches de microfiltration ;
- ❖ Les cartouches rétro-lavables à l'eau, à pouvoir de coupure généralement plus élevé (entre 5 et 200 mm) ; Après un certain nombre de cycles, variable suivant le pouvoir colmatant de l'eau à traiter, leur remplacement devient de toute façon nécessaire. [14]

II-6-5-2-2. Filtres à bougies

Ce terme est habituellement réservé à des structures poreuses en porcelaine, céramique, métal fritté en matières plastiques agglomérées ; leur porosité peut être très basse (de l'ordre du dixième de mm) ; les bougies sont généralement régénérables, soit :

- ☞ Par rétrolavage,
- ☞ soit par des traitements plus énergiques (vapeur, acide, ultrasons, etc.), mais là encore elles doivent être renouvelées après un certain nombre de cycles.

II-6-5-2-3. Filtres à précouche

Il s'agit d'une catégorie intermédiaire entre la filtration de surface et la filtration en profondeur.

Le milieu filtrant n'est plus un élément fixe, mais un matériau très fin, introduit dans l'appareil au début de chaque cycle (voir figure II-16), soit constitué par la suspension à traiter elle-même.

Dans le cas de matériau constituant, la précouche pourra être située entre des diatomées fossiles, du charbon actif en poudre, des résines échangeuses d'ions en poudre. Pendant le cycle, il peut être nécessaire de procéder à un nourrissage en continu de la précouche.

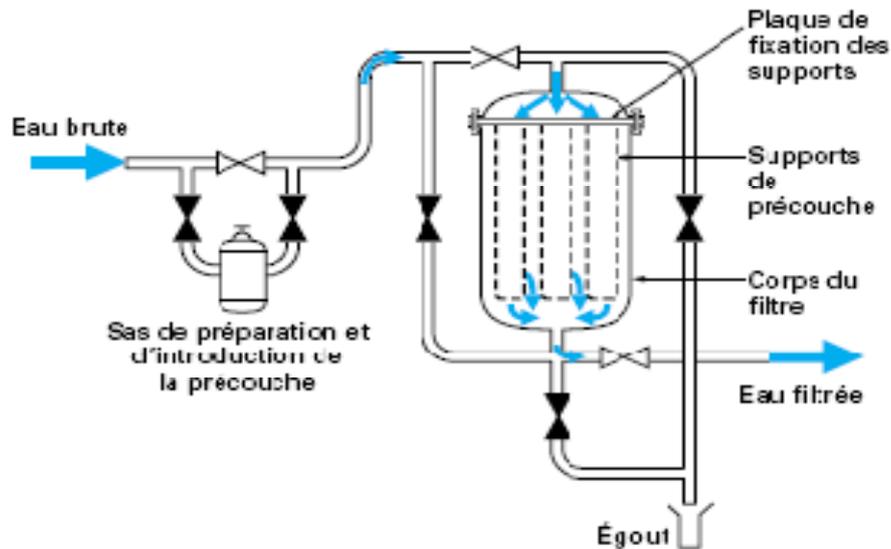


Figure. II.16. Filtre à précouche. [5]

II-6-6. La désinfection

II-6-6-1. Le chlore

Le chlore par sa grande efficacité à l'état de trace et sa facilité d'emploi est le réactif le plus utilisé pour assurer la désinfection de l'eau.

Le chlore destiné à la désinfection se retrouve normalement sous l'une des trois formes suivantes :

- Gazeux ;
- Hypochlorite de sodium ;
- Hypochlorite de calcium ;

II-6-6-1-1. Le Chlore gazeux

Le chlore gazeux est rapidement hydrolysé dans l'eau pour donner de l'acide hypochloreux (HOCl) selon la réaction suivante :



On prendra note que l'addition de chlore gazeux dans l'eau en réduit le pH, car cela entraîne la formation d'un ion hydrogène. L'acide hypochloreux est un acide faible (un pKa d'environ 7,5), ce qui signifie qu'il se dissocie légèrement en ions hydrogène et hypochlorite.



Quand le pH se situe entre 6,5 et 8,5, la dissociation demeure incomplète et les deux espèces (HOCl et OCl⁻) sont présentes jusqu'à un certain point (White, 1992).

À un pH inférieur à 6,5 le HOCl ne se dissocie pas, alors qu'à un pH de 8,5 la dissociation en OCl⁻ est complète. Comme l'effet germicide de HOCl est beaucoup plus important que celui d'OCl⁻, il est préférable d'effectuer la chloration à un pH plus bas.

II-6-6-1-2. Hypochlorite de sodium

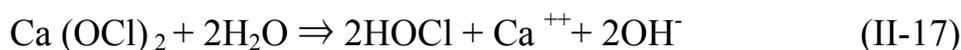
On produit l'hypochlorite de sodium en dissolvant du chlore gazeux dans une solution d'hydroxyde de sodium. L'équation III-3 illustre la réaction qui se produit entre l'hypochlorite de sodium et l'eau :



L'équation V-3 montre que l'ajout d'hypochlorite de sodium dans l'eau entraîne la formation d'acide hypochloreux, un peu comme dans le cas de l'hydrolyse du chlore gazeux. Toutefois, contrairement à l'hydrolyse du chlore, l'ajout d'hypochlorite de sodium dans l'eau produit un ion hydroxyle qui fait grimper le pH. De plus, comme on utilise de l'hydroxyde de sodium en excès pour fabriquer l'hypochlorite de sodium, cela fait encore davantage augmenter le pH.

II-6-6-1-3. Hypochlorite de calcium

On fabrique l'hypochlorite de calcium à partir du précipité issu de la dissolution de chlore gazeux dans une solution d'oxyde de calcium (chaux vive) et d'hydroxyde de sodium. L'hypochlorite de calcium granulaire du commerce contient habituellement 65% de chlore disponible. Cela signifie que 1,5 g de ce produit renferme l'équivalent d'un g de chlore. L'équation V-4 illustre la réaction qui a lieu entre l'hypochlorite de calcium et l'eau :



D'après cette équation, on voit que l'addition d'hypochlorite de calcium dans l'eau produit de l'acide hypochloreux, de manière similaire à l'hydrolyse du chlore gazeux. Comme dans le cas de la solution d'hypochlorite, cet ajout entraîne la formation d'ions hydroxydes, qui font augmenter le pH de l'eau.

II-6-6-2. Les effets de la désinfection par le chlore

Le chlore présente de nombreux avantages qui contribuent à répandre son usage dans l'industrie de la production d'eau potable. Il possède notamment les atouts suivants :

- ❖ Il inactive de manière efficace une vaste gamme d'agents pathogènes courants;
- ❖ Il laisse dans l'eau un résidu facilement mesurable et dont le suivi est aisé;
- ❖ Il est économique;
- ❖ Il a plus d'une fois fait ses preuves et contribué au succès du traitement (malgré les dangers associés à l'usage et à la manutention du chlore, particulièrement le chlore gazeux, il conserve une très bonne cote de sécurité).
- ❖ L'utilisation du chlore pose cependant certains problèmes :
- ❖ Le chlore réagit avec de nombreux composés organiques et inorganiques naturellement présents dans l'eau pour former des sous-produits de désinfection indésirables (THM, AHA...etc.) ;
- ❖ Les risques associés à l'usage du chlore, surtout en ce qui concerne le chlore gazeux; nécessitent des précautions particulières et la planification de mesures d'urgence;
- ❖ Des doses élevées de chlore peuvent faire en sorte que l'eau ait un goût et une odeur désagréable.

II-6-6-3. Doses typiques du chlore

Au tableau II-4, on retrouve les doses typiques employées pour chaque type de chlore. La grande variabilité dans les doses de chlore gazeux résulte fort probablement de ce qu'il sert à la fois d'oxydant et de désinfectant. Bien que l'hypochlorite de sodium et l'hypochlorite de calcium puissent aussi remplir les deux rôles, leur coût plus élevé décourage parfois le choix de cette option.

Tableau II-4. Doses typiques de chlore utilisées dans des installations de traitement d'eau potable.[18]

Composé chloré	Échelle de doses
Hypochlorite de calcium	0,5–5 mg/L
Hypochlorite de sodium	0,2–2 mg/L
Chlore gazeux	1–16 mg/L

II-6-6-4. Diminution des précurseurs de THM

Les études ont montré, de manière générale, que l'enlèvement des précurseurs des THM diminue le risque de formation des autres sous-produits de désinfection. D'habitude, la quantité totale de sous-produits formés diminue proportionnellement au degré d'enlèvement du COT. Selon de récents travaux de recherche, le déplacement du point de chloration vers l'aval du processus de traitement réduit parfois la quantité de sous-produits de désinfection.

SUMMERS et Al. (1997) ont repris les résultats de quatre études qui évaluaient l'effet du prétraitement sur la formation des sous-produits de désinfection. Du chlore a été ajouté à différentes étapes afin de simuler l'effet que produirait ce dosage en différents points sur la formation de sous-produits. Les résultats ont clairement démontré les avantages de reporter les points de chloration en aval de la chaîne de traitement et de profiter ainsi de l'enlèvement des précurseurs par la floculation et la décantation. Le tableau (III-3) présente un résumé des résultats de cette étude.

Tableau II-5. Pourcentage de réduction des sous-produits de désinfection [18]

Point de chloration	THM standard * (%)	THM Accrue ** (%)	AHA Standard * (%)	AHA Accrue ** (%)
Avant le mélange rapide	Donnée de référence	17	Donnée de référence	4,7
Après le mélange rapide	1,6	21	5,3	21
Au milieu de la floculation	8,7	36	14	36
Après la décantation	21	48	35	61

Le tableau II-5 montre également l'utilité de la coagulation avancée pour réduire la quantité de sous-produits de désinfection : la réduction de 21% des THM observée pour un déplacement de la chloration après la décantation se trouve plus que doublée (48%) par le surdosage de coagulant. Elle fait de plus passer l'enlèvement des acides AHA de 45% à 61% lorsque la chloration s'effectue après la décantation. On peut donc freiner de manière importante la formation de sous-produits de désinfection, à faible coût, en choisissant des conditions de chloration optimales, dont celui de l'emplacement.

White (1992) suggère que les objectifs du prétraitement comportent :

- ❖ Un enlèvement maximal des précurseurs des THM;
- ❖ Une réduction de la concentration d'azote ammoniacal à 0,10 mg/L;
- ❖ Une baisse de la concentration d'azote organique à 0,05 mg/L;
- ❖ Une limitation de la demande en chlore (15 min) à 0,5 mg/L.

En se fiant à ces guides, on devrait pouvoir améliorer suffisamment la qualité de l'eau brute pour permettre l'usage de chlore résiduel libre sans excéder les limites fixées par l'USEPA concernant les THM.

II-6-6-5. Modes de chloration

Chloration simple :

Qui consiste en une injection unique de chlore destinée à assurer une teneur en chlore convenable. Ce mode est utilisé dans le cas des eaux relativement pures ou ayant déjà subi un traitement. C'est une opération d'affinage de l'eau.

Chloration au point critique ou au « Break-point » :

Cette méthode consiste à ajouter dans une série de flacons contenant le même volume d'eau, des doses croissantes de chlore. La demande en chlore de l'eau est donnée par le premier flacon dans lequel on décèle du chlore libre, au bout d'un temps de contact de 2 heures. [12]

Il est important de mesurer le chlore libre car c'est la forme la plus efficace du chlore pour la désinfection (par rapport aux chloramines minérales). Toutefois le tracé de la courbe de la concentration résiduelle en chlore total (libre+combiné) en fonction de la dose du chlore introduite dans chaque flacon est une méthode particulièrement adaptée aux eaux contenant de l'azote ammoniacal. Dans ce cas on obtient une courbe de point de rupture pouvant inclure quatre zones comme détaillées dans la figure II-17.

La désinfection optimale n'est obtenue que pour les taux de chlore appliqués supérieur à celui correspondant au point de rupture. Théoriquement ce taux (en mg/l de chlore) doit être égal à 7,6 fois la teneur en azote ammoniacal.

- ❖ Zone A : Consommation initiale de chlore par les composés très réactifs ;
- ❖ Zone B : Zone de formation de chloramines minérales entre le chlore libre et l'azote ammoniacal ;

- ❖ Zone C : Zone de destruction des chloramines par le chlore libre.

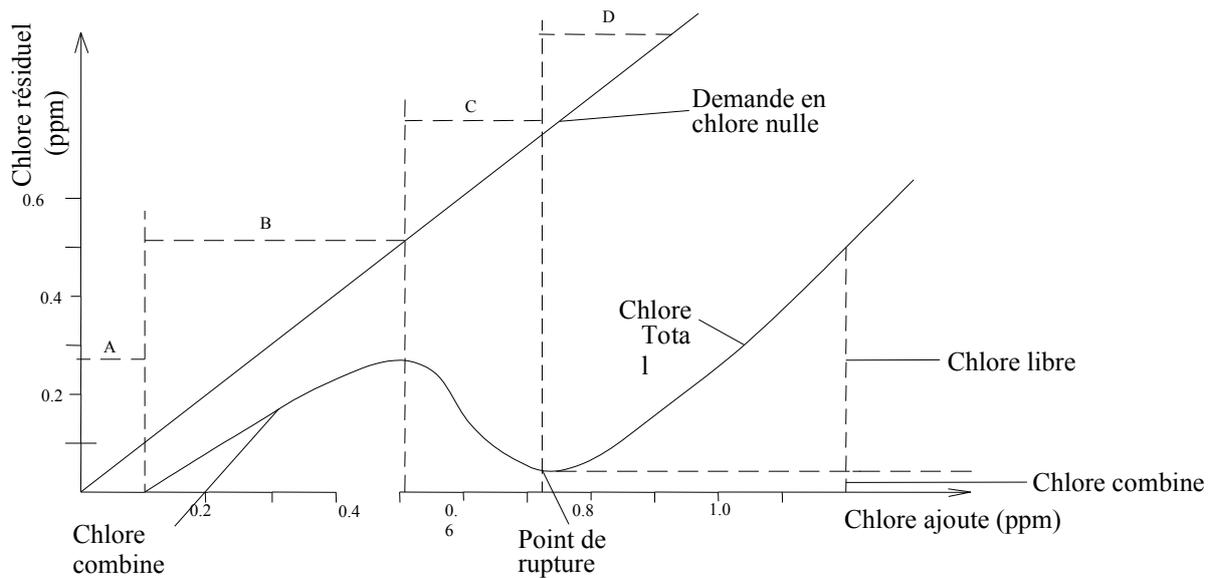


Figure II-17. Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle. [12]

II-6-6-6. Désinfection par l'ozone

L'ozone est un désinfectant moins affecté que le chlore par le pH ou la présence d'ammoniaque. L'action virulicide de l'ozone est supérieure à celle du chlore et son pouvoir d'oxydation lui permet d'agir sur les goûts, les odeurs, la couleur et certains micropolluants. Ses principaux désavantages sont la difficulté de l'appliquer dans l'eau et d'assurer un bon contact à cause de sa faible solubilité, son coût plus élevé que le chlore, la nécessité de le produire sur place ainsi que l'absence d'un résiduel d'ozone après quelques minutes. [12]

II-6-6-6-1. Principales applications de l'ozone

On utilise l'ozone dans la production d'eau potable dans les cas suivants: [17]

- ❖ La désinfection primaire;
- ❖ L'oxydation de polluants inorganiques, y compris le fer, le manganèse et les sulfures. L'oxydation requiert une quantité d'ozone de 0,43 mg/mg de fer et de 0,88 mg/mg de manganèse
- ❖ L'oxydation de micropolluants organiques, y compris les composés

responsables du goût et de l'odeur, les polluants phénoliques et certains pesticides;

- ❖ L'oxydation de macropolluants organiques, y compris l'enlèvement de la couleur, l'amélioration de la biodégradabilité de composés organiques, le contrôle des précurseurs des sous-produits de désinfection et la réduction de la demande en chlore (10 à 15%, typiquement);
- ❖ Amélioration de l'efficacité de la floculation et de la filtration.

II-6-6-6-2. Oxydation du fer et du manganèse

L'ozone oxyde le fer et le manganèse, transformant le fer ferreux (Fe^{2+}) en fer ferrique (Fe^{3+}) et le manganèse (Mn^{2+}) en manganèse (Mn^{3+}). Ces métaux oxydés précipitent ensuite sous forme d'hydroxyde ferrique et d'hydroxyde de manganèse. La formule chimique précise du précipité dépend de la nature de l'eau, de sa température et de son pH. L'oxydation requiert une quantité d'ozone de 0,43 mg/mg de fer et de 0,88 mg/mg de manganèse. Le fer s'oxyde à un pH variant entre 6 et 9 tandis que l'oxydation du manganèse est optimale à un pH d'environ 8. De plus, une ozonation excessive n'a aucun effet sur le fer, mais rend à nouveau soluble le manganèse qu'il faudra alors réduire en bioxyde de manganèse plus loin dans le procédé.

II-6-6-6-3. Points d'injection de l'ozone

Le tableau II-6 : présente une liste de critères de sélection des points d'injection de l'ozone en fonction de ces paramètres.

- ❖ L'eau de catégorie II se distingue par une faible demande en ozone et une turbidité levée. Cela indique la présence de matières inorganiques telles que des particules de silt ou d'argile. Pour que la désinfection à l'ozone soit efficace possible, il faut ajouter l'ozone après une pré-décantation ou une décantation ordinaire.
- ❖ Une eau brute de faible turbidité et présentant une forte demande en ozone (catégorie III) contient des éléments en solution, et non en suspension, qui contribuent à cette demande. Une eau souterraine renfermant des ions bromures, du fer, du manganèse, de la couleur et des matières organiques constitue un exemple de ce type d'eau. Dans ce cas on peut additionner l'ozone à l'eau brute ou après la décantation. Si l'eau contient des composés

organiques rendus plus biodégradables par l’ozonation, il peut s’avérer nécessaire de prévoir une étape de traitement biologique. L’ozonation en présence de composés organiques oxydables ou d’ions bromures engendrera la formation de sous-produits de désinfection.

- ❖ L’eau de catégorie IV est la plus difficile à traiter à l’ozone à cause de sa turbidité élevée et de sa grande demande en ozone. C’est une eau de surface contenant de fortes concentrations de matières organiques et de particules inorganiques. La manière la plus efficace d’utiliser l’ozone avec cette eau consiste à en ajouter après la décantation et peut-être même après la filtration. Si l’eau présente une demande en ozone extrêmement forte, il est possible qu’il faille ajouter de l’ozone en deux points pour atteindre les objectifs de désinfection. En effet, la présence de grandes quantités de matières organiques peut demander une étape de traitement biologique supplémentaire et risque de provoquer la formation de sous-produits de désinfection.

Tableau II-6. Les critères de sélection des points d’injection de l’ozone en fonction de ces paramètres. [18]

Qualité de l’eau brute	Points d’injection d’ozone	Considérations particulières
<p>Catégorie I</p> <p>Turbidité < 10 UTN</p> <p>Demande en ozone < 1mg/L</p>	<p>Dans l’eau brute ou après la décantation</p>	<p>_ Faible demande en ozone</p> <p>_ Peu de sous-produits de désinfection</p> <p>_ Peu de matières organiques biodégradables</p>
<p>Catégorie II</p> <p>Turbidité > 10 UTN</p>	<p>Après la décantation</p>	<p>_ Faible demande en ozone</p> <p>_ Beaucoup de particules</p>

Demande en ozone $< 1\text{mg/L}$		inorganiques _ Peu de matières organiques biodégradables
Catégorie III Turbidité < 10 UTN Demande en ozone $> 1\text{mg/L}$	Dans l'eau brute et/ou après la décantation	_ Demande élevée en ozone _ Sous-produits de désinfection _ Formation de composés organiques biodégradables
Catégorie IV Turbidité > 10 UTN Demande en ozone $> 1\text{mg/L}$	Après la décantation et après une première filtration, si nécessaire	_ Demande élevée en ozone _ Sous-produits de désinfection _ Formation de composés organiques biodégradables

II-6-6-6-4. Sous-produits de désinfection à l'ozone

L'ozone ne forme pas de sous-produits halogénés (THM et AHA) quand il participe aux réactions d'oxydoréduction avec la matière organique, mais il forme une variété de sous-produits organiques et inorganiques. Néanmoins, si l'ion bromure est présent dans l'eau brute, des sous-produits de désinfection halogénés peuvent être formés. Ces sous-produits bromés posent un problème sanitaire plus important que les sous-produits non bromés.

II-6-6-6-5. Prévention des sous-produits d'ozonation

Une étude récente a démontré que les techniques suivantes permettent de limiter la formation d'ions bromates et de sous-produits organiques bromés (Song et al. 1997) :

- ❖ Un pH bas ralentit la formation d'ions bromates et encourage celle de sous-produits organiques bromés;

- ❖ L'addition d'ammoniaque combinée à un faible temps de contact avec l'ozone permet de décourager à la fois la formation d'ions bromates et de sous-produits organiques bromés;
- ❖ L'ajout de peroxyde d'hydrogène engendre une diminution des sous-produits organiques bromés et peut soit ralentir, soit accélérer la formation des ions bromates, selon la composition de l'eau traitée;
- ❖ Un faible ratio ozone/COD n'entraîne qu'une faible production d'ions bromates et des sous-produits organiques bromés.

II-6-6-6-6. Composantes d'un système d'ozonation

Les systèmes de traitement de l'eau par ozonation se composent de quatre éléments principaux : [21]

- ❖ Une unité d'alimentation en gaz;
- ❖ Un générateur d'ozone;
- ❖ Un bassin de mélange;
- ❖ unité de traitement des effluents gazeux

La composition d'un système d'ozonation est consignée dans la figure II-18.

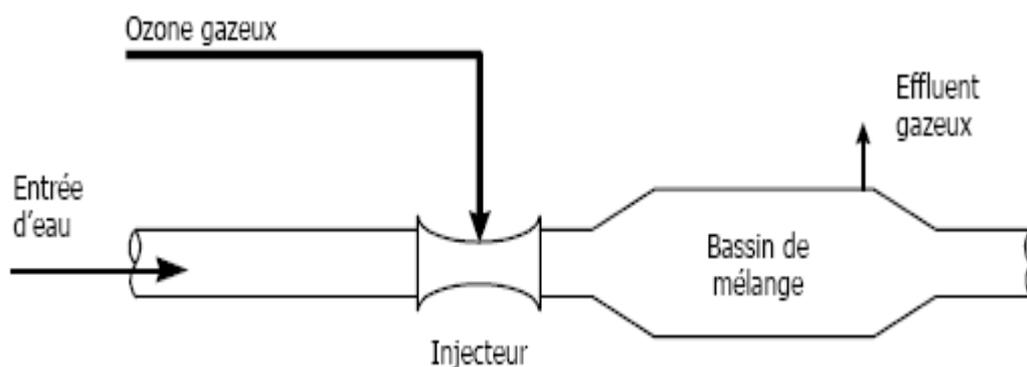


Figure II-18. Composition d'un système d'ozonation. [21]

II-6-6-3. Désinfection par Rayonnement ultraviolet

Contrairement à la plupart des désinfectants, le rayonnement ultraviolet n'active pas les microorganismes par une action chimique. C'est plutôt l'absorption de la lumière ultraviolette (U.V.) qui entraîne une réaction photochimique modifiant les composantes moléculaires essentielles à la fonction

cellulaire. À mesure que les rayons U.V. traversent les parois cellulaires des microorganismes, l'énergie interagit avec les acides nucléiques et d'autres composantes cellulaires vitales, endommageant ou tuant ainsi les cellules exposées.

Le degré de destruction ou d'inactivation des micro-organismes par l'ultraviolet dépend Directement de la dose d'U.V. employée. On la calcule ainsi :

$$\text{Dose} = I * T \quad \dots\dots\dots (\text{II-18})$$

Où :

D : la dose d'U.V., en mJ/cm^2 ($1 \text{ J} = 1 \text{ W}\cdot\text{s}$) ;

I : l'intensité, en mW/cm^2 ;

T : la durée d'exposition, en s.

II-6-6-7-1. Variables importantes pour le procédé

Puisque le rayonnement UV est en fait de l'énergie sous forme d'ondes électromagnétiques, les caractéristiques chimiques de l'eau à traiter ne limitent pas son efficacité. Il semble donc que le pH, la température, l'alcalinité et le carbone organique total n'influencent sur le rendement global de la désinfection par ultraviolet.

La dureté, cependant, risque de nuire à la propreté et au bon fonctionnement des manchons des lampes. La présence ou l'ajout d'oxydants (l'ozone) améliore le rendement du traitement par UV

La demande en UV de l'eau se mesure à l'aide d'un spectrophotomètre réglé à une longueur d'onde de 254 nm, sur un échantillon d'eau d'un centimètre d'épaisseur. La mesure qui en résulte représente l'absorption d'énergie par unité de profondeur, ou l'absorbance. Il est important de mesurer l'absorbance UV sur un échantillon sans traitement de filtration. On utilise couramment le pourcentage de transmittance pour déterminer si le rayonnement UV convient comme méthode de désinfection. L'équation suivante permet de le calculer à partir de l'absorbance (A).

$$\text{Pourcentage de transmittance} = 100 \times 10^{-A} \quad (\text{II-19})$$

Le tableau III-5. Présente quelques valeurs typiques d'absorbance ainsi que le pourcentage de transmittance qui lui correspond, et ceci pour des eaux brutes de différentes qualités.

Tableau II-7. Qualité de l'eau et caractéristiques U.V. associées [18]

Qualité de l'eau brute	Absorbance (unités d'absorbance/cm)	Pourcentage de transmittance
Excellente	0,022	95%
Bonne	0,071	85%
Passable	0,125	75%

II-6-6-7-2. Formation de sous-produits de désinfection par ultraviolet :

Contrairement à d'autres désinfectants, les ultraviolets n'inactivent pas les micro-organismes par une réaction chimique. Ils causent toutefois une réaction photochimique qui modifie l'ARN et l'ADN de l'organisme visé. Le traitement de l'eau par les U.V. peut entraîner la formation de radicaux oxydants. En raison de cette réaction, il était nécessaire de déterminer si le rayonnement UV engendre le même type de sous-produits que ceux issus de l'ozonation ou de procédés d'oxydation avancée. [19]

Cependant des études réalisées par la suite (Malley et al. 1995) ont démontré qu'il n'existait pas de risque significatif autant pour les eaux de surface que souterraine.

II-6-6-8. Comparaison entre les différents modes de désinfection :

Le tableau II-8 nous donne une comparaison complète des modes de désinfection étudiés.

Tableau II-8. Comparaison entre les différents modes de désinfection. [18]

Paramètres	Chlore	Ozone	Rayons U.V.
Source	1. Cl ₂ gazeux 2. Eau de Javel 3. Généré sur site	Généré sur site (O ₂ + énergie)	Généré sur site (Lampe UV au mercure)
Utilité	DP, DS, GO, C, Ox	DP, GO, C, Ox, FB	DP
Sous-produits de désinfection	THM AHA	Bromates ¹ CODB	Nitrites pour certains
Avantages	1. Coût 2. Facilité d'utilisation 3. Polyvalence (DP+DS)	1. Contrôle des goûts/odeurs et couleur 2. Peut-être combiné à une filtration biologique 3. Réduction des THM sous certaines conditions	1. Facile à ajouter à une installation existante 2. Efficace en eaux froides 3. Coût compétitif 4. Aucun sous-produit
Désavantages	4. Risque relié au Cl ₂ gazeux 5. Goûts et odeurs 6. THM	4. Bromates 5. Pas de résiduel persistant 6. Procédé relativement complexe et coûteux 7. Risque relié à l'ozone	5. Pas de résiduel persistant 6. Technologie en validation 7. Encrassement possible des lampes
Efficacité	Très bonne	Excellente	Acceptable
-Virus	Acceptable	Très bonne	Très bonne
-Giardia cryptosporidium	Négligeable	Négligeable	Excellente

DP : Désinfection primaire (inactivation des pathogènes) ; GO : Goûts et odeurs.

DS : Désinfection secondaire (désinfection en réseau de distribution) ; C : Couleur.

Ox : Oxydation du Fer et manganèse ; FB : À combiner avec des filtres biologiques.

1 : Sous-produits réglementés.

2 : En eaux froides (1°C), négligeable, faible, acceptable, bonne, très bonne, excellente.

II-6-6-8. Traitement des goûts et odeurs

II-6-6-8-1. Origine des goûts et odeurs

Les goûts et odeurs ont diverses origines. Parmi les principales notons:

- ❖ Les substances inorganiques : H₂S (oeufs pourris), fer (rouille), manganèse, etc.;
- ❖ Les bactéries qui génèrent des goûts et odeurs et de terre.
- ❖ Les algues bleues, vertes, etc.
- ❖ L'azote ammoniacal et l'azote organique peuvent être à l'origine de sérieux problèmes de goûts et d'odeurs après une chloration.

II-6-6-8-2. Traitement des goûts et des odeurs

Lorsqu'un problème de goûts et d'odeurs se présente, l'exploitant peut envisager l'un ou l'autre des procédés suivants :

- ◆ L'adsorption sur charbon actif;
- ◆ L'oxydation chimique (principalement l'ozone);
- ◆ Le traitement biologique (la filtration lente et la filtration sur charbon actif).
- ◆ L'aération qui est efficace que pour H₂S.

II-6-6-8-3. Formes du charbon actif

Il peut se présenter sous deux formes : en poudre et en grains.

Charbon actif en poudre (CAP)

Il est généralement utilisé sous forme de suspension que l'on introduit dans l'eau brute au voisinage du point d'injection du coagulant. Il est éliminé dans les décanteurs avec les floes et les autres matières en suspension : par conséquent, il ne peut pas être récupéré et réutilisé.

La mise en oeuvre du CAP est simple et nécessite des coûts d'investissement assez faibles. Toutefois, son utilisation de façon continue et à des taux importants ($> 20 \text{ g. m}^{-3}$) peut entraîner des coûts d'exploitation élevés. Il est donc surtout utilisé pour lutter contre des pollutions légères et/ou de courte durée. Néanmoins, il représente un traitement de sécurité appréciable pour faire face à une pollution accidentelle et soulager une chaîne d'affinage plus élaborée placée en aval.

On peut également utiliser le charbon en poudre sous forme de précouche de filtre pour l'affinage des eaux industrielles de haute pureté (traitement de condensats, eau de rinçage dans l'industrie électronique...)

Charbon actif en grains (CAG)

Le charbon actif granulaire (CAG) est reconnu comme étant le procédé le plus efficace contre les goûts et les odeurs. Ce composé de faible poids moléculaire favorise une durée de vie prolongée.

Il peut être utilisé en colonne d'adsorption ou dans un filtre. Le temps de contact en fût vide de conception pour l'élimination quasi-complète des goûts et des odeurs varie de 5 à 15 min et peut parfois atteindre 30 min dans certains cas.

Parfois, l'anthracite d'un filtre bicouche est remplacé par du charbon actif. Dans ce cas, le temps de contact en fût vide d'opération obtenu varie de 3 à 9 min, selon les taux de filtration usuels utilisés pour la filtration bicouche (5 à 10 m/h). Malgré le faible temps de contact, les filtres adsorbants ainsi obtenus (CAG-sable) donnent souvent des résultats acceptables. Le charbon actif, utilisé de cette façon, constitue une solution attrayante en raison de son faible coût. La durée de vie d'un lit de CAG varie généralement de 1 à 3 ans, et ce même si le charbon est complètement saturé en précurseurs de trihalométhanes (THM). Le choix de ce procédé ne doit pas nuire aux autres processus de traitement.

Leurs caractéristiques sont en général :

- ❖ Taille effective du CAG : de l'ordre de 1 mm en premier étage de filtration et de 0,75 mm en deuxième étage de filtration ;
- ❖ Hauteur de couche : 0,8 à 2 m ;
- ❖ Vitesse de filtration : 5 à 10 m /h.
- ❖ Charge volumique : 3 à 12 volumes d'eau par heure et par volume de CAG, soit un temps de contact à vide de 5 à 20 min.

Conclusion

L'obtention d'une bonne qualité d'eau potable, peut être obtenue en appliquant les procédés bien connus de traitement par coagulation floculation, décantation, filtration et désinfection, et en recourant à des installations de conception très modernes et efficaces beaucoup plus rapidement opérationnelles que les stations classiques. Concernant la durabilité, la fiabilité des équipements préfabriqués ils répondent avec souplesse à la tendance de décentralisation de la production d'eau potable.

CHAPITRE II : PROCEDES DE TRAITEMENT DES EAUX DE SURFACE

II-1.Introduction :	8
II-2. La matière organique dans une eau :.....	8
II-2-1.Les substances humiques dans l'eau.....	9
II-3. Les matières en suspension (MES) :	9
II-3-1. Taille des particules en suspension :	10
II-3-2. Affinités des particules colloïdales pour l'eau :.....	11
II-3-3. Procèdes de séparation des MES et d'AH :	11
II-5. Définition d'une station de traitement des eaux :	12
II-6. Chaîne de traitement classique des eaux potables :	12
II-6-1. Coagulation et floculation:.....	13
II-6-1-1. Coagulation :	13
II-6-1-1-1. Considération physico-chimiques concernant la coagulation :.....	13
II-6-1-1-2. Théorie de la double couche :	14
Théorie de HELMHOLTZ :	14
Théorie de GOUY-CHAPMAN :	14
Théorie de STERN :	14
II-6-1-1-3.. Le potentiel ZETA :	15
II-6-1-1-5. L'effet du coagulant :	17
II-6-1-1-6. Adsorption et pontage :	18
II-5-1-1-7. Coagulants usuels.....	18
II-6-1-1-7. Les Facteurs qui influencent la coagulation :	18
Influence du PH :	18
Influence des sels dissous :	18
Influence de la température de l'eau :	19
Influence du coagulant :	19
Influence du mélange :	19
II-6-1-2. Floculation :	20
II-56-1-2-1. Floculation péricinétique :	20
II-6-1-2-2. Floculation orthocinétique :	21
II-6-1-2-3. Type de flocculateur :	22
Floculation à écoulement horizontal :	22

Floculation à voile (lit de boues) :.....	23
II-6-1-2-4. L'appareil de Jar-test (JT):.....	24
II-6-2.La décantation :.....	25
II-6-2-1.Types de décantation :.....	26
II-6-2-2Principe de la décantation :.....	26
II-6-3.La filtration : La filtration a pour but de retenir les particules en suspension existantes dans l'eau.....	27
II-6-3.1. Les paramètres fondamentaux de filtration :.....	27
II-6-3.1-1. Nature des matériaux.....	27
II-6-3.1-2. Le diamètre effectif et coefficient d'uniformité.....	27
II-6-3.1-3. Densité relative du sable :.....	28
II-6-3.1-4. La masse unitaire sèche :.....	28
II-6-3.1-5. Le coefficient de perméabilité :.....	28
II-6-3.1-6. La perte de charge d'un filtre.....	29
II-6-3.2. Caractéristiques de la filtration.....	30
II-6-3.2-1. Sens de la filtration.....	30
II-6-3.2-2. Vitesse de filtration.....	30
II-6-3.2-3. Lavage du filtre.....	30
II-6-4. Type de filtration.....	31
II-6-4-1. La filtration lente :.....	31
II-6-4-2. La filtration rapide.....	32
II-6-5. Principaux types de filtres granulaires.....	32
II-6-5-1. Filtres ouverts (gravitaires).....	32
Les filtres métalliques pour les petites stations.....	32
Les filtres rectangulaires en béton :.....	33
Filtres sous pression.....	34
II-6-5-2. Filtration sur support.....	35
II-6-5-2-1. Filtres à cartouches.....	35
II-6-5-2-2. Filtres à bougies.....	36
II-6-5-2-3. Filtres à précouche.....	36
II-6-6. La désinfection.....	37
II-6-6-1. Le chlore.....	37
II-6-6-1-1. Le Chlore gazeux.....	37

II-6-6-1-2. Hypochlorite de sodium	38
II-6-6-1-3. Hypochlorite de calcium	38
II-6-6-2. Les effets de la désinfection par le chlore	39
II-6-6-3. Doses typiques du chlore	39
II-6-6-4. Diminution des précurseurs de THM	40
II-6-6-5. Modes de chloration	42
Chloration simple :	42
Chloration au point critique ou au « Break-point » :	42
II-6-6-6. Désinfection par l'ozone	43
II-6-6-6-1. Principales applications de l'ozone	43
II-6-6-6-2. Oxydation du fer et du manganèse	44
II-6-6-6-3. Points d'injection de l'ozone	44
II-6-6-6-4. Sous-produits de désinfection à l'ozone	46
II-6-6-6-5. Prévention des sous-produits d'ozonation	46
II-6-6-6-6. Composantes d'un système d'ozonation	47
II-6-6-3. Désinfection par Rayonnement ultraviolet	47
II-6-6-7-1. Variables importantes pour le procédé	48
II-6-6-7-2. Formation de sous-produits de désinfection par ultraviolet :	49
II-6-6-8. Comparaison entre les différents modes de désinfection :	49
II-6-6-8. Traitement des goûts et odeurs	51
II-6-6-8-1. Origine des goûts et odeurs	51
II-6-6-8-2. Traitement des goûts et des odeurs	51
II-6-6-8-3. Formes du charbon actif	51
Charbon actif en poudre (CAP)	52
Charbon actif en grains (CAG)	52
Conclusion	53

III-1.Introduction

Après la formation des floes, intervient l'étape de séparation liquide-solide (décantation) qui se caractérise généralement par deux types de décantation :

La décantation diffuse : lorsque la concentration en matières est faible, le floc formé est dispersé et chaque flocon décante comme s'il était seul: c'est la décantation diffuse utilisée lorsque la floculation préalable été diffuse.

La décantation d'ensemble (contact de boues): Lorsque la concentration en matières est plus élevée, l'abondance du floc crée une décantation d'ensemble, caractérisée par une interface nettement marquée entre la masse boueuse et le liquide surnageant. [2]

III-2. Type de décantation

Selon la concentration de solide et la nature des particules (densité et forme), on distingue quatre types de décantation : la décantation de particules discrètes, la décantation de particules floculantes, la décantation freinée ; et la décantation en compression de boue. [3]

III-2-1. Décantation de particules discrètes :

Cette décantation est caractérisée par le fait que les particules conservant leurs propriétés physiques initiales (forme, dimension et densité) au cours de leur chute. La vitesse de chute est indépendante de la concentration en solide ; c'est pourquoi des lois classiques de Newton et de Stokes s'appliquent. On retrouve ce type de décantation dans les dessableurs.

III-2-1-1. Principe de base :

Lorsqu'une particule chute, sa vitesse augmente jusqu'à ce que les forces de décantation équilibrent les forces de frottement. Cette situation, pour laquelle $dV_p / dt = 0$: correspond au point d'équilibre des forces autour de la particule. La décantation étant un procédé de séparation dont le but est l'élimination du plus grand nombre possible de particules, ce sont les particules dont la vitesse de chute est faible sur lesquelles il faut agir et non celle dont la vitesse de chute est élevée [10].

Considérant les forces agissant sur une particule qui chute d'après cette figure (III -1), on peut écrire que :

$$F_R = F_G - F_T \quad (III-1)$$

$$F_G = (\delta_p - \delta_L)G_V \quad (III-2)$$

$$F_T = \frac{c_T * A_p * \delta_L * V^2_p}{2} \quad (\text{III-3})$$

$$F_R = \delta_p * V \frac{dV}{dt} \quad (\text{III-4})$$

F_g : force de décantation due à la pesanteur (N)

F_R : force résultante (N)

F_T : forces de traînée (N)

δ_p : Masse volumique de la particule (Kg/m³)

δ_L : Masse volumique du liquide de l'eau (Kg/m³)

V : Volume de la particule

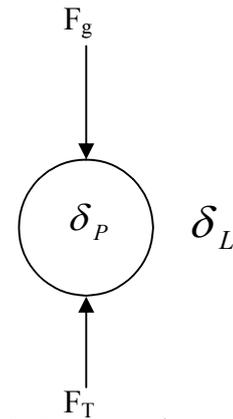


Figure III -1. Forces agissant sur la particule qui chute [3].

A_p : Aire de la section de particule (m²)

C_T : coefficient de traînée. V_p : vitesse de la particule (m/s)

t : temps (s)

g : accélération due à la pesanteur (m/s²)

$$A_p = \frac{\pi d^2}{4} \quad (\text{III-5})$$

Pour les particules sphériques : on sait que

$$v = \frac{\pi d^3}{6} \quad (\text{III-6})$$

$$\text{Et : } \frac{dV_p}{dt} = \left(\frac{4g(\delta_p - \delta_L)}{\delta_p} \right) g - \frac{3}{4} \frac{C_T \delta_L V_p}{\delta_p d} \quad (\text{III-7})$$

$$V^2_p = \frac{4g(\delta_p - \delta_L)d}{3C_T\delta_L} \quad (\text{III-8})$$

Ou d : le diamètre de la particule

Les particules qui chutent accélèrent jusqu'à ce que $Dv_p/dt = 0$.

Le nombre de Reynolds étant donné par l'expression suivante

$$N_R = \frac{\delta_L V d_h}{\eta} = \frac{V d_h}{\nu} \quad (\text{III-9})$$

ν : la viscosité cinématique de l'eau (m^2/s),

d_h : diamètre hydraulique ($d_h = 4 \cdot \text{section mouillée} / \text{périmètre mouillé}$) [m]

Pour les particules sphériques, on peut estimer la valeur du coefficient de traînée

$$c_T = \frac{24}{N_R} \quad (\text{III-10})$$

III-2-1-2. Le nombre de Reynolds (inférieur ou égal à 200 pour le régime laminaire)

En combinant les relations III -9 et III -10 on obtient :

$$C_T = \frac{24\eta}{\delta_p V_p d} \quad (\text{III-11})$$

Puis, en combinant les équations III-10 et III-11 On obtient l'expression suivante (particules sphériques)

$$V^2_p = \frac{4(\delta_p - \delta_L)gd}{3 C_T \delta_L} \quad (\text{III-12})$$

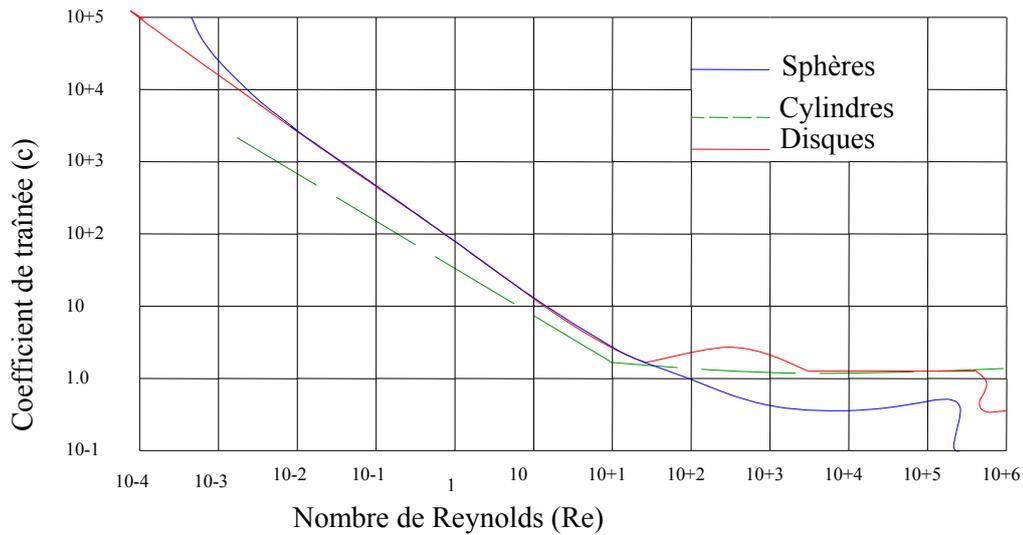


Figure III -2: Variation du coefficient de traînée en fonction du nombre de Reynolds, pour des particules de différentes formes. [3]

Le coefficient de traînée est donné par :

$$C = a * Re^{-n} \tag{III-13}$$

Avec : a, n : Constantes.

Tableau II-1 : Valeur de constantes a, n et c en fonction du nombre de Reynolds. [meme]

Re	Régime	a	n	c	Formule
$10^{-4} < Re < 1$	Laminaire	24	1	$24 \cdot Re^{-1}$	Stokes
$1 < Re < 10^3$	Intermédiaire	18,5	0,6	$18,5 \cdot Re^{-0,6}$	Allen
$10^3 < Re < 2 \cdot 10^5$	Turbulent	0,44	0	0,44	Newton

III-2-1-3. Décantation à piston

Une courbe de décantation se réalise facilement. La suspension à traiter est placée dans une éprouvette est en trace la variation de la hauteur ou de volume de l’interface liquide-solide en fonction du temps écoulé depuis le début de la décantation. (Figure III -3)

On peut décomposer la figure II-2courbe en quatre parties : [12]

- ❖ Partie I : C’est la durée t_a qui correspond à la phase de coalescence des flocons et donc de la durée de floculation. Il se peut que cette phase soit inexistante
- ❖ Partie II : Elle traduit une vitesse de chute constante des flocons qui est caractéristique d’une suspension donnée :

- ❖ Partie III : Elle correspond à un ralentissement de la vitesse de chute qui est due aux interactions entre les flocons.
- ❖ Partie IV : Les flocons se touchent et exercent une compression sur les couches inférieures. Une évacuation du liquide a cependant lieu à travers la masse.

La vitesse apparente de décantation est donnée à tout instant par la tangente de la

$$\text{courbe en ce, } v = \frac{dh}{dt} = \frac{1}{s} * \frac{dv}{dt} \quad \text{(III-14)}$$

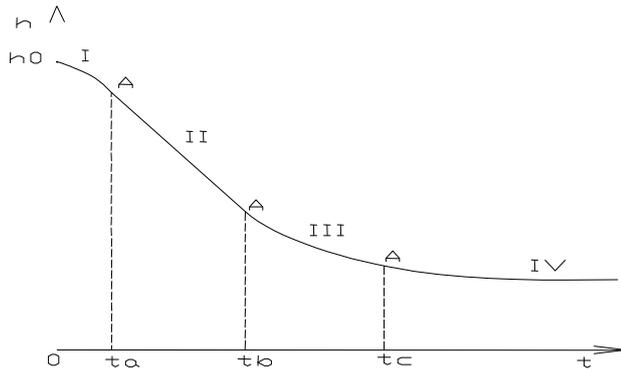


Figure III -3: la courbe de décantation

III-2-1-4. Décantations à flux horizontal

C'est une transposition de la décantation en éprouvette. Sur la figure III-4 on a :

A : une grille donnant au courant une vitesse supposée uniforme sur toute la section ;

B : est aussi une grille qui marque le départ de flux.

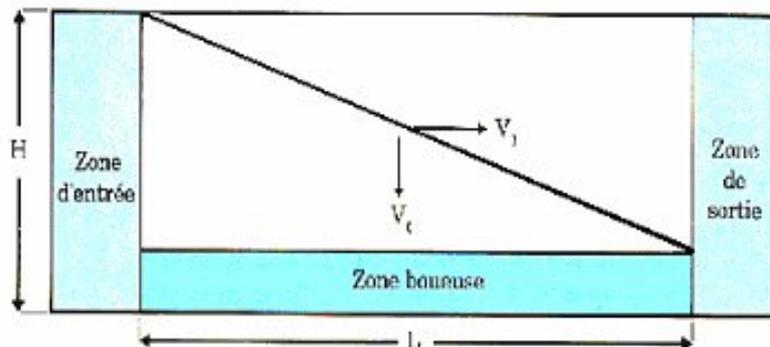


Figure III -4. Décantation à flux horizontal. [1]

La durée t de la traversée de A à B est :
$$t = \frac{L * l * h}{Q} = \frac{s * h}{Q} \quad \text{(III-15)}$$

- l = la largeur du bassin
- h = profondeur du bassin
- L = distance entre les grilles A et B
- Q = débit en volume en suspension traversant le bassin.

La vitesse apparente dans l'éprouvette de décantation est :

$$v = \frac{h}{t} = h * \frac{Q}{l * L * h} = \frac{Q}{S} \quad (\text{III-16})$$

Les derniers solides se déposeront juste avant la grille B ; c'est la vitesse apparente de la décantation v soit égale ou supérieure à Q/s (vitesse de surverse).

Un décanteur rectangulaire de longueur L et de section verticale S et de hauteur H et de la largeur l traversé par un débit Q . (Figure III -4)

- ❖ Une particule entrant dans le bassin à son niveau supérieur, a deux composantes de vitesses :

V_1 : Vitesse horizontale du fluide ($V=Q/S$)

V_0 : Vitesse verticale limite donnée par la loi de STOKES. (Équation III -16)

- ❖ Une particule sera retenue dans le bassin si :

$$V_0 = \frac{g(\rho_p - \rho_L)d^2}{8\nu\rho_L} \quad (\text{III-17})$$

$$\frac{V_0}{H} > \frac{V_H}{L} = \frac{Q}{H * l * L} \quad (\text{III-18})$$

$$\text{Soit : } V_0 > \frac{Q}{H * L} = \frac{Q}{S_H} = v_H \quad (\text{III-19})$$

III-2-1-5.La décantation à flux vertical :

Dans ce type d'ouvrage l'eau suit un trajet vertical. La vitesse de chute des particules est contrariée par une force résultante de la composition de la force de frottement et de la vitesse ascensionnelle de l'eau. Tous les décanteurs verticaux font appel au voile de boue du fait de cet équilibre des vitesses et quelle que soit la technique utilisée avec ou sans flocculateur ou recirculation des boues. Le rôle du voile de boue est essentiel il joue également le rôle de filtre pour les flocons de faible dimensions. En son sein se produit le phénomène de coalescence [21].

Ce sont des ouvrages de forme conique ou pyramidale pour permettre un contrôle plus aisé du voile de boues. On rencontre les ouvrages suivants :

- Décanteurs dits statiques,
- Décanteurs à circulation de boues, et un Décanteur à lit de boues pulse.

Les schémas de ces décanteurs sont représentés dans les figures ci-après

III-2-2. Décantation des particules floculées

Lors de la décantation, la floculation se poursuit et la vitesse de sédimentation des particules V_0 augmente (Figure II-5). Ce processus se produit dès que la concentration en matières floculées est supérieure à environ 50 mg/l.

L'efficacité de la décantation, est liée non seulement à la charge hydraulique superficielle, mais aussi au temps de séjour.

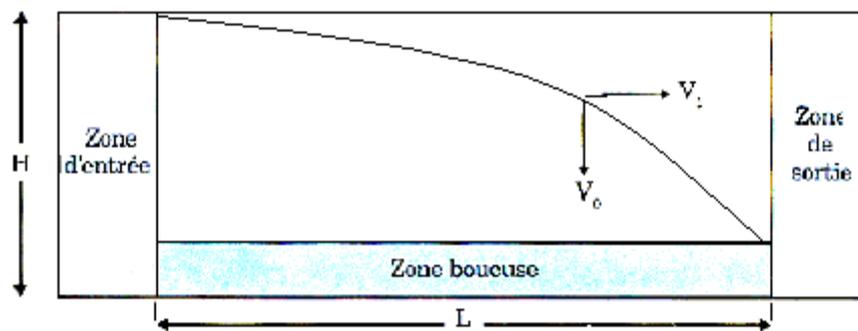


Figure III -5. Décantation à flux horizontal des particules floculées. [1]

III-3. Calcul des décanteurs :

La surface d'un décanteur est déterminée à l'aide de deux critères :

- La charge hydraulique superficielle caractérisant le volume d'effluent à traiter par unité de surface et de temps ($m^3/m^2.h$).
- Le flux massique caractérisant la quantité de MES à décanter par unité de surface et de temps ($kg/m^2.h$). [19]

III-3-1. Influence de la charge hydraulique :

Une charge hydraulique est directement liée à la vitesse de décantation des MES. Cette vitesse est déterminée par la loi de STOKES dans le cas de particules granule est peut être mesurée facilement dans le cas de la décantation diffuse de particules floculées.

Le dimensionnement des décanteurs ne dépend dans ces cas que de la charge hydraulique superficielle [21].

III-3-2. Influence du flux massique :

Dans le cas de la décantation freinée des particules floculées. Le flux massique est déterminé pour le calcul de la surface de décantation [19].

On considère un décanteur de surface S , alimenté par un débit d'entrée Q_i avec la concentration en MES C_e ; les boues sont soutirées à sa partie inférieure à un débit Q_s avec une concentration C_s .

En l'absence de réactions chimiques ou biologiques, et en considérant un taux d'élimination égal à 1, on a :

$$\text{Qt d'eau traitée} \quad Q_t = Q_E - Q_S \quad (\text{III-20})$$

$$\text{Bilan de MES} \quad Q_S C_S = Q_E C_e \quad (\text{III-21})$$

$$\text{Ou en flux massique} \quad \frac{Q_S C_S}{S} = \frac{Q_i C_e}{S} \quad (\text{III-22})$$

Le flux massique décantable est donné par la courbe de Kynch, Dans la courbe de Kynch ou un point particulier de concentration C_i , la vitesse N_i de décantation est donnée par la tangente à ce point, le flux correspond par :

$$F_i = C_i V_i \quad (\text{III-23})$$

Il faut ajouter le flux de soutirage F_s donné par $C_i V_s$ avec :

$$V_s = \frac{Q_s}{S}$$

$$\text{Le flux massique total est :} \quad F_T = C_i V_i + C_i V_s \quad (\text{III-24})$$

F_L : représente le flux max d'après la figure (III-6).

C_L : représente une concentration critique.

S_m : Section minimale.

$$S_m = \frac{Q_E C_E}{F_L}$$

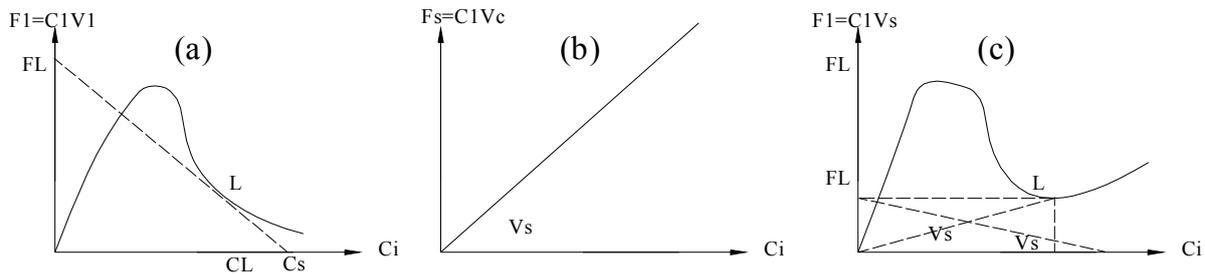


Figure III -6. Courbes de flux massique

III-3-3. Influence des courants de densité :

Les courants de densité, dans les bassins de décantation réels perturbent et modifient l'écoulement. Dans certains cas extrêmes, cette perturbation de l'écoulement peut même réduire jusqu'à 90% le temps de rétention réel.

Les courants de densité sont causés par :

a) **La variation de la température :** Pour les eaux dont la température est supérieure à 40°C, une faible augmentation de température suffit pour faire apparaître un courant de densité. Ainsi la différence de masse entre 1000 m³ d'eau à 10°C et 1000 m³ à 20°C est de 160 kg.

b) **La variation de la turbidité :** Une élévation brusque de la turbidité de l'eau entraîne elle aussi l'apparition de courants de densité. On constate souvent une rapide élévation de la turbidité lors des crues des rivières et lors des déversements d'orages. L'eau plus turbide gagne le fond du bassin de décantation avant l'atteindre la sortie. Dans la partie centrale du bassin de décantation, une eau claire semble alors d'écouler vers l'entrée.

III-4. Décantation Lamellaire :

La décantation lamellaire consiste à multiplier dans un même ouvrage les surfaces de séparation eau-boue. Ainsi le positionnement de faisceaux lamellaires (tubes ou plaques parallèles) dans la zone de décantation crée un grand nombre de cellules élémentaires de séparation. Afin d'assurer l'évacuation des boues, il est nécessaire d'incliner les lamelles d'un angle σ par rapport à l'horizontale. [1]

Par analogie avec les lois de HAZEN la vitesse limite de décantation U_1 est:

$$U_1 = \frac{Q}{n * S_L * \cos \sigma} \quad (\text{III-25})$$

n : nombre de lamelles.

S_L : surface élémentaire de chaque élément

III-4-1. Les différents types de la plaque pour un décanteur lamellaire :

Les lamelles sont généralement constituées de PVC en plaques plates, ondulées ou profilées (Fig. III-7). Des combinaisons de celles-ci créent des arrangements tubulaires de type : carré, rectangulaire, hexagonal ou ogival (Fig. III-08). Les modules ainsi construits sont placés dans les zones de décantation (Fig. III-9). Les plaques ondulées peuvent être agencées de manière à obtenir une turbulence de divers degrés et ce jusqu'à suscité un mélange (Fig III-10) [19].

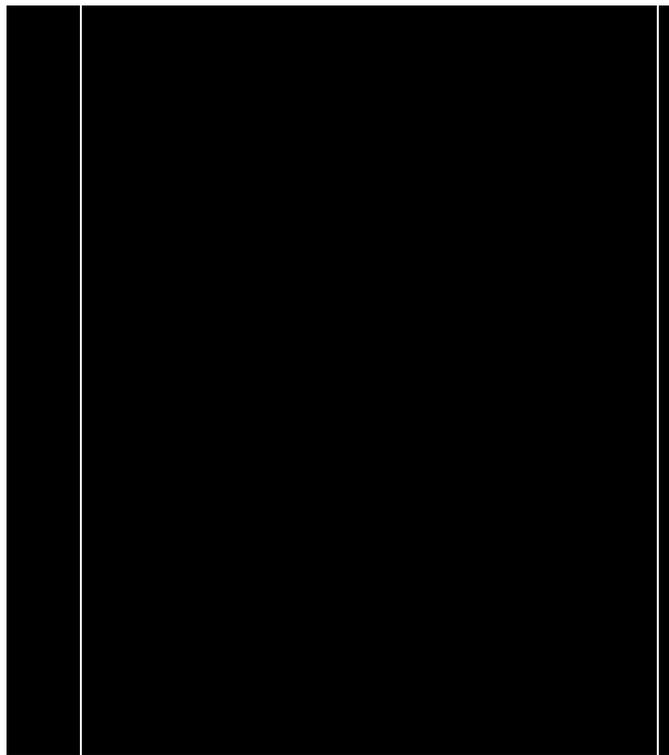


Figure III -7. Les types de plaques les plus utilisés

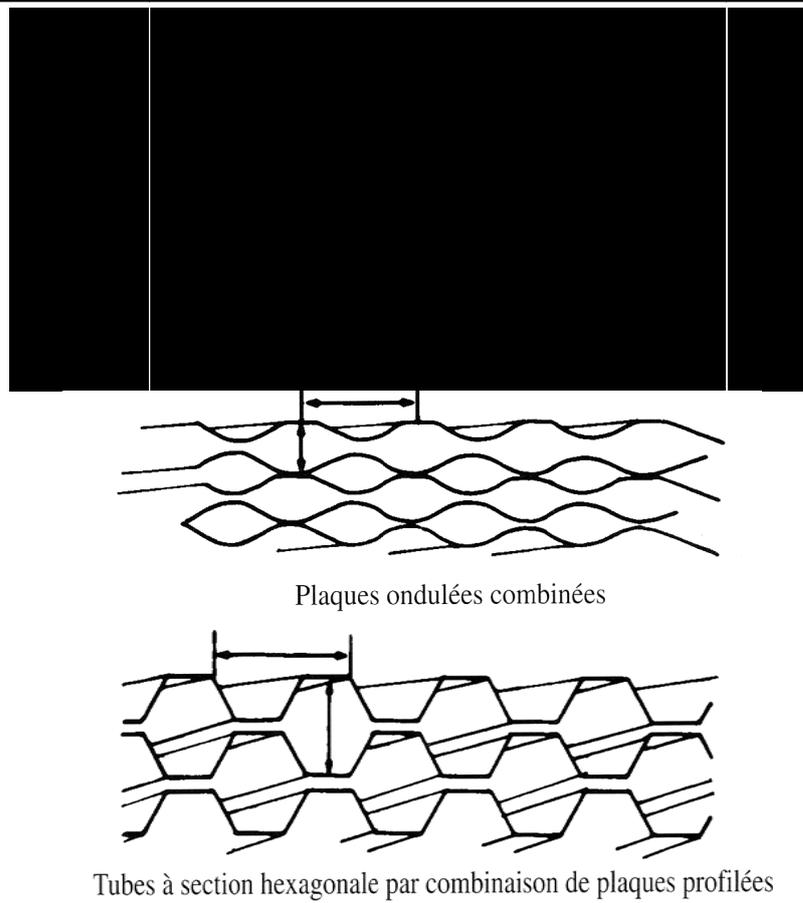


Figure III -8. Combinaisons de plaques formant des modules tubulaires [19].

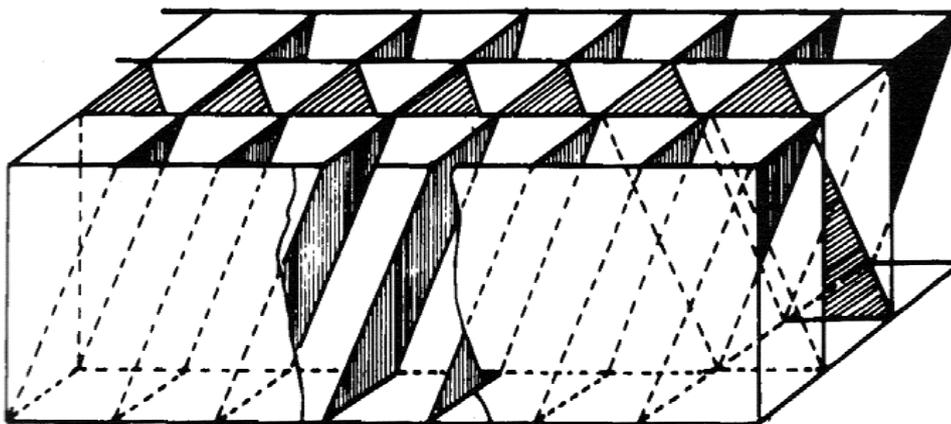


Figure III -9. Module de tube à forte inclinaison [19].

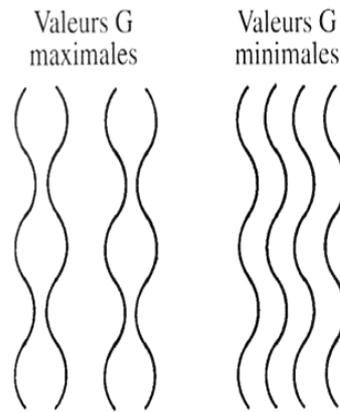


Figure III -10. Effets de la disposition des plaques sur le mélange [19].

III-4-2.Circulation de l'eau dans le décanteur : On peut utiliser deux types de circulation de l'eau :

III-4-2-1.Circulation à contre courant (la boue et l'eau circulent en sens inverse)

Sur la Figure (II-11) : on a :

1 : entrée de l'eau floculée ; 2 : zone de distribution ; 3 : récupération de l'eau décantée
 4 : sortie de l'eau décantée ; 5 : fosse à boues ; 6 : évacuation des boues.

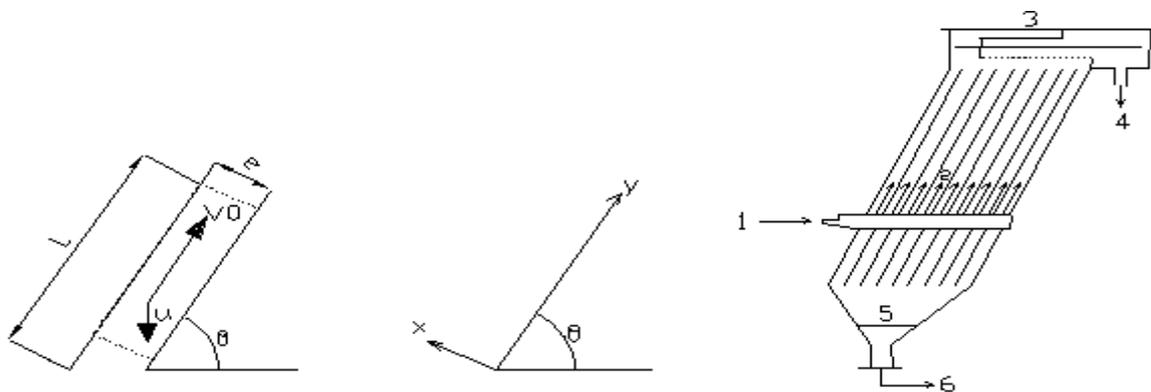


Figure III -11. Décantation à circulation à contre-courant. [13]

$$u_1 = \frac{Q}{n * l * (L * \cos \theta + e * \sin \theta)} \quad \text{(III-26)}$$

L : Largeur de la lamelle (m) ;

l : Longueur de la lamelle (m) ;

e : écartement entre deux lamelles (distance orthogonale) (m).

III-4-2-2.Circulation à co-courant (Boue et eau circulent dans le même sens inverse figure (II-12))

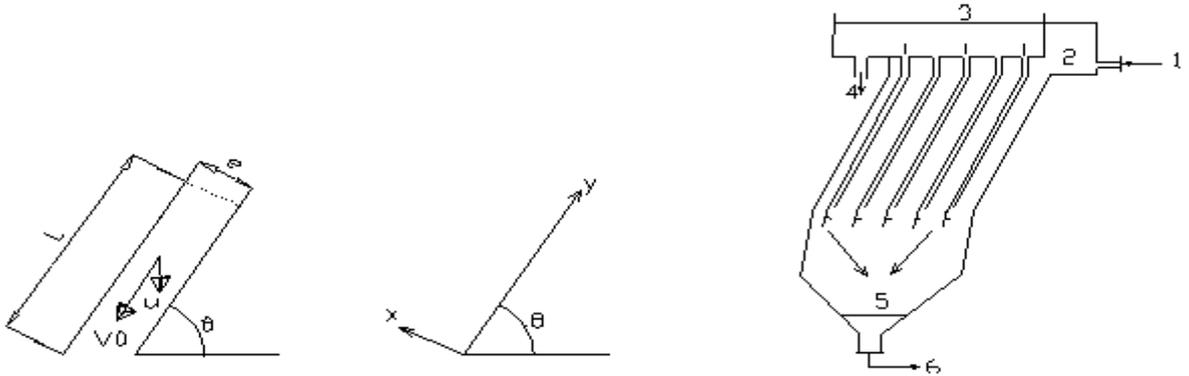


Figure III -12.Décantations par circulation à co-courant

$$u_1 = \frac{Q}{n * l * (L * \cos \theta - e * \sin \theta)} \quad (III-27)$$

III-4-3.Calcul de la longueur des plaques

La répartition de la vitesse dans la lamelle est représentée sur la figure III-13.

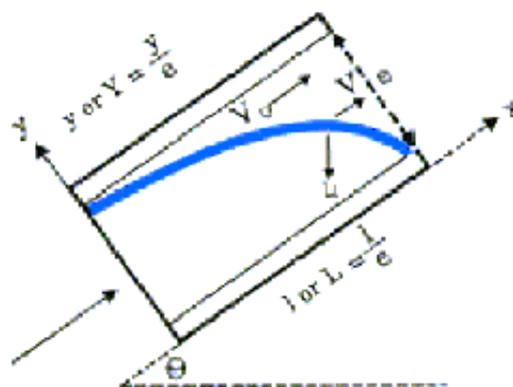


Figure III -13.La répartition des vitesses dans la lamelle.

$$\frac{v}{v_0} = A * (Y - Y^2) \quad (III-28)$$

Formules pour un système à contre-courant :

$$s_c = \frac{u_1 * (\sin \theta + L * \sin \theta)}{v_0} \quad (III-29)$$

- ❖ v : vitesse d'écoulement du fluide en un point donné
- ❖ v_0 : vitesse moyenne du fluide dans la direction OX
- ❖ u_0 : vitesse ascensionnelle moyenne (composante verticale de v_0) ($m \cdot h^{-1}$)
- ❖ u_1 : vitesse minimale de décantation que doit avoir une particule pour être retenue dans le système) (m/s)
- ❖ L : rapport l/e
- ❖ Y : rapport y/e ordonnée de la particule dans la direction Y
- ❖ e : distance orthogonale entre deux faisceaux (m)
- ❖ $A = 6$ et $S_c = 1$: paramètres dépendant du type de plaques (rectangulaire).

La longueur l_D de décantation nécessaire pour séparer des particules ayant une vitesse de sédimentation u_1 est : [13]

$$L_D = e * \left(\frac{S_c * U_0}{\cos \theta * \sin \theta * U_1} - \operatorname{tg} \theta \right) \quad (\text{III-30})$$

La formule III-30 considère que le régime d'écoulement est lamellaire dès l'entrée des lamelles. Dans la pratique, une longueur de transition l_T doit être rajoutée, telle que le fluide passe d'un régime turbulent à un régime laminaire. l_T est défini par

$$l_T = a * d_h * Re$$

a : constante (0,028 d'après Schiller),

d_h : diamètre hydraulique,

Re : nombre de Reynolds.

La longueur totale nécessaire est donc :

$$l = e \left(\frac{S_c}{\cos \theta * \sin \theta} * \frac{U_0}{U_1} - \operatorname{tg} \theta + \frac{0,028 * d_h^2}{\nu * \sin \theta} * \frac{U_0}{3600} \right) \quad (\text{III-31})$$

III-4-4. Position de plaques :

Il y a deux systèmes de plaques :

III-4-4-1. Position de plaques horizontales :

En flux horizontal, des problèmes d'élimination des boues surviennent lorsque les tubes ou les lamelles sont disposés horizontalement ($\alpha=0$). Dans le système proposé par Culp (3). Les lamelles sont inclinées de 5° et les boues sont refoulées par lavage à

contre courant avec de l'eau filtrée. Même si le système peut s'insérer dans un décanteur à flux horizontal existant, il souffre de fonctionnement discontinu. La Fig. (III-15) présente un schéma général.

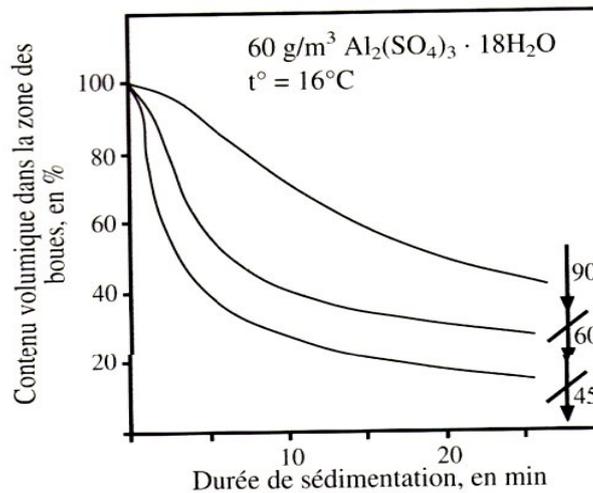


Figure III -14. Effets de l'angle d'inclinaison sur la décantation d'un échantillon floculé de l'eau de la Meuse (les expérimentations ont utilisé du matériel en verre)

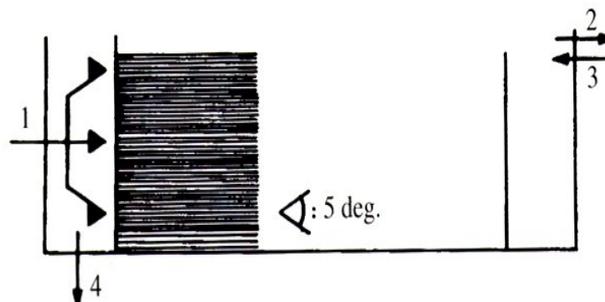


Figure III -15. Décanteur à flux horizontal. Les sont légèrement inclinés.

- (1) Entrée de l'eau floculée.
- (2) Débordement de l'eau décantée.
- (3) Injection de l'eau filtrée.
- (4) Purge des boues.

III-4-4-1. Position de plaques inclinées :

Pour le charriage en continu des boues, sans lavage à contre-courant, une inclinaison des plaques à 50° est nécessaire si l'écoulement des boues est à cocourant (c.-à-d. si les boues suivent la même direction que l'eau). A contre-courant, c.-à-d. lorsque les boues sont charriées à l'encontre du courant ascendant de l'eau, les plaques doivent être inclinées à 60° .

Comme l'indique la Fig.III-16, les tubes ou plaques peuvent être installés de deux manières dans le décanteur. Selon une disposition longitudinale (1), la surface horizontale (A) qui est prise en compte dans la charge hydraulique superficielle (Q/A) est $A = n (w \lambda \cos\alpha)$, avec n, le nombre de plaques. Ce nombre de plaques est calculé par $h/x' = (h \lambda \cos\alpha)/x$, avec x qui est la distance entre chaque plaque. Cette distance

entre plaques est fixée une fois pour toutes afin de maintenir des conditions connues de flux laminaire [19].

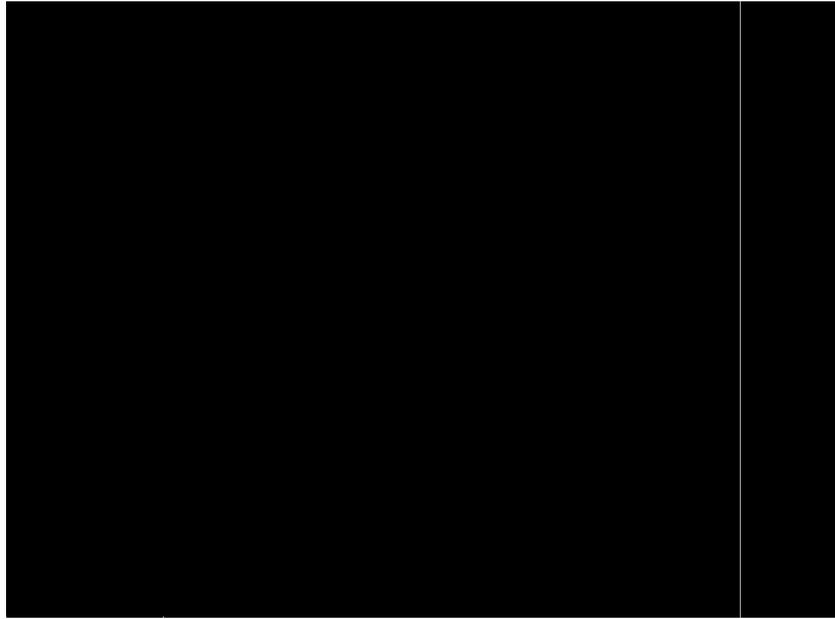


Figure III -16. Système de plaques inclinées dans un décanteur à flux horizontal.

Dans cet arrangement, l'inclinaison varie entre 50° et 60° lorsque $\cos\alpha$ varie entre 0,616 et 0,500 respectivement.

III-5. Le Régime d'écoulement :

III-5-1. Régime d'écoulement pour un flux horizontal :

En pratique, il n'y a pas de décanteur idéal: des tourbillons se produisent au sein du liquide, des courants de convection liés aux différences locales de température (ensoleillement) et de densité affectent le rendement de décantation. Il faut s'efforcer d'obtenir autant que possible une circulation laminaire et stable caractérisée par des valeurs appropriées du nombre de Reynolds (équation IV -8).

Par ailleurs, le nombre de Froude permet d'apprécier la stabilité d'un processus circulaire lorsque l'écoulement est influencé principalement par la force de gravité et les forces d'inertie. [1]

$$F^2_r = \frac{V^2}{g^* d_h} \quad (\text{III-32})$$

d_h : Le diamètre hydraulique.

Plus la circulation est stable, plus la distribution des vitesses est uniforme sur toute la section du bassin. Des circulations stables se caractérisent par des nombres de Froude élevés.

III-6. Les types de décanteurs :

III-6-1. Décanteurs dits statiques :

Ce mode de décantation s'applique surtout au cas du dessablage et du traitement des eaux pluviales caractérisées par des suspensions de fines particules en faible concentration. On a souvent recours au préalable à une étape de coagulation. Les appareils combinent alors les fonctions de conditionneur et de clarificateur. Ils sont cylindriques et la plupart d'entre eux sont munis d'un équipement de raclage ou de herses pour assurer ou améliorer la récupération et l'épaississement des boues. Leur conception générale est relativement identique d'un décanteur à l'autre. Le principe fait appel à une répartition de la suspension à décantor à partir d'une unité centrale munie d'une jupe de répartition. L'effluent décanté est récupéré à la périphérie alors que les boues sont extraites dans un puits central. Les différents types de décanteurs se distinguent selon les domaines d'application et selon les dimensions minimales et maximales des appareils. Il en est ainsi par exemple des appareils [22]:

- **type CPM** (figure-III-17), pour la clarification, l'épaississement et le stockage de faibles débits de boues ;
- **type CPB** (figure. III-18), pour la clarification de liquides très chargés en matières en suspension (MES) et l'épaississement de boues dans des ouvrages d'environ 20 m de diamètre ;
- **type CFS** (figure III-19), pour la décantation de liquides très chargés en MES et l'épaississement de boues, pour des diamètres supérieurs à 20 m.

Et voila les figures de trois décanteurs CPM, CPB, CPS.

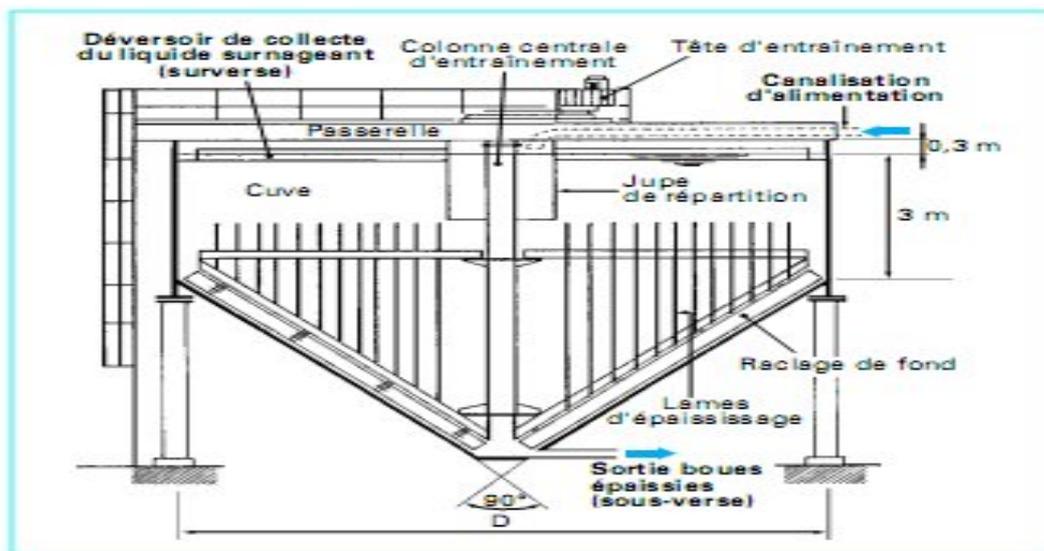


Figure III -17. Coupe verticale du clarificateur-épaississeur CPM (DEGR [22])

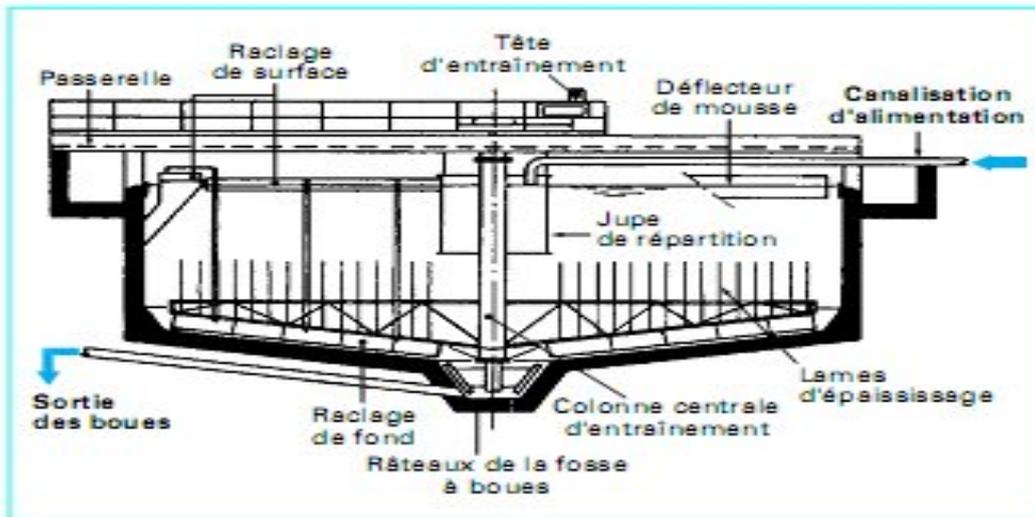


Figure III -18. Coupe verticale du clarificateur-épaisseur CPB(Degremont)
[22]

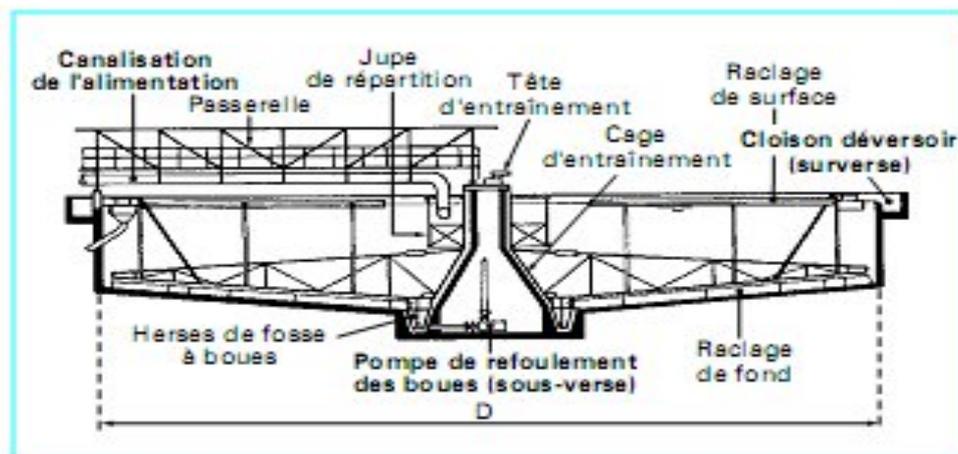


Figure III -19. Coupe verticale du clarificateur-épaisseur CPS(Degremont)
[22]

III-6-2. Décanteurs à recirculation de boues :

Ils favorisent un bon contact de l'eau et des boues par recyclage de toute ou partie des boues dans une colonne centrale de réaction. D'autre part, le rassemblement des flocons permet une sédimentation plus rapide. (Figure III-20).

Ce type de décanteur comporte un hydro-éjecteur assurant la circulation des précipités et les flocs formés, puis leur mélange avec les réactifs et l'eau à traiter dans la zone centrale de réaction. [1]

Il est très utilisé qu'on désire obtenir une floculation et une décantation sous-pression

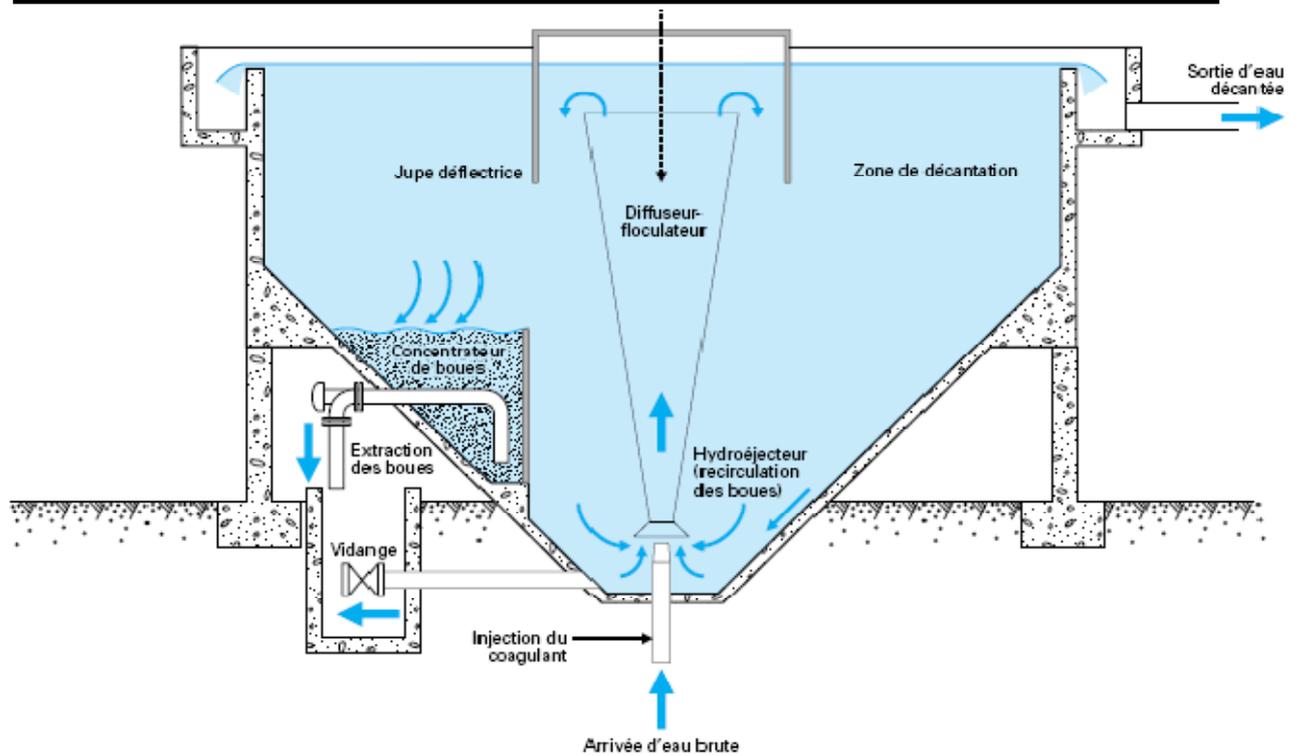


Figure III -20. Décanteur circulator (version béton) [1]

III-6-3. Décanteurs à lits de boues pulsés :

Ce type d'appareil est surtout représenté par le Pulsator (figure III -21), dans lequel l'eau à clarifier traverse verticalement le lit de boues qui joue un rôle de filtre fluidisé très efficace. [1]

Les pulsations, garantissent une bonne floculation et l'homogénéité du lit de boues. À surfaces de décantation égales.

La vitesse autorisée est souvent 2 à 3 fois celle d'un appareil statique (soit 3 à 5 m³/h).

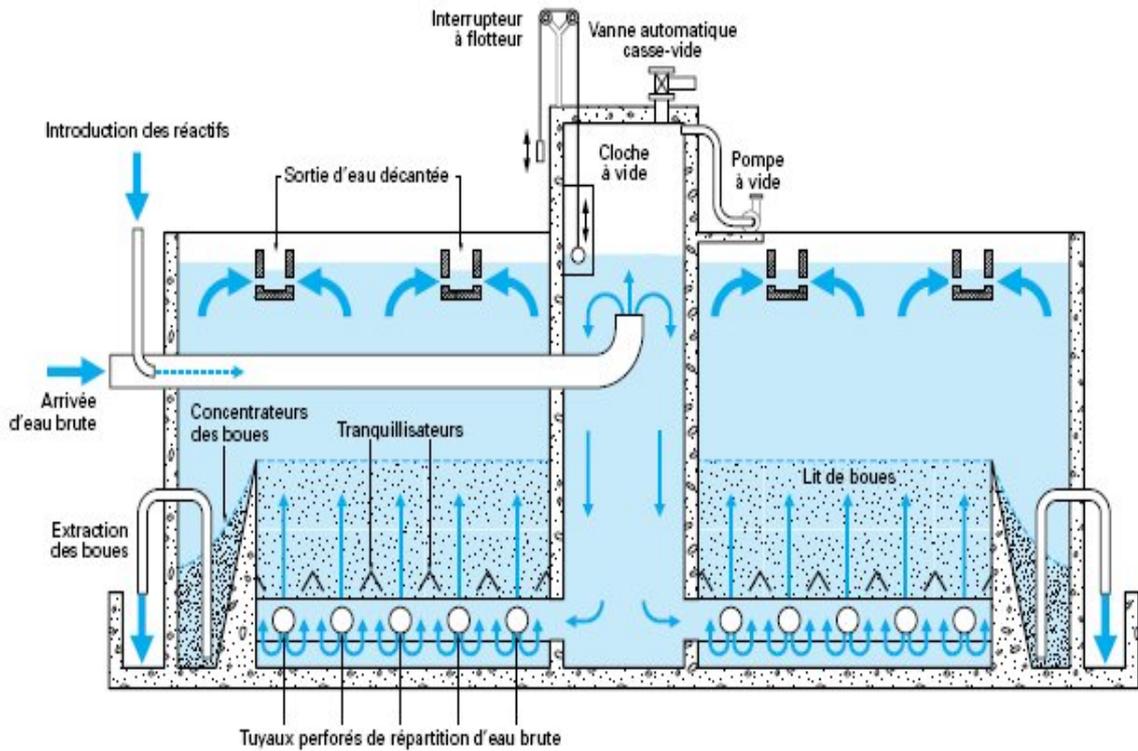


Figure III -21. Décanteur pulsator [1]

III-6-4. Décanteurs lamellaires à lit de boues :

L'adjonction de dispositifs lamellaires au principe de base du Pulsator a donné naissance à une famille de décanteur surpulsateurs.(Figure III-22)

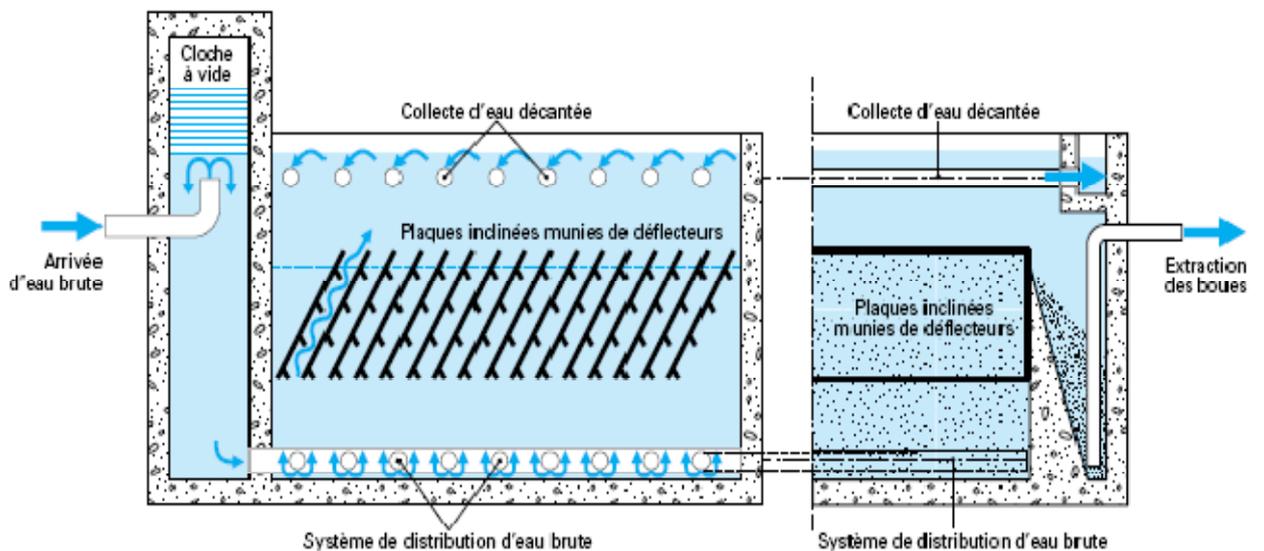


Figure III -22. Décanteur Superpulsator [1]

- ❖ Pulsatube : tubes inclinés, placés au-dessus du lit de boues ;
- ❖ Superpulsator : plaques inclinées munies de déflecteurs, placées au sein du lit de boues.

Dans les deux cas, on peut atteindre une vitesse ascensionnelle double à selle d'un Pulsator classique fonctionnant dans les mêmes conditions, soit 6 à 10 m³ / h.

III-7. Problèmes de décantation :

Les problèmes les plus fréquemment posés lors de la décantation sont:

- ❖ Présence de sable : un dessablage préliminaire évitera l'envasement du décanteur ;
- ❖ Fortes pointes de matières en suspension : suivant le cas, on choisira un appareil statique raclé de préférence à un décanteur accéléré, ou bien on placera un débourbeur (pré-décanteur spécialement conçu à cet effet, précédé ou non d'une injection de coagulant) à amont d'un appareil accéléré à contact de boues ;
- ❖ Variations brutales de température : du fait des courants de convection qu'elles engendrent, provoquent des départs de boues si l'eau n'est pas parfaitement répartie dans l'appareil (dans une usine, il faut donc éviter d'utiliser l'eau brute comme échangeur de chaleur avant une phase de décantation, surtout si cet échange thermique présente des paramètres variables).

III-8. Conclusion

Les particules en suspension de différentes formes nécessitent l'ajout d'intermédiaires pour déstabiliser et flocculer leurs colloïdes, qui se trouvent dans un état très stable en solution.

En effet, l'addition du coagulant déstabilise les charges des colloïdes, alors qu'intervient le flocculant dans le but de donner une formation plus volumineuse des colloïdes.

Les floccs se trouvant ainsi dans un décanteur idéal, se décantent au fond et forment des boues qui seront raclées ou recyclées.

IV-1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif de définir les méthodes et les techniques expérimentales, dont on trouve :

- ❖ Les préparations des solutions utilisées lors de la manipulation,
- ❖ La description de l'appareillage utilisé,
- ❖ L'étude de la décantation lamellaire,

IV-2. Préparation des réactifs.

IV-3. Préparation de la solution synthétique des MES:

La solution synthétique des MES (argile) a été préparée à partir d'une eau de robinet et l'argile dont la concentration est de 120 mg/l.

IV-3-1. Préparation du coagulant :

Le coagulant utilisé dans nos essais, est le sulfate d'aluminium $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$, du fait que son rendement d'élimination des MES, est meilleur que le sulfate ferrique. On prépare une solution mère de 1 g/l régulièrement.

IV-3-2. Matériel et techniques d'analyse.

IV-3-2-1. Le dispositif expérimental du Jar-test :

Pour déterminer la dose optimale du coagulant, on utilise un appareil appelé « jar-test » (Figure IV-1), Qui permet d'estimer l'influence des paramètres opératoires sur le processus de coagulation–floculation.

Cet appareil permet d'agiter simultanément le liquide contenu dans une série de 6 bêche à des concentrations différentes de coagulant.

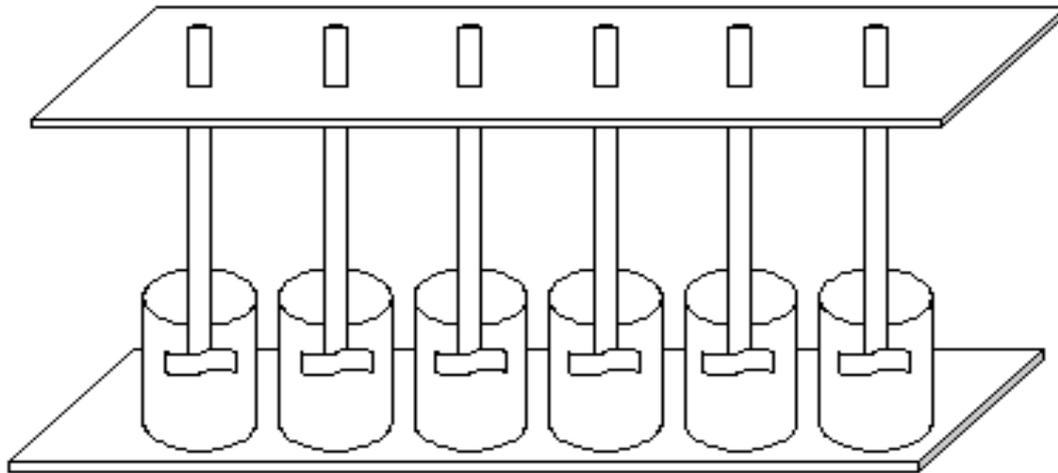


Figure IV-1. L'appareil de coagulation flocculation « Jar-test »

Les conditions à prendre en considération lors de l'expérience sont : [72].

- 2 minutes d'agitation rapide avec une vitesse égale à 200 tr/mn.
- 30 minutes d'agitation lente avec une vitesse égale à 60 tr/mn.
- 30 minutes de décantation.

Après décantation, les échantillons clarifiés prélevés permettent de calculer le taux d'élimination des MES (argile) par la formule suivante :

$$\text{Telle que : } R\% = \left(1 - \frac{C_f}{C_i}\right) * 100 \quad (\text{IV-1})$$

- C_i : concentration initiale des MES
- C_f : concentration finale des MES

IV-3-2-2. La dose optimale du coagulant:

L'influence de la dose du coagulant sur le rendement d'élimination des MES est étudiée par l'essai de « Jar test ». Pour cela nous avons traité une solution synthétique par des doses croissantes de sulfate d'aluminium (Voir annexes V).

IV-3-2-3. La valeur du PH optimale :

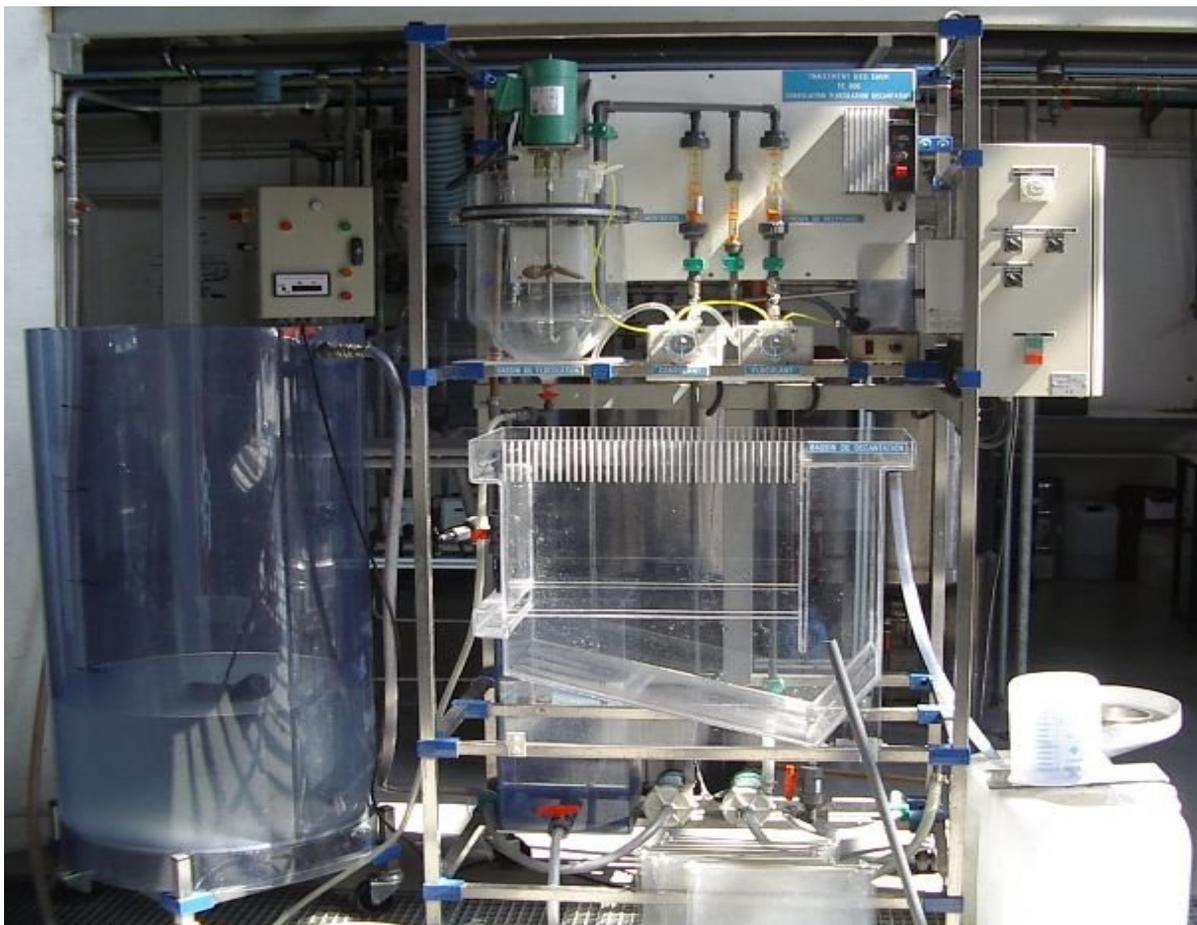
Le pH optimum correspond au meilleur rendement d'élimination des MES, On introduit une dose du coagulant (30 mg/l) fixe dans une série de 5 béchers, pour des valeurs différentes de PH dans l'appareil du « Jar-test ». (Voir annexe V).

IV-3-2-4. Le dispositif expérimental de la station pilote.

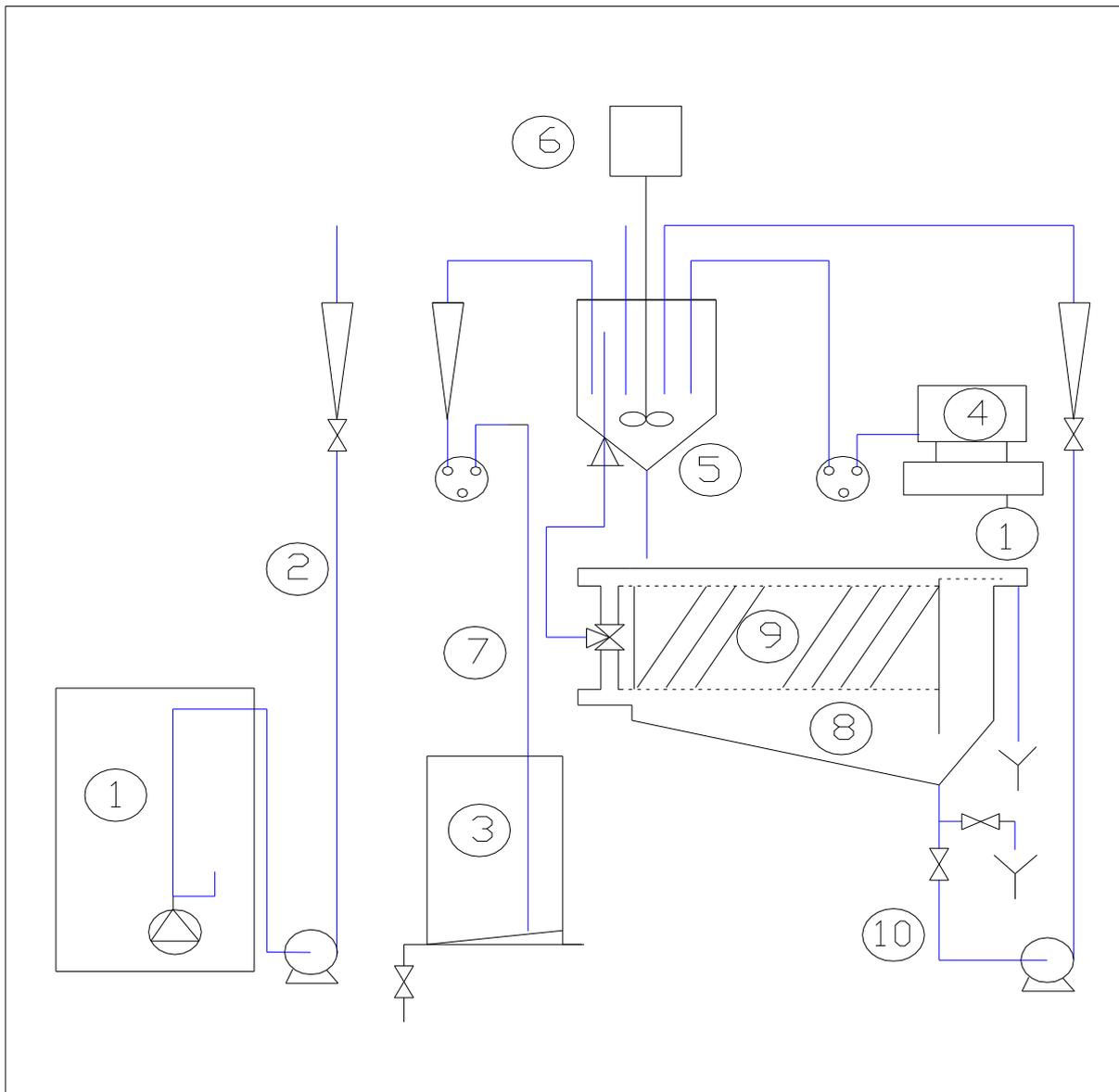
IV-3-2-4-1. Unité expérimentale de la coagulation-floculation et décantation (pilote TE 600) : [13]

Le pilote TE 600 comporte un bac d'alimentation (1) contenant Une eau brut de 120 mg/l des MES (argile) premièrement et deuxièmes 10 mg/l des AH, pour être ensuite acheminée vers un réacteur de coagulation floculation muni d'un agitateur mécanique (5). Une suspension de coagulant se trouvant dans le bac de coagulant (3) alimente en continue le réacteur, à l'intermédiaire d'une pompe péristaltique (7) avec une concentration de 30 mg/l. Une autre suspension de charbon actif en poudre (CAP) pour l'élimination des AH, contenue dans le bac de stockage (4) est introduite dans le réacteur avec une autre pompe péristaltique à une concentration de 12,5 mg/l.

La solution mixte (acide humique, coagulant, et charbon actif) est ensuite acheminée vers un décanteur lamellaire (8) de volume de 100 l (Voir Figure IV-2 et figure IV-3).



FigureIV-2. Pilote de coagulation-floculation et décantation TE 600



1 : Bac d'alimentation de la suspension (300 l) ;

3 : Bac du coagulant (30 l) ;

5 : Réacteur de coagulation-floculation (20 l) ;

7 : Alimentation du décanteur ;

9 : Système lamellaire ;

2 : Alimentation du réacteur ;

4 : Bac du CAP (1 l) ;

6 : Agitateur (20 à 100 tr/min) ;

8 : décanteur ;

10 : recyclage des boues.

Figure IV-3 : Schéma du pilote de coagulation-floculation et décantation TE 600.

IV-3-2-5. Détermination des caractéristiques de dimensionnement du pilote TE 600.**a) Le réacteur de coagulation-floculation**

- ❖ Le réacteur a un volume $V = 20$ l.
- ❖ Le temps de séjour dans le bassin de coagulation-floculation est $t_s = 15 \div 40$ mn.
- ❖ Une Agitation de 60 tr/mn.

Le volume du bassin

$$V = Q_{EB} * t_s \quad (IV-2)$$

D'où
$$Q_{EB} = \frac{V}{t_s} \quad (IV-3)$$

Q_{EB} : Débit de l'eau brute.

t_s : Temps de séjour.

◆ **Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant et le volume du bac de coagulant**

Le débit de la pompe doseuse du coagulant est donné par l'équation suivante :

$$Q_{EB} * c_{coag} = q_p * C_{con} \Rightarrow q_p = \frac{Q_{EB} * C_{coag}}{C_{con}} \quad (IV-4)$$

C_{con} : Concentration de coagulant dans le bac.

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_{coag} : Dose optimale de coagulant.

- h: la hauteur du bac.
- t_s : le temps de séjour dans le bac

Donc le volume du bac :

$$V_{b\ caog} = q_p * t_s \quad (IV-5)$$

$V_{b\ caog}$: volume du bac de stockage du coagulant.

Tableau IV-1 Les paramètres de coagulation-floculation dans le bassin de coagulation floculation

volume (l)	ts (min)	ts (h)	Q brute (l/h)	C opt coag (mg/l)	C bac coag (mg/l)	q ppe coag (l/h)
20	12	0,2	100	30	500	6
20	14,4	0,24	80	30	500	4,8
20	22,8	0,38	50	30	500	3

coag: coagulant ; ppe : pompe

◆ **Détermination du débit de la pompe doseuse du CAP et le volume du bac de CAP :**

Le débit de la pompe doseuse du flocculant est donné par l'équation suivante.

$$Q_{EB} \cdot C_{CAP} = q_p \cdot C_{con} \Rightarrow q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{CAP}}{C_{con}} \quad (IV-6)$$

Q_{EB} : Débit de l'eau brut :

C_{con} : Concentration de CAP dans le bac.

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_{CAP} : Dose optimal de CAP.

– h: la hauteur du bac (h= 10 cm)

– ts : le temps de séjour dans le bac est de 24 h.

Le volume du bac de CAP est:

$$V_{b\ CAP} = q_p \cdot t_s \quad (IV-7)$$

$V_{b\ CAP}$: Volume du bac de stockage.

b) Le décanteur lamellaire.

Le pilote TE 600 travaille d'une manière continue, par conséquent le débit et le temps de séjour dans le décanteur, sont réglés par le réacteur de coagulation-floculation. Les valeurs sont représentées dans le tableau (IV-2).

Tableau IV-2. Les paramètres de dimensionnement de décanteur.

Q entre (l/h)	Volume (l)	ts (h)	ts (min)
100	85	0,85	51
50	85	1,7	102
80	85	1,06	63,6

◆ **Les dimensions du décanteur lamellaire**

Le décanteur lamellaire est assimilé à un décanteur idéal de section carrée, dont les dimensions sont représentées dans le tableau IV-3.

Tableau IV-3. Les dimensions du décanteur

Longueur Décanteur L_D (cm)	Largeur du Décanteur l_D (cm)	Longueur des lamelles (cm)	Nombre de Lamelles (cm)	La hauteur maximale (cm)	Epaisseur Orthogonale (cm)
60	30	30	26	40	0.3

IV-4. Préparation de la solution synthétique d'acide humique (AH):

La solution synthétique des acides humiques (AH) a été préparée à partir des acides humiques dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau IV-4, commercialisée par ALDRICH CHEMICAL COMPANY, sous forme de poudre brune.

Tableau IV-4. Composition élémentaire des acides humiques.

Composition élémentaire	C	O	H	N
Pourcentage (%)	51.37	43.69	4.19	0.75

Les solutions d'acide humique à 10 mg/l utilisées dans les différents essais sont préparées par dilution avec l'eau de robinet.

La solution est maintenue sous agitation magnétique pendant 1 heure, pour permettre la dissolution des acides humiques et l'homogénéisation de la solution.

IV-4-1. Préparation du coagulant :

Le coagulant utilisé dans nos essais, est le chlorure ferrique ($\text{FeCl}_3 (6\text{H}_2\text{O})$) du fait que son rendement d'élimination d'AH, est meilleur que les sulfate d'aluminium. On prépare une solution mère de 1 g/l régulièrement.

IV-4-2. Préparation de la solution du CAP :

Le CAP (charbon actif en poudre) utilisé est de couleur noire, il est préparé régulièrement avec une concentration de 5 g/l, et laissé sous agitation magnétique pendant 1 heure, pour une bonne homogénéisation de la solution.

Après tous on la manipulation de l'essai de jar test pour l'obtention de la dose optimale du coagulant et le PH optimum associé au notre coagulant qui est le chlorure ferrique.

IV-4-3. La dose optimale du coagulant:

L'influence de la dose du coagulant sur le rendement d'élimination des acides humiques est étudiée par l'essai de « Jar test ». Pour cela nous avons traité une solution synthétique par des doses croissantes des chlorure ferrique.

Tableau (IV-5) : Variation de rendement en fonction de la dose du coagulant

La dose (mg/l)	10	15	30	70	100
Con _f (mg/l)	6	4,8	4,7	4,5	3
PHi	8,1				
PHf	7,18	7,12	7,03	6,98	6,6
R%	40	52	53	55	70

IV-4-4. Mesure de la concentration d'acide humique :

Les échantillons sont analysés à l'aide d'un spectrophotomètre « UV-1601 » avec un balayage de longueur d'ondes optimale de 254 nm, afin de mesurer leurs absorbances respectives.

Pour déterminer la concentration d'AH, une courbe d'étalonnage est préalablement établie, par traitement de la solution d'acides humiques de concentration connue préparées par dilution de la solution mère avec l'eau de robinet. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IV-6, et la figure IV-4.

Tableau IV-6. Résultats de la courbe d'étalonnage des solutions d'acides humiques.

Conc (mg/l)	abs
0	1,36
2	1,413
6	1,495
10	1,535
15	1,618
20	1,688

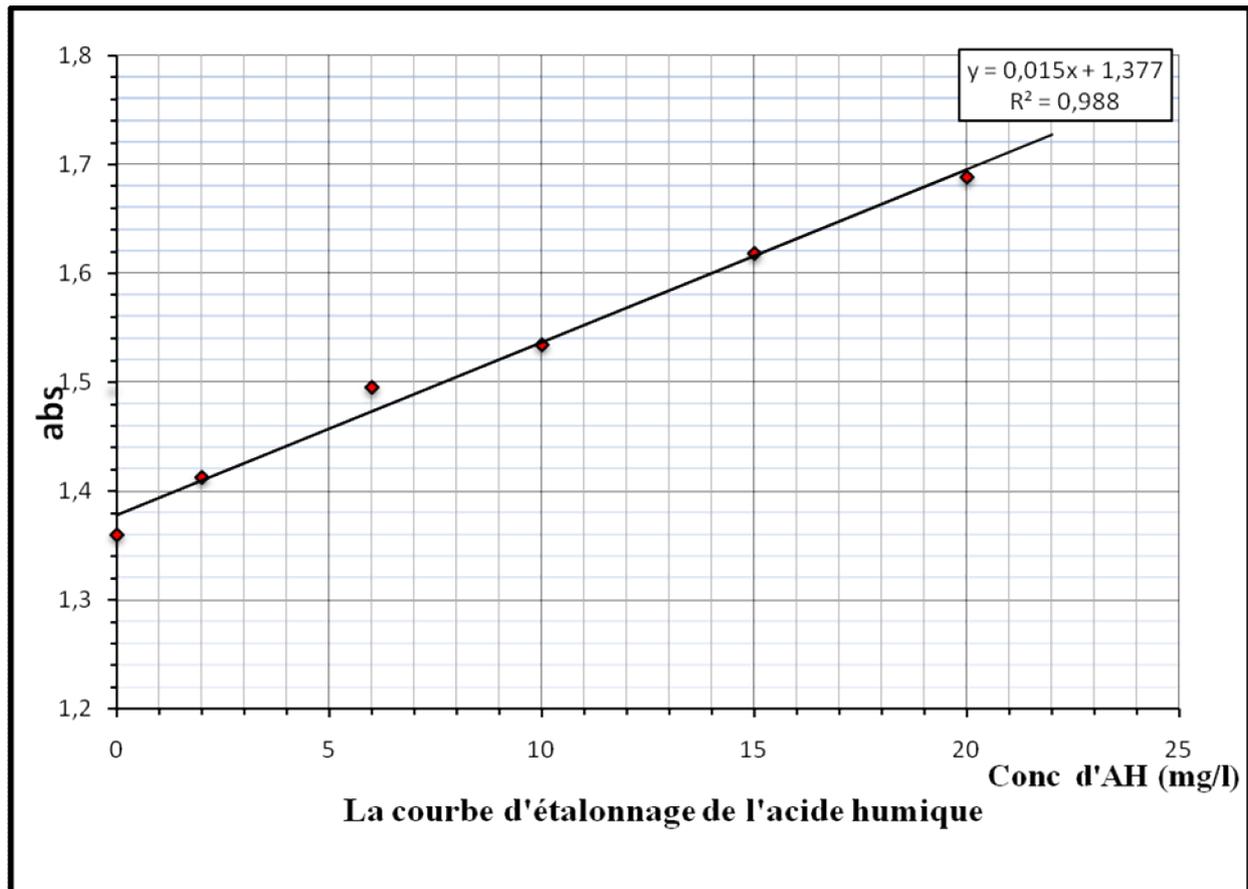


Figure IV-4. Courbe d'étalonnage des acides humiques.

A partir de ces résultats on fait notre manipulation au niveau de laboratoire de traitement, et les résultats des expériences sont affichés dans les tableaux Tableaux V-15, 16, 17.

V-1. Introduction :

Pour étudier l'efficacité du décanteur lamellaire de notre pilote, nous avons choisi l'argile comme matière minérale à éliminer et l'acide humique comme matière organique à éliminer.

Dans cette partie nous avons essayé d'étudier l'influence de certains paramètres :

- ❖ La dose du coagulant ;
- ❖ Le PH ;
- ❖ Le Temps de séjours ;
- ❖ Le Flux (flux a contre courant et à courant) ;
- ❖ Le nombre de lamelles ;
- ❖ Le type et le régime d'écoulement ;
- ❖ La concentration des acides humiques ;
- ❖ La dose de CAP;

V-2. Résultats et interprétations:

V-2-1.Élimination des MES (argile) :

L'argile constituée de particules colloïdales, qui nécessitent une étape de coagulation floculation. Pour une bonne décantation.

V-2-1-1. La dose optimale du coagulant:

Pour avoir une décantation optimale, il faut appliquer une dose optimale du coagulant à la solution

Les résultats sont consignés dans le tableau V-1 (Voir Annexe), et la figure V-1.

D'après les résultats obtenus, nous pouvons constater que le rendement d'élimination des MES atteint une valeur maximale 63,7 % pour une dose du coagulant égale a 30 mg/l, donc cette dose a été retenue pour l'étude expérimentale.

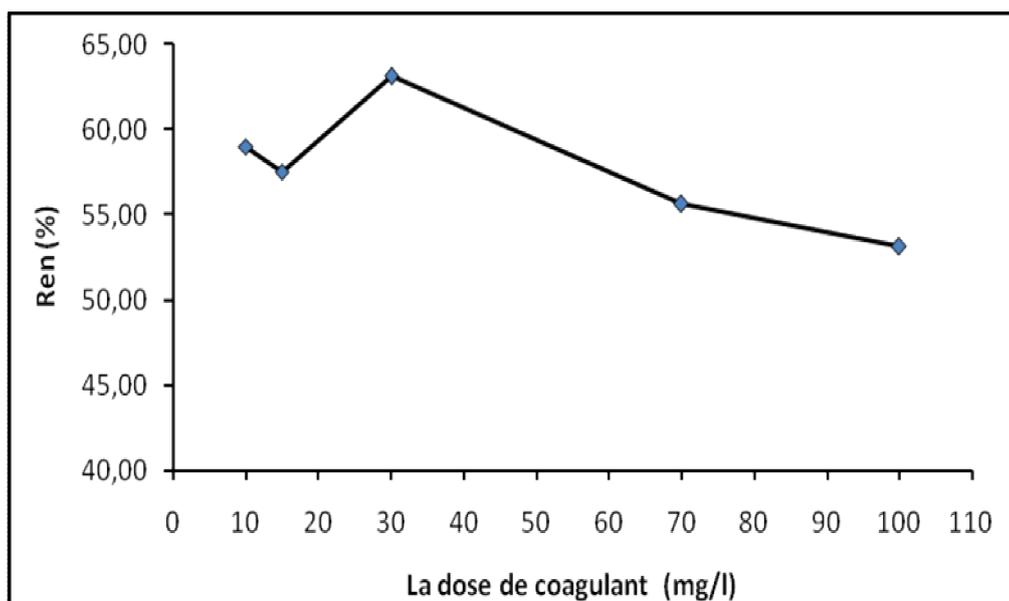


Figure V-1 : Rendement d'élimination des MES en fonction de la dose du coagulant

V-2-1-2. Détermination du PH optimum.

Pour chaque dose du coagulant, il correspond une plage du PH appropriée

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau V-2 (voir Annexe V) et la figure V-2.

D'après les résultats obtenus, on constate que le rendement d'élimination des MES est meilleur à un pH acide ($4,5 < \text{PH} < 6,95$). Toutefois, pour des valeurs pH supérieures à 6,95 on remarque une baisse significative du rendement d'élimination. C'est donc une valeur de $\text{PH}=6$ qui correspond à un rendement avoisinant les 67 %, qui a été retenue pour les essais.

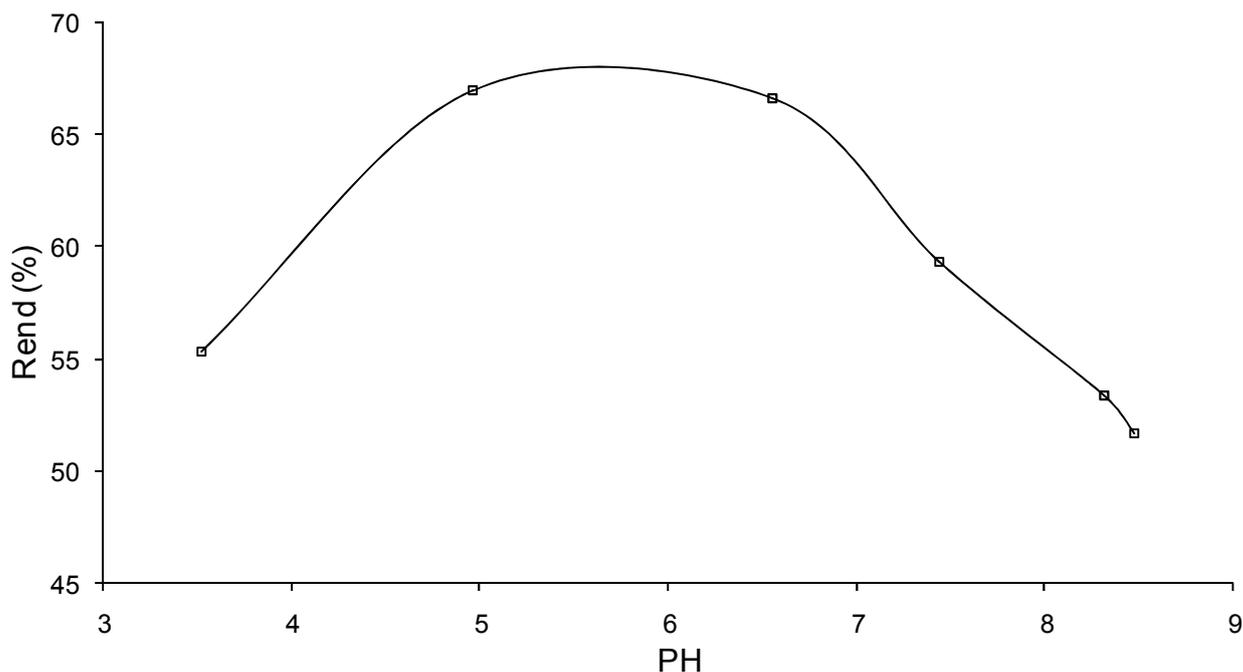


Figure V-2 : Rendement d'élimination des MES en fonction du pH.

V-2-1-3. L'influence des paramètres sur le rendement d'élimination :

L'écoulement dans le décanteur est supposé laminaire au début de l'expérimentation. Avec des débits d'alimentation variables, on fait varier les paramètres en fonction de ces débits, ce qui n'est pas préjudiciable pour la décantation, d'où l'utilité de calculer le régime d'écoulement dans le décanteur.

L'annexe (V) résume les résultats trouvés pour la décantation lamellaire et la décantation sans lamelles.

V-2-1-3-1. L'influence de type du Flux :

Dans cette expérience nous avons appliqués un débit variable à flux ascendant ou descendant, les résultats sont représentés sur la figure (3 et 4)

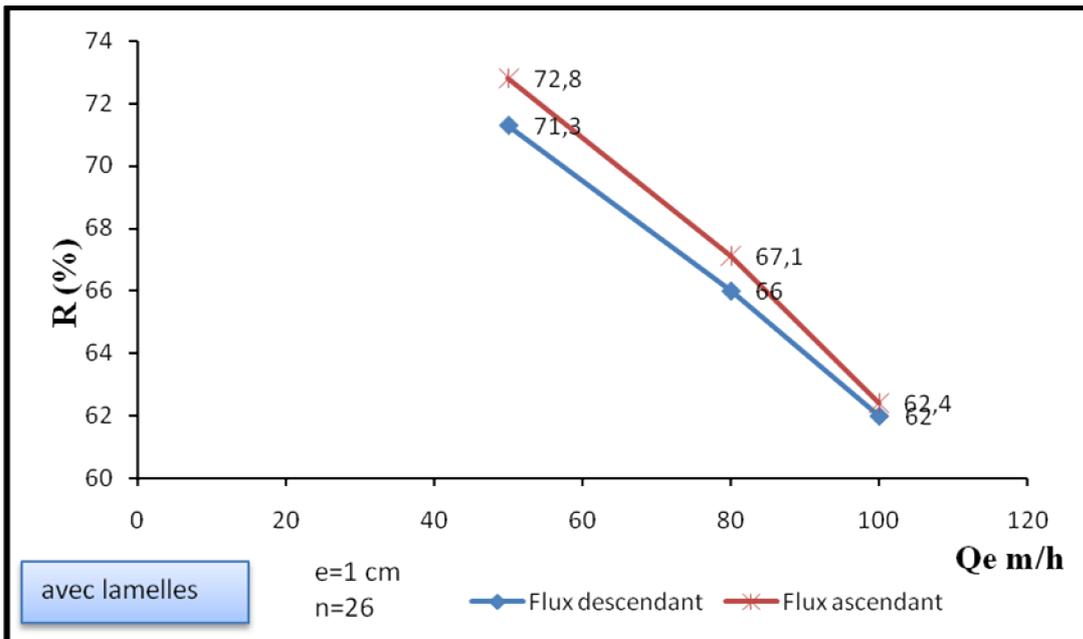


Figure V-3. Rendement d'élimination en fonction du de type de flux

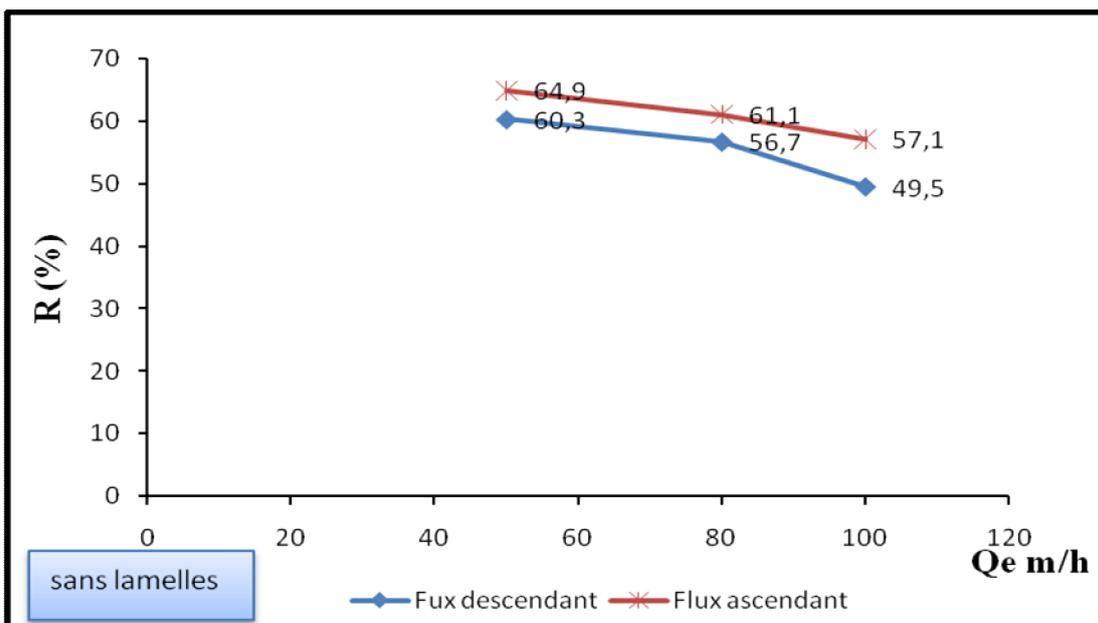


Figure V-4. Rendement d'élimination en fonction du de type de flux

On remarque pour un flux ascendant le rendement d'élimination dans les deux cas de décanteur avec ou sans lamelles est supérieur à ce obtenu avec un flux descendant.

On remarque aussi que l'élimination des MES set importante dans le cas de décanteur lamellaire par rapport au décanteur sans lamelles. En effet, on enregistre un rendement d'élimination de 65 % environ pour un débit de 50 l/h dans le décanteur sans lamelles, alors qu'on obtient ce meme rendement avec un débit de 100 l/h c a d le

double dans le décanteur à lamelles ce qui nous montre l'intérêt de la décantation lamellaire qui permet d'augmenter la capacité de traitement sans augmenter l'espace.

V-2-1-3-2. Influence des lamelles :

Dans cette expérience nous avons fait passer différents débits d'eau brut avec une concentration en MES est de 120 mg/l dans le pilot TE 600, et en variant les nombres de lamelles, nous avons remarqué que le rendement d'élimination des MES augmente avec l'augmentation de nombre de lamelles et diminuer avec l'augmentation des débits, on peut expliquer ces résultats par le fait que lorsque le nombre de lamelles augmente, la surface de décantation augmente et par conséquent le rendement augmente.

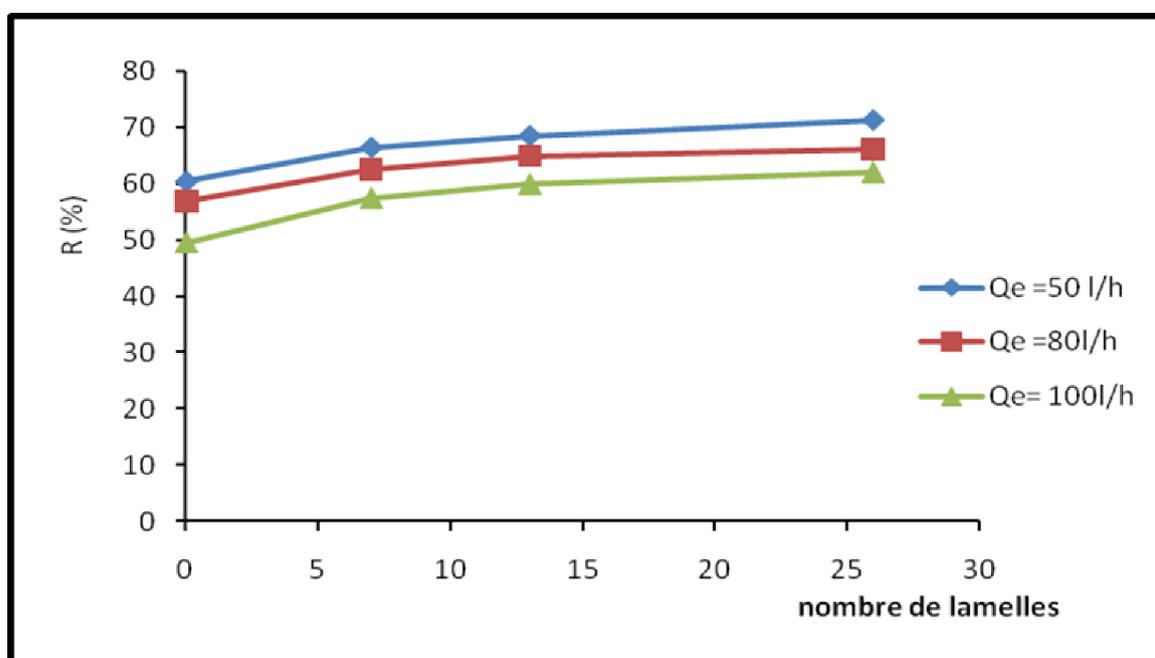


Figure V-5. Rendement d'élimination en fonction de nombre de lamelles pour 50 l/h.

V-2-1-3-4. Influence de la concentration des MES (argile) : Dans cette essai, on fait varier la concentration en MES dans l'eau brut suivre rendement le rendement d'élimination R, les résultats sont représentés par la figure 5 et 6, et on remarque d'après les figures ci-dessous que le rendement d'élimination R augmente avec l'augmentation de la concentration des MES (argile) pour la décantation lamellaire et celle sans lamelle. On remarque le rendement d'élimination augment avec le taux de MES de l'eau brut, et on peut expliquer par le fait que la coagulation est bonne, et le contact augment. Ainsi pour la décantation (la probabilité de collision entre les particules augmente c a d la floculation augmente au cour de leur chute).

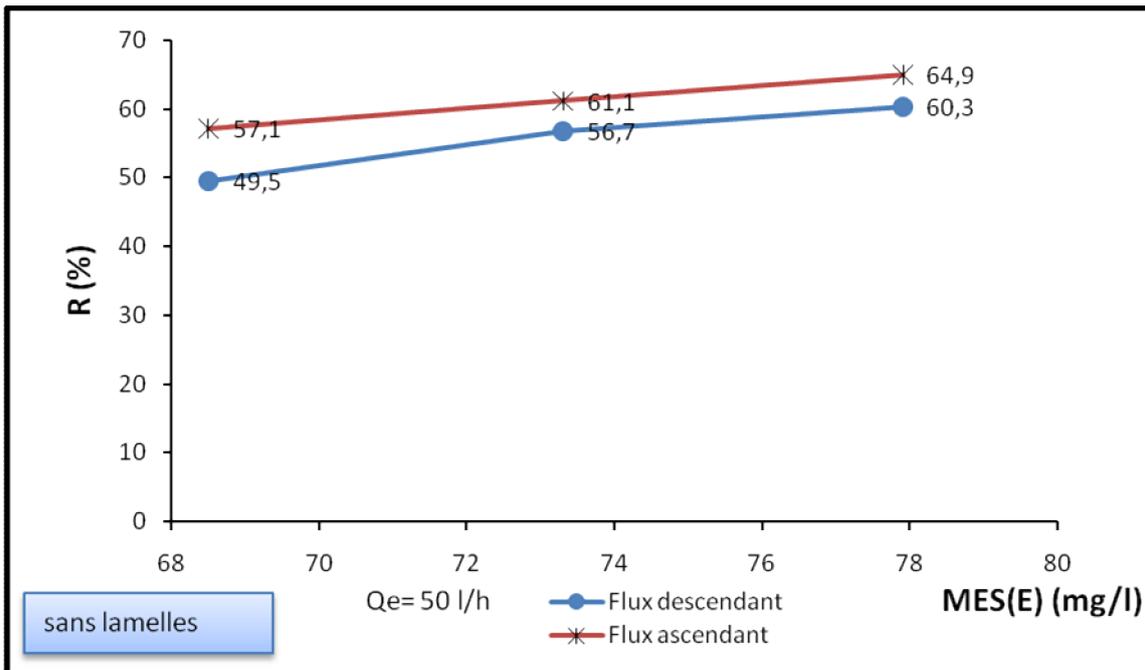


Figure V-6 ; Rendement d'élimination en fonction des MES éliminées (sans lamelles)

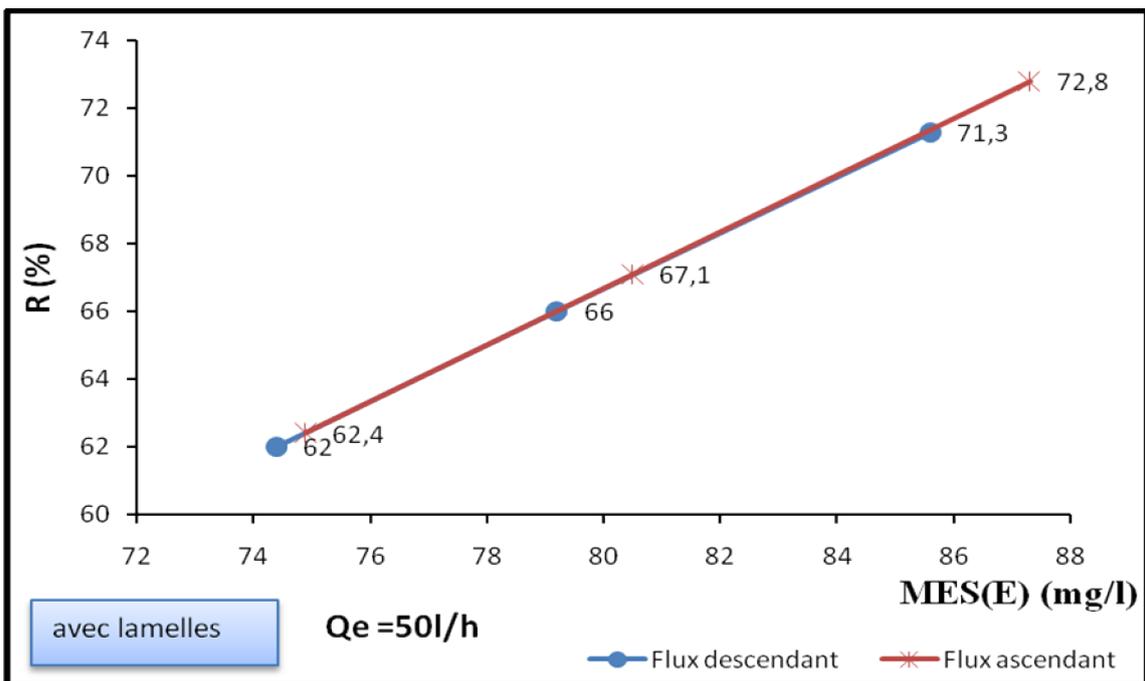


Figure V-7; Rendement d'élimination en fonction des MES éliminées (avec lamelles)

V-2-1-3-5. Influence de régime d'écoulement :

Dans cette essai on fait passer plusieurs débit d'eau brut de concentration 120 mg/l pour obtenir différents valeurs du nombre de Reynolds. Les résultats sont représentés dans la figure 7 et 8.

D'après les deux figures on remarque que le rendement d'élimination augmente avec la diminution du nombre Reynolds, pour $Re = 6,05$ le rendement $R = 64,9\%$ qui sont associe a une décantation sans lamelles. Donc l'élimination est meilleure pour un régime laminaire.

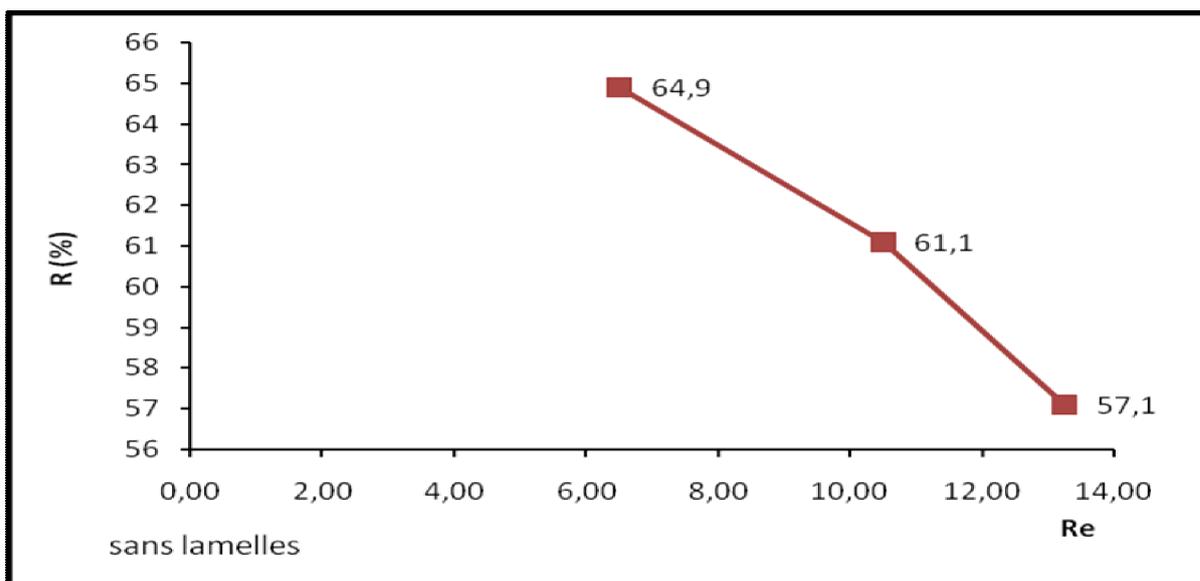


Figure V-8. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Reynolds (sans lamelles)

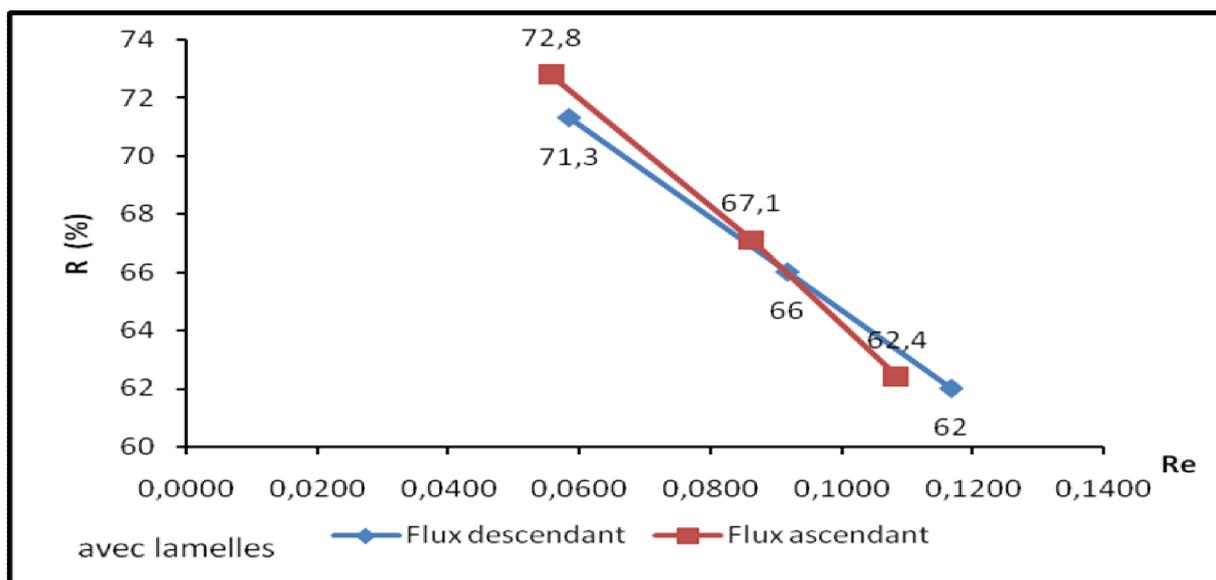


Figure V-9. Rendement d'élimination en fonction de nombre de Reynolds (avec lamelles)

V-2-1-3-6. Influence du type d'écoulement :

Dans cet essai on fait passer plusieurs débits dans le pilot TE 600 pour obtenir différents valeurs de nombre de Froude. Les résultats sont représentés dans les annexes V, et d'après les deux figures ci-après on remarque que le rendement d'élimination augmente avec la diminution du nombre de Froude, pour $Fr = 10^{-6}$ le rendement $R = 72,8\%$ associé à une décantation lamellaire.

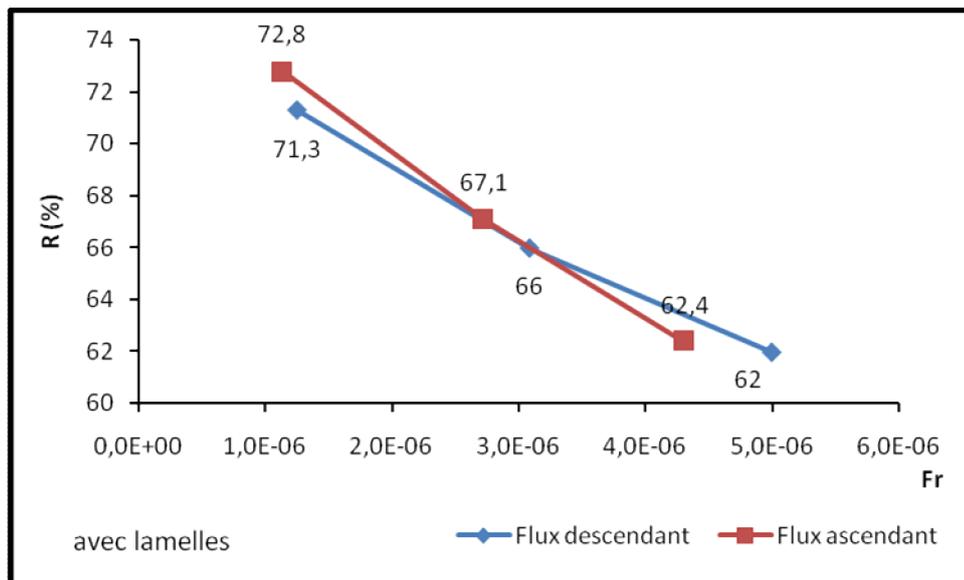


Figure V-10 .Rendement d'élimination en fonction de nombre de Froude (sans lamelles)

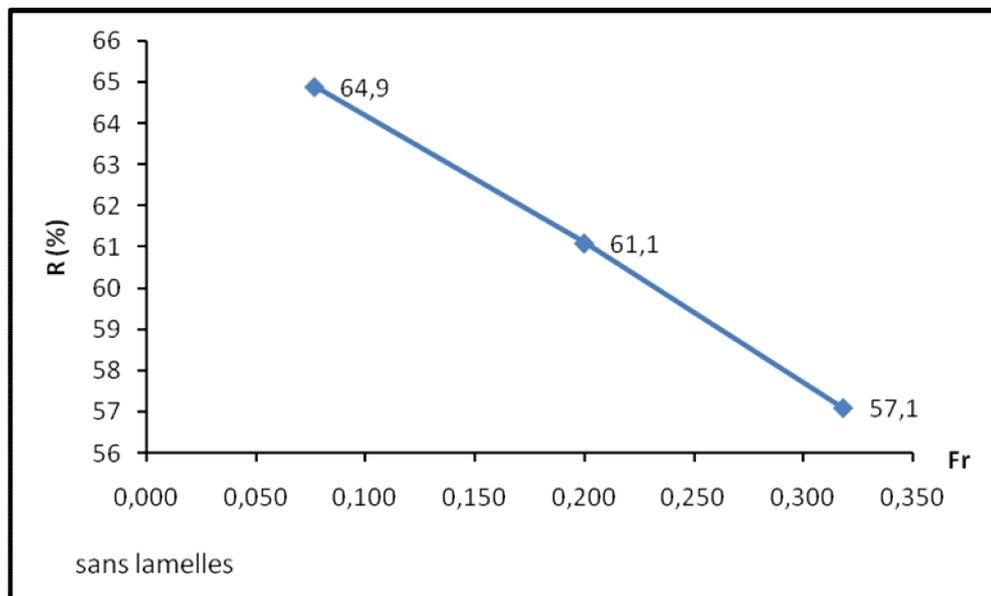


Figure V-11.Rendement d'élimination en fonction de nombre de Froude (avec lamelles)

V-2-2. Élimination des acides humiques :

La coagulation-floculation seule n'est pas suffisante pour éliminer totalement la matière organique. On recourt souvent à l'utilisation de l'adsorption sur charbon actif en poudre (CAP) ou en granules (CAG). Dans ce travail on va étudier l'élimination de l'AH avec coagulation floculation plus l'adsorption sur charbon actif.

V-2-2-1. La dose optimale du coagulant:

Pour avoir une décantation optimale, il faut appliquer une dose optimale du coagulant à la solution

Les résultats sont consignés dans la figure 11. D'après les résultats obtenus, nous pouvons constater que le rendement d'élimination des AH est meilleur pour une dose du coagulant égale a 100 mg/l et ce rendement atteindre la valeur de 70 %, donc cette dose qui a été retenue pour l'étude expérimentale.

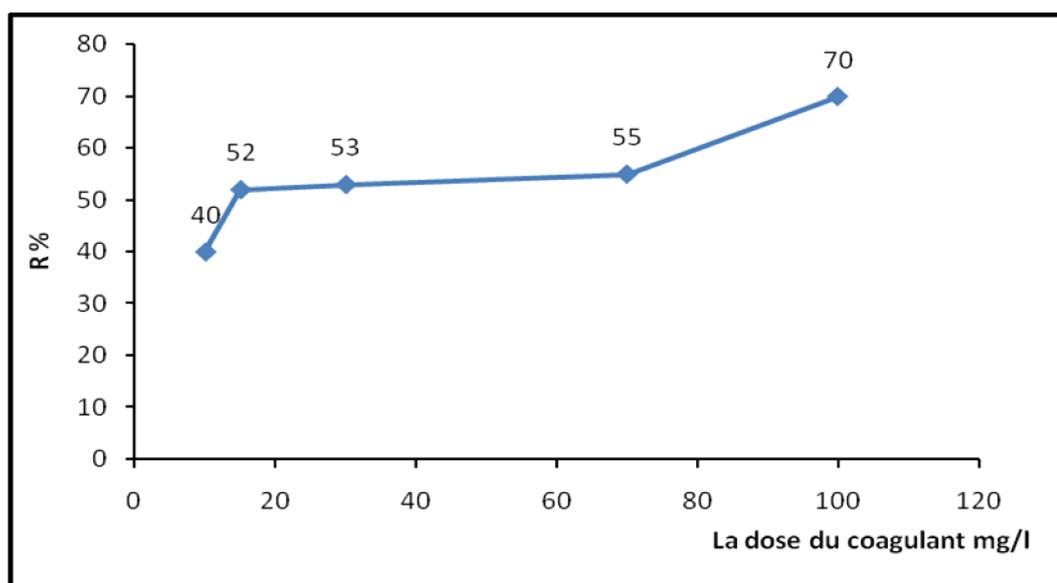


Figure V-12. Rendement d'élimination en fonction de la dose de coagulant

V-2-2-2. Influence de la concentration des acides humiques :

Dans notre essai on fait passer un débit d'eau brut avec une concentration variable des AH, et en applique une concentration de 100 mg/l de coagulant et de 10 mg/l de CAP. Les résultats sont représentés dans la figure 12. D'après la figure on remarque que l'obtention de meilleur rendement d'élimination est associé a des concentrations voisinant de 10 mg/l, et on voit aussi une chute de rendement pour des valeurs faible de concentration, alors on conclut que l'élimination est efficace pour des valeurs voisinant de 10 mg/l de la concentration des acides humiques (AH).

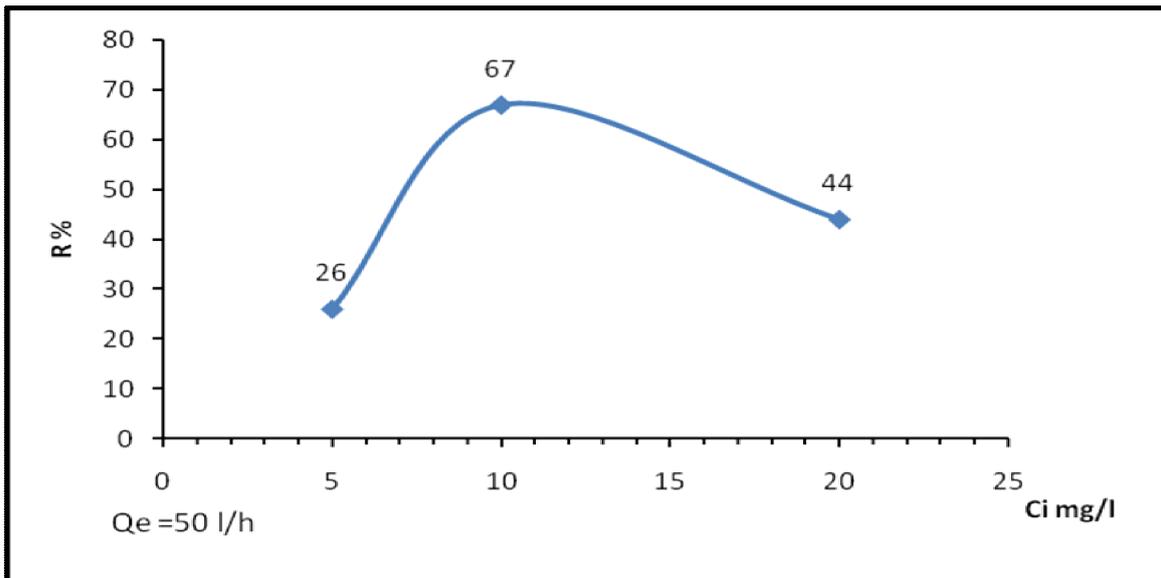


Figure V-13; Rendement d'élimination en fonction de la concentration des (AH)

V-2-2-3. Influence de débit :

Dans cette étape de l'essai on fait passer trois débits différents d'eau brut a une concentration de 10 mg/l des AH, et en applique une dose de CAP = 12,5mg/L et 100 mg/l de coagulant. Les résultats sont représentés dans la figure 13.

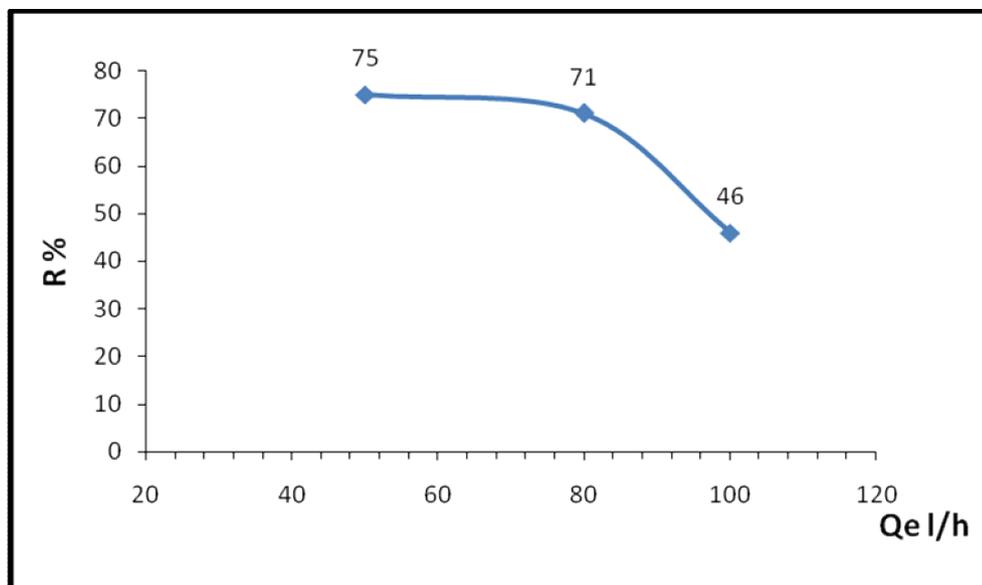


Figure V-14.Le rendement d'élimination en fonction de débit d'eau brut

D'après les résultats de la figure précédant on voit que le meilleur rendement d'élimination $R = 75\%$ est correspond a un débit de 50 l/h, et pour $Q = 100$ l/h, $R = 46\%$, en fin on conclut que le rendement est meilleur pour des valeurs de débit faibles.

V-2-2-4. Influence de CAP :

Dans cette étape de traitement on fait passer un débit d'eau brut fixe de 50 l/h, et on fait varié la concentration de CAP avec l'utilisation de coagulant avec une concentration de 100mg/l. le rendement d'élimination des AH sans ajouter de CAP est de 34% alors qu'il est égale 65,5% en ajoutant une dose de CAP 12,5mg/l. ce la montre que la coagulation seule n'est pas suffisante et nécessite une étape d'adsorption sur charbon actif.

V-3. Conclusion :

L'étude de la coagulation-floculation, et la décantation sur une solution synthétique soit des MES soit d'acide humique de concentration de 120 mg/l et de 10 mg/l respectivement, a permis de mettre en évidence les recommandations suivantes :

- ✓ La dose du coagulant optimale (sulfate d'alumine) est de 30 mg/l.
- ✓ La valeur du PH optimum varie de 6,5÷7.
- ✓ Le régime d'écoulement dans le décanteur lamellaire est laminaire pour les différents débits étudié.
- ✓ Les rendements d'élimination des MES, pour un débit de 50 l/h, avec une décantation lamellaire et sans lamelle sont respectivement de 72,8 et 64,9 %.
- ✓ Pour l'élimination des acides humiques, La dose du coagulant optimale (chlorure ferrique) est de 100 mg/l.
- ✓ La valeur du PH optimum varie de 5÷6.
- ✓ Le régime d'écoulement dans le décanteur est laminaire et un écoulement fluvial pour les différents débits étudié.
- ✓ Pour l'utilisation de CAP le rendement d'élimination des AH est de 65,5% pour une dose du CAP est de 12,5mg/l.
- ✓ Les rendements d'élimination des acides humiques, pour un débit de 50 l/h et avec une décantation lamellaire est de 75 % et pour un débit de 100 l/h avec une décantation lamellaire est de 46 %.

Chapitre V : Résultats et interprétations

V-1. Introduction :	85
V-2. Résultats et interprétations:.....	85
V-2-1.Elimination des MES (argile) :.....	85
V-2-1-1. La dose optimale du coagulant:	85
V-2-1-2.Détermination du PH optimum.	86
V-2-1-3.L'influence des paramaitres sur le rendement d'élimination :.....	87
V-2-1-3-1. L'influence du Flux :.....	87
V-2-1-3-2. Influence des lamelles :	88
V-2-1-3-3. Influence du temps de séjours :.....	90
V-2-1-3-4. Influence de la concentration des MES (argile) :.....	91
V-2-1-3-5. Influence de régime d'écoulement :.....	92
V-2-1-3-6. Influence de type d'écoulement :.....	93
V-2-2. Élimination des acides humiques :.....	94
V-2-2-1. La dose optimale du coagulant:	94
V-2-2-2. Influence de la concentration des acides humiques :.....	94
V-2-2-3. Influence de débit :	96
V-2-2-4. Influence de CAP :.....	97
V-3. Conclusion :	96

Conclusion générale :

Cette étude avait pour objectif de donner un aperçu théorique et pratique, sur le traitement des eaux de surface, applicable sur les stations de traitement des eaux potable classique.

Deux grandes parties ont été instruites pour présenter notre travail :

Une partie bibliographique, nous a permis de donner un aspect théorique annexant les différentes filières de traitement des eaux potable dans le cas de station de traitement classique.

Quant à la partie expérimentale elle s'étale sur la simulation d'une solution synthétique d'une concentration de 120 mg/l des MES (argile) et une concentration d'acides humiques de 10 mg/l préparée à partir de l'eau de robinet, sur le modèle réduit (pilote TE 600) de traitement.

L'étape de la coagulation floculation, nous a permis de déterminer la dose du coagulant (sulfate d'alumine, chlorure ferrique) qui sont successivement de 30 mg/l, et 100 mg/l donnant un rendement d'élimination des MES avoisinant de 72,8 % dans des conditions de PH optimal compris entre 6,5÷7,5, et un rendement d'élimination des acides humiques avoisinant de 75 %, et dans des conditions de PH optimal compris entre 6÷7.

Par ailleurs, dans l'étape de décantation, on a pu augmenter le rendement de 72,8 % pour la décantation lamellaire qui était à 65 % dans le cas de la décantation sans lamelles sur un débit d'entrée de 50 l/h.

D'autre part, les résultats expérimentaux de l'étude sur le pilote TE600, avec l'application du charbon actif en poudre seulement pour les AH, nous a permis d'éliminer près de 75 % d'acide humique, ramenant ainsi une concentration initiale de ce dernier de 10 mg/l à 2,5 mg/l pour un débit d'alimentation de 50 l/h, et aussi nous a permis d'éliminer près de 72,8 % des MES, ramenant ainsi une concentration initiale de ce dernier de 120 mg/l à 32,7 mg/l pour un débit d'alimentation de 50 l/h pour une décantation lamellaire et pour une décantation sans lamelles le rendement est près de 64,9 % à une concentration finale de 42,1 mg/l pour le débit de 50 l/h.

Ainsi que l'influence passive de l'acide humique sur les critères de qualité de l'eau traité que se soit, le pH, la qualité de l'eau.

Toutefois, il a fallu respecter l'aspect hydrodynamique de l'écoulement sur le modèle réduit, que se soit le régime soit le type d'écoulement.

Conclusion générale

En perspective de ce travail, il serait intéressant d'améliorer l'efficacité du procédé de décantation lamellaire pour atteindre un rendement de réduction encore plus poussée des MES et des acides humiques, dans l'étape de décantation lamellaire à savoir l'ajout de l'argile ou d'acide humique.

En termes de cette étude, nous recommandant aux prochaines promotions, l'étude de la simulation à travers le pilote TE 600, pour une eau de barrage, et faire une similitude concrète sur les dimensions et les caractéristiques de fonctionnement de sa station de traitement. Ainsi en comparant entre le prototype et le model on peut conclure sur les conditions optimales de fonctionnement de la station.

Référence bibliographie

[1] : JEAN COUDE BOGLIN, control des eaux douce (dégréement p4210)

[2] : JEAN COUDE BOGLIN, propriété des eaux naturels (dégréement p1110)

[3] : DOSSAR ; qualités des eaux souterrains, édition, 736 pages , BOUBE (1992)

[4] : Sociétés lyonnaise des eaux : mémonto de l'exploitation de l'eau technique et Documentation LAVOISIER , France (1993).

[5] : Anonyme eau usées , 2^e edtion CEBEDOC , 170 pages , édition LAVOISIER , France (1993)

[6] : INTERNET, hystorique of the water, traitement in the monde of the water.

[7] : Les moyens de stockage des eau destinées a la consommation humaines

[8] : normes et qualités des potables (Dégréement C.128)

[9] : RAYMOND DESJARDINS, TRAITEMENT DES EAU POTABLES, (PAGES 203)

[10] Encyclopédie Universalis 2005 (traitement des eaux).Edition 2005

[11] : SIGG(L) et COLL – chimie des milieux aquatique , 392 pages ? Eddtions MASSON, France (1992).

[12] : SOCIET2S LYONNAISE DES EAUX , mémonto de l'EXPLOITAN DE L'EAU , technique et documentation LAVOISIER, France (1986)

[13] : Mémoire de fin d'étude : saadi F : influence de sel minereux sur l'élimination des substences Humiques ? ENSH ALGERIE 2003.

[14] : ENCYCLOPEDIE UNIVERSELIS : TRAITEMENT DES EAUX ,eddition 2005

[15] : SOCIETE BULLETEIN, PILOT TE 600, DE COAGULATION FLOCULATION ET DECANTATION ET JARTEST .

[16] : Anonyme : eau usées 2^e EDITION CEBEDOC, 170 pages , EDITION LAVOISIER ,France (1993).

[17] : RAYMOND DES JARDINES LE TRAITEMENT DES EAUX, 2^e EDITION REVUE ET AMILIOREE, EDITION DE L'ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTERIEL, CANADA.

[18] : INTERNET GOOGLE, LA DECANTATION LAMELLAIRE ET LUER CARACTERISTIQUES

[19] :Livre de la bibliothèque de l'école de ENSH, PROCESSUCE UNITAIRE ,DE LA DECANTATION DE L'EAU POTABLE .W, j , MASSCHELEIM

[20] : DEGUMENT :MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU ,2^e VOLUMES ,1^e EDITION TECHNIQUE ET DOCUMENTATION lavoisier (1989).

[21] :J.P.Bechac,D.Boutin .B.MOURICE ,P.Nuer , traitement des eaux usées ,édition EYROLLE ,PARIS,France (1984).

[22] :Pierre BLAZEY,EL AIDJDID,Jean-lac BERSEILLON.DECANTATION EQUIPEMENTS ET PROCEDES.

Bibliographie

Annexes V

Tableau V - 1 : les résultats du rendement d'élimination des MES en fonction de la dose du coagulant.

La dose de coagulant mg/l	10	15	30	70	100
MES initiale mg/l	120				
MES finale mg/l	65	68	59	71	75
R (%)	59,00	57,5	63,1	55,6	53,1
PH	7,88	7,65	6,95	6,4	5,58

Tableau V - 2 : les résultats du rendement d'élimination des MES en fonction de PH optimal.

béchers	1	2	3	4	5
La dose mg/l	30				
Phi	2,66	4	5,6	6,47	8,32
PHf	3,52	4,96	6,55	7,43	8,32
R (%)	55,33	65,8	66	63,3	54

Tableau V - 3 : Les résultats du rendement d'élimination des MES à partir de pilote (TE 600) sans lamelles.

		sans lamelles a 24°C										
		Q _{EB} l/h	q _p l/h	ts(1) (min)	ts(2) (min)	VO (m/h)	PH _i	PHf	MES(I) (mg/l)	MES(F) (mg/l)	MES(E)(mg/l)	R (%)
Flux descendant	50	3	18	90	0,26	8,1	7,56	120	47,6	72,4	60,3	
	80	4,8	12	60	0,42	8,1	7,67	120	52	68	56,7	
	100	6	9	48	0,53	8,1	7,72	120	60,3	59,7	49,5	
Flux ascendant	50	3	18	90	0,26	8,1	7,58	120	42,1	77,9	64,9	
	80	4,8	12	60	0,42	8,1	7,69	120	46,7	73,3	61,1	
	100	6	9	48	0,53	8,1	7,75	120	51,5	68,5	57,1	

Annexes V

Tableau V - 4 : Les résultats du rendement d'élimination des MES à partir de pilote (TE 600) avec 26 lamelles.

Avec lamelles e= 1 cm et n= 26 a 25°c											
	Q _{EB} l/h	q _p l/h	ts(1) min	ts(2) min	V ₀ (m/h)	PH _i	PH _f	MES(I) (g/l)	MES(F) (mg/l)	MES(E)(mg/l)	R (%)
Flux descendant	50	3	18	90	0,021	8,1	7,61	120	34,4	85,6	71,3
	80	4,8	12	60	0,033	8,1	7,64	120	40,8	79,2	66
	100	6	9	48	0,042	8,1	7,72	120	45,6	74,4	62
Flux ascendant	50	3	18	90	0,020	8,1	7,55	120	32,7	87,3	72,8
	80	4,8	12	60	0,031	8,1	7,65	120	39,5	80,5	67,1
	100	6	9	48	0,039	8,1	7,79	120	45,1	74,9	62,4

Tableau V - 5 : Les résultats du rendement d'élimination des MES à partir de pilote (TE 600) avec 13 lamelles.

pour e= 2 cm et n= 13 a 24°c											
	Q _{EB} l/h	q _p l/h	ts(1) min	ts(2) min	V ₀ (m/h)	PH _i	PH _f	MES(I) (g/l)	MES(F) (mg/l)	MES(E)(mg/l)	R (%)
Flux descendant	50	3	18	90	0,043	8,1	7,59	120	37,8	82,2	68,5
	80	4,8	12	60	0,067	8,1	7,66	120	42,2	77,8	64,8
	100	6	9	48	0,086	8,1	7,83	120	48,1	71,9	59,9
Flux ascendant	50	3	18	90	0,038	8,1	7,63	120	35,4	84,6	70,5
	80	4,8	12	60	0,062	8,1	7,65	120	41,9	78,1	65,1
	100	6	9	48	0,077	8,1	7,91	120	47,8	72,2	60,2

Annexes V

Tableau V - 6 : Les résultats du rendement d'élimination des MES à partir de pilote (TE 600) avec 7 lamelles.

pour e= 4 cm et n= 7 a 21°C											
	Q _{EB} l/h	q _p l/h	ts(1) min	ts(2) min	V0 (m/h)	PH _i	PH _f	MES(I) (g/l)	MES(F) (mg/l)	MES(E)(mg/l)	R (%)
Flux descendant	50	3	18	90	0,085	8,1	7,62	120	40,3	79,7	66,4
	80	4,8	12	60	0,14	8,1	7,72	120	45,2	74,8	62,3
	100	6	9	48	0,17	8,1	7,87	120	51,1	68,9	57,4
Flux ascendant	50	3	18	90	0,068	8,1	7,69	120	37,8	82,2	68,5
	80	4,8	12	60	0,11	8,1	7,73	120	42,6	77,4	64,5
	100	6	9	48	0,14	8,1	7,86	120	49	71	59,2

Les tableaux V 9, 7,8 représentent les valeurs du rendement d'élimination en fonction de la variation de nombres de lamelles.

Tableau V - 9 :

	Q _{EB}	N	R (%)
Flux ascendant	100	26	62,4
		13	60,2
		7	59,2
		0	57,1
Flux descendant	100	26	62
		13	59,9
		7	57,4
		0	49,5

Tableau V - 7 :

	Q _{EB}	N	R (%)
Flux ascendant	50	26	72,8
		13	70,5
		7	68,5
		0	64,9
Flux descendant	50	26	71,3
		13	68,5
		7	66,4
		0	60,3

Tableau V - 8:

	Q _{EB}	N	R (%)
Flux ascendant	80	26	67,1
		13	65,1
		7	64,5
		0	61,1
Flux descendant	80	26	66
		13	64,8
		7	62,3
		0	56,7

Tableau V - 10 : Les résultats du rendement en fonction de type et régime d'écoulement dans le décanteur (avec 26 lamelles).

Avec lamelles e= 1 cm et n= 26					
	V0 (m/h)	X (cm)	Re	Fr	R (%)
Flux descendant	0,021	1	0,0583	1,25E-06	71,3
	0,033		0,0917	3,08E-06	66
	0,042		0,1167	4,99E-06	62
Flux ascendant	0,02		0,0556	1,13E-06	72,8
	0,031		0,0861	2,72E-06	67,1
	0,039		0,1083	4,31E-06	62,4

Tableau V - 11 : Les résultats du rendement en fonction de type et régime d'écoulement dans le décanteur (avec 13 lamelles).

pour e= 2 cm et n= 13					
	V0 (m/h)	X (cm)	Re	Fr	R (%)
Flux descendant	0,043	2	0,2389	2,62E-06	68,5
	0,067		0,3722	6,36E-06	64,8
	0,086		0,4778	1,05E-05	59,9
Flux ascendant	0,038		0,2111	2,04E-06	70,5
	0,062		0,3444	5,44E-06	65,1
	0,077		0,4278	8,39E-06	60,2

Tableau V - 12 : Les résultats du rendement en fonction de type et régime d'écoulement dans le décanteur (avec 7 lamelles).

		pour e= 4 cm et n= 7				
		V0 (m/h)	X (cm)	Re	Fr	R (%)
Flux descendant		0,085	4	0,9444	5,11E-06	66,4
		0,14		1,5556	1,39E-05	62,3
		0,17		1,8889	2,05E-05	57,4
Flux ascendant		0,068		0,7556	3,27E-06	68,5
		0,11		1,2222	8,57E-06	64,5
		0,14		1,5556	1,39E-05	59,2

Tableau V - 13 : Les résultats du rendement en fonction de type et régime d'écoulement dans le décanteur (sans lamelles).

		sans lamelles			
		V0 (m/h)	Re	Fr	R (%)
Flux descendant		0,26	6,50	0,0766	60,3
		0,42	10,50	0,1998	56,7
		0,53	13,25	0,3182	49,5
Flux ascendant		0,26	6,50	0,0766	64,9
		0,42	10,50	0,1998	61,1
		0,53	13,25	0,3182	57,1

Annexes V

Tableau V - 14. Le rendement d'élimination en fonction de la dose de coagulant Pour l'élimination des AH.

La dose (mg/l)	10	15	30	70	100
Con _f (mg/l)	6	4,8	4,7	4,5	3
PHi	8,1				
PHf	7,18	7,12	7,03	6,98	6,6
R%	40	52	53	55	70

Tableau V-15. Les résultats représentent le rendement en fonction de la dose de charbon actif en poudre et la dose coagulant pour l'élimination des AH.

Q _{EB} l/h	q _p l/h	q _{cap} l/h	PHi	PHf	abs	Ci mg/l	abs	Cf mg/l	R%
50	5	0	8,2	7,18	1,528	10	1,483	6,6	34
50	0	0,277	8,2	7,35	1,528	10	1,457	4,8	52
50	5	0,277	8,2	7,05	1,528	10	1,322	3,45	65,5

Tableau V-16. Les résultats représentent le rendement en fonction de la concentration initiale d'AH.

Q _{EB} l/h	q _p l/h	q _{cap} l/h	PHi	PHf	abs	Ci mg/l	abs	Cf mg/l	R%
50	5	0,277	8,2	6,95	1,688	20	1,56	11,2	44
50	5	0,277	8,2	6,9	1,528	10	1,431	3,3	67
50	5	0,277	8,2	7,02	1,46	5	1,44	3,7	26

Tableau V - 17. Les résultats représentent le rendement en fonction de débit d'eau brut pour l'élimination des AH :

Q _{EB} l/h	q _p l/h	q _{cap} l/h	PHi	PHf	abs	Ci mg/l	abs	Cf mg/l	R%
50	5	0,277	8,2	6,87	1,528	10	1,429	3,7	63
80	8	0,277	8,2	6,98	1,528	10	1,221	2,9	71
100	10	0,277	8,2	6,9	1,528	10	1,465	5,4	46

Tableau V-18. Limites de qualité des eaux destinées à la consommation humaine

PARAMETRES	UNITES	France	DIRECTIVE UE	
		décret 89-3		
		modifié	EAU POTABLE	
		valeurs limites	NG	CMA
A-PARAMETRES ORGANOLEPTIQUES				
Couleur	mg/l Pt/Co	15	1	20
Turbidité	mg/l SiO ₂	-	1	10
	JTU	2	0,4	4
Odeur	Taux de dilution	2 à 12°C	0	2 à 12°C
		3 à 25°C		3 à 25°C
Saveur	Taux de dilution	2 à 12°C	0	2 à 12°C
		3 à 25°C		3 à 25°C
B- PARAMETRES PHYSICO CHIMIQUES		France	Directive CEE	
Température	°C	25	12	25
pH	Unité pH	6,5<<9	6,5<<8,5	
conductivité (20°C)	µS/cm		400	
Chlorures	Cl mg/l	200	25	-
Sulfates	SO ₄ mg/l	250	25	250
Silice	SiO ₂ mg/l	-	-	-
Calcium	Ca mg/l	-	100	-
Magnésium	Mg mg/l	50	30	50
Sodium	Na mg/l	150	20	150
Potassium	K mg/l	12	10	12
Aluminium	Al mg/l	0,2	0,05	0,2
Dureté totale	°F	-	-	-
Résidu sec	mg/l	1500	-	1500
(180°C)				
Oxygène dissous	O ₂ % de saturation	-	-	-
Gaz carbonique dissous	CO ₂ mg/l	-	-	-

Suite tableau V-17.

C- SUBSTANCE INDESIRABLES		France	Directive UE	
Nitrates	NO3 mg/l	50	25	50
Nitrites	NO2 mg/l	0,1	-	0,1
Ammonium	MNH4 mg/l	0,5	0,05	0,5
Azote Kjeldahl	N mg/l	1	-	1
Oxydabilité	O2 mg/l	5	2	5
Hydrogène sulfuré (H2S)	S mg/l	-	-	-
Substances extractibles au chloroforme	résidu secmg/l	-	0,1	-
COT	C mg/l	-	-	
Hydrocarbures dissous ou émulsionnés	µg/l	10	-	
Indice phénol	C6H5OH mg/l	0,5	-	
Bore	B µg/l	-	1000	
Agents de surface (bleu de méthylène)	laurylsulfate µg/l	200	-	
composés organochlorés autres que pesticides	µg/l	-	1	
Fer	Fe µg/l	200	50	
Manganèse	Mn µg/l	50	20	
Cuivre	Cu µg/l	1000	100 (station)	-
Zinc	Zn µg/l	5000	100 (station)	-
Phosphore	P2O5 µg/l	5000	400	5000
Fluorure (selon température)	F µg/l	1500	- (8 à 12°C: 1500)	
		700	- (25 à 30°C: 700)	
Cobalt	Co µg/l	-	-	-
MES	ùg/l	-	Absence	-
Chlore libre résiduel	Cl2 mg/l	-	-	-
Baryum	Ba µg/l	-	-	-
Argent	Ag µg/l	10	-	10
D- SUBSTANCE TOXIQUE		France	Directive CEE	
Arsenic	As µg/l	50	-	50
Béryllium	Be µg/l	-	-	-
Cadmium	Cd µg/l	5	-	5
Cyanures	CN µg/l	50	-	50
Chrome total	Cr µg/l	50	-	50
Mercure	Hg µg/l	1	-	1
Nickel	Ni µg/l	50	-	50
Plomb	Pb µg/l	50	-	50
Antimoine	Sb µg/l	10	-	10
Sélénium	Se µg/l	10	-	10
Vanadium	V µg/l	-	-	-

Annexes V

Suite tableau V-17.

E-PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES	France		Directive CEE	
Coliformes totaux	u/100 ml	-	-	0
Coliformes thermotolérants	u/100 ml	0	-	0
Streptocoques fécaux	u/100 ml	0	-	0
Spoires de bactéries sulfito reductrices	u/20 ml	1	-	-
Germes totaux				
-37°C (24 h)	u/ml	-	10	-
-22°C (72 h)	u/ml	-	100	-
Germes pathogènes		absence	absence	-
-salmonelles	u/5 l.	0	-	-
-Staphylocoques	u/100 ml	0	-	-
-Entérovirus	u/10 l.	0	-	-
-Bactériophages fécaux	u/50 ml	0	-	-
F-PESTICIDES ET PRODUITS APPARENTES	France		Directive CEE	
Substances individualisées à l'exception de :	µg/l	0,1	-	0,1
-aldine et dieldrine	µg/l	0,03	-	-
-Heptachlore et epoxyde d'heptachlore	µg/l	0,03	-	-
-totaux	µg/l	0,5	-	0,5
G-PARAMETRES DES EAUX ADOUCIES		France	Directive CEE	
Dureté totale	°F	>15		>15