

Higher National School of Hydraulic

The Library

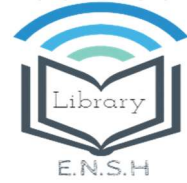
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de la station de traitement monobloc des eaux
du barrage de Bouzegza commune de Lardjem (w. Tissemsilt).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0038-12

APA Citation (APA توثيق):

Mazari, Nour El Imane (2012). Dimensionnement de la station de traitement
monobloc des eaux du barrage de Bouzegza commune de Lardjem (w. Tissemsilt)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE
TRAITEMENT MONOBLOC DES EAUX DU
BARRAGE DE BOUZEGZA COMMUNE DE LARDJEM
(W.TISSEMSILT)**

Présenté par :

M^{elle} MAZARI NOUR EL IMAN

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r O. KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^r A.HACHEMI	M A.A	Promoteur

Septembre 2012

∞ Dédicace ∞

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

- ❖ *A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour me voir enfin atteindre cet objectif.*
- ❖ *Mon frère Mohamed et mes sœurs (DJahida et son époux Amine , Abir, Ranim) ;*
- ❖ *Mes cousins et cousines.*
- ❖ *A toute ma grande famille.*
- ❖ *Tous mes amis (Khadija, Amel, Amoula, Mounira, Samia, Somia, Rawa, Rokia, F.Z Chahrazad, Sara , Houda, Asma, Salah, Omar, Jaafar, Seif, Fouad, Lounis, Ghano)*
- ❖ *A tous les élèves ingénieurs de ma promotion.*

Nour EL Iman

Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r A.HACHEMI de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- ❖ *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
- ❖ *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص

بالمقارنة مع المياه الجوفية، فإن مياه السطح تمثل عادة عدة تغيرات فيما يخص النوعية، و هي أيضا أكثر عرضة للتلوث.

إن تزويد السكان بهذه المياه، يتطلب منا الحرص على أن تكون هذه الأخيرة ذات جودة عالية.

الهدف من هذه المذكرة هو حساب قياسات محطة أحادية الكتلة لمعالجة المياه الآتية من سد بوزقزة، مع الأخذ بعين الإعتبار مقاييس المياه الصالحة للشرب.

كما نذكر أيضا طرق التسيير وعمليات المراقبة والصيانة التي تجرى على منشآت معالجة المياه الصالحة للشرب.

Résumé

Par rapport à l'eau souterraine, l'eau de surface présente habituellement une plus grande variabilité en ce qui concerne la qualité. Elle est également plus vulnérable à la contamination.

L'alimentation en eau potable des populations exige l'assurance d'un niveau de qualité élevé de ces eaux.

Le but de notre mémoire de fin d'études est le dimensionnement d'une station de traitement monobloc des eaux provenant du barrage de Bouzegza, en tenant compte des normes de potabilité.

Nous citons aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur les ouvrages des stations de traitement des eaux potables.

Abstract

In comparison to the ground water, the surface water usually has a high variability in terms of quality, and it is more vulnerable to contamination. The drinkable water supply of the populations requires the insurance of a high quality to this water.

The purpose of our dissertation is to calculate the dimension of a plant treatment mini-bloc of water resulting from the dam of Bouzegza by respecting the drinkability standards.

We also include the management concepts, exploitation, the check operations and maintenance to be performed on structures of treatment stations.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation de la zone d'étude	2
I.2.1 Situation géographique.....	2
I.2.2 Situation topographique	4
I.2.3 Situation hydrologique	4
I.2.4 Situation climatologique	4
I.2.4.1 Le climat.....	4
I.2.4.2 La Température	4
I.2.4.3 La pluviométrie	5
I.2.4.4 Évapotranspiration et vent	5
I.2.5 Sismicité	5
I.3 Situation hydraulique	6
I.3.1 Forages et puits	6
I.3.2 Volume exploité	6
I.3.3 Volume exploitable	7
I.3.4 Bassin versant de L'Oued Bouzegza	7
I.3.5 Barrage de Bouzegza	8
I.4 Evaluation de la Population	8
I.5 Conclusion	8

Chapitre II : Généralités sur les critères de potabilité de l'eau

II.1 Introduction	9
II.2 Problème de quantité	9
II.2.1 Les eaux de surface	10
II.2.2 Les eaux météoriques (eaux de pluies)	10
II.3 Problème de qualité de l'eau	11
II.3.1 Caractères d'une eau potable.....	11
II.3.2 Qualité de l'eau de boisson	11
II.3.2.1 Aspects organoleptiques	12
II.3.2.2 Les paramètres physico-chimiques	12
II.3.2.3 Les substances indésirables	13
II.3.2.4 Les substances toxiques	14
II.3.2.5 Les paramètres bactériologiques	15
II.4 Conclusion	15

Chapitre III : Aspects théoriques du traitement des eaux potables

III.1 Introduction	16
III.2 Classification des filières de traitement utilisées dans le monde	16
III.3 Prétraitements	17
III.3.1 Physiques	17
III.3.2 Chimiques	17
III.3.2.1 Le chlore (Cl ₂)	17
III.3.2.2 Le dioxyde de chlore (ClO ₂)	18
III.3.2.3 Ozone (O ₃)	18

III.3.2.4 Permanganate de potassium	19
III.3.2.5 Traitements correctifs (Correction et ajustement du pH de floculation)	19
III.3.2.6 Traitement de pollution accidentelle	19
III.4 Coagulation –Floculation	19
III.4.1 Principe	19
III.4.2 Mise en œuvre de la Coagulation –Floculation	21
III.4.3 Les coagulants utilisés	21
III.4.4 Les adjuvants de floculation utilisés	22
III.4.5 Le jar test	22
III.4.6 Caractérisation du mélange: Le gradient de vitesse	22
III.4.6.1 Recommandation pour le mélange lors de la coagulation	22
III.4.6.2 Recommandation pour le mélange lors de la floculation	22
III.5 Décantation	23
III.5.1 Principe	23
III.5.2 Les différents types de décantation	24
III.5.2.1 Décantation statique	25
III.5.2.2 Décantation lamellaire	25
III.5.2.3 Décantation à contact des boues	25
III.6 Filtration	26
III.6.1 Principe	26
III.6.2 Paramètres définissant la filtration	26
III.6.3 Mise en œuvre de la filtration	28
III.6.4 Colmatage des filtres	28
III.6.5 Modalités de lavage : Air + eau	29
III.7 Désinfection	29
III.7.1 Efficacité des oxydants chimiques : le chlore, le dioxyde de chlore et l’ozone	29
III.7.1.1 Le chlore (Cl ₂)	29
III.7.1.2 Le dioxyde de chlore (ClO ₂)	30
III.7.1.3 L’Ozone (O ₃)	31
III.7.2 Désinfection par rayonnement Ultra Violet	31
III.7.2.1 Principe	31
III.7.2.1 Mise en œuvre	32
III.8 Traitement des boues	32
III.8.1 Introduction	32
III.8.2 Destination des boues	32
III.8.2.1 Rejet dans le réseau d’eaux usées	32
III.8.2.2 Décharges	32
III.8.2.3 Utilisation agronomique	33
III.9 Conclusion	33

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau

IV.1 Introduction	34
IV.2 Evolution de la population	34
IV.3 Evaluation des besoins en eau potable à l’état actuel (2012)	35
IV.3.1 Consommation moyenne journalière	35
IV.3.2 Variation de la consommation journalière	37
IV.4 Estimation des besoins en eau potable à l’horizon 2030	38
IV.4.1 Consommation moyenne journalière	38
IV.4.2 Variation de la consommation journalière	40

IV.5 Calcul de déficit de consommation et de taux de satisfaction	40
IV.6 Conclusion	41

Chapitre V : Dimensionnement

V.1 Introduction	42
V.2 Caractéristiques de l'eau brute et objectifs de traitement	42
V.2.1 Analyse des données	43
V.2.2 Objectifs de traitement	43
V.2.3 Solutions de base	43
V.2.4 Choix du type de la filière de traitement	43
V.3 Prélèvement de l'eau brute	43
V.3.1 La Prise d'eau brute	43
V.3.1.1 Choix du type de la prise d'eau	43
V.3.1.2 Localisation de la prise d'eau	45
V.3.2 Conduite d'adduction	45
V.3.3 Regard de rive	46
V.3.4 Système de mesure de débit	46
V.4 Dimensionnement des ouvrages de la chaîne de traitement	46
V.4.1 Coagulation	46
V.4.1.1 Le jar-test	46
V.4.1.2 Choix de la variante adéquate pour la mise en œuvre de la coagulation	48
V.4.1.3 Détermination du débit de la pompe doseuse	55
V.4.1.4 Détermination du volume du bac de coagulant	55
V.4.1.5 Correction et ajustement du pH de floculation	56
V.4.2 Floculation	56
V.4.2.1 Détermination du nombre d'agitateurs X	57
V.4.2.2 Calcul du volume du bassin	57
V.4.2.3 Calcul de la surface	57
V.4.2.4 Calcul du diamètre du système d'agitation	57
V.4.2.5 Vérification de la vitesse périphérique (V)	59
V.4.2.5 Utilisation d'adjuvant	59
V.4.3 Chloration avant la décantation	59
V.4.3.1 Calcul du débit de la Pompe doseuse	59
V.4.3.2 Le volume de l'Hypochlorite de Sodium utilisé	59
V.4.4 La Décantation	61
V.4.4.1 La surface totale projetée	61
V.4.4.2 Détermination de la surface de décanteur	63
V.4.4.3 Calcul de la hauteur du décanteur	63
V.4.4.4 Calcul de temps de séjour	65
V.4.4.5 Canalisation perforées	65
V.4.4.6 Circuit des boues	65
V.4.5 Filtration	65
V.4.5.1 Filtre sous pression	66

V.4.5.2 Filtration sur sable	67
V.4.5.3 Filtration sur charbon actif en grains CAG	69
V.4.5.4 Dimensionnement	70
V.4.6 Désinfection	73
V.4.6.1 Calcul du débit de la pompe doseuse	73
V.4.6.2 Le volume de l'eau de javel utilisé dans la désinfection	73
V.4.6.3 Le calcul du bac de stockage de l'Hypochlorite de Sodium	74
V.5 Conclusion	75

Chapitre VI : Calcul hydraulique

VI.1 Introduction	76
VI.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite d'amenée de l'eau brute	76
VI.2.1 Choix du type de matériaux	76
VI.2.2 Calcul de diamètre de la conduite d'amenée	76
VI.3 Calcul de la perte de charge au niveau du bassin de coagulation-floculation	78
VI.3.1 Coagulateur-floculateur	79
VI.3.1 Floculateur-bassin d'accumulation des eaux floculées	79
VI.4 Calcul de la perte de charge au niveau des ouvrages de connexion et décanteur	79
VI.4.1 La conduite reliant le coagulateur- floculateur avec le décanteur	79
VI.4.2 Décanteur	80
1- Tuyaux de réparation d'eau brute	80
2- Tuyaux de reprise d'eau décantée	80
VI.5 Calcul de la perte de charge au niveau des filtres	80
VI.5.1 Filtres à sable	80
VI.5.2 Filtres à CAG	82
VI.6 Réservoir d'eau traitée	82
VI.6.1 Volume du réservoir	82
VI.6.2 Diamètre du réservoir	82
VI.7 Calcul de la pression d'arrivé à la station de traitement	82
VI.8 Conclusion	84

Chapitre VII : Instrumentation et Contrôles

VII.1 Introduction	85
VII.2 Instrumentation	85
VII.2.1 Turbidité	85
VII.2.1.1 Principe	85
VII.2.1.2 Utilisation de la mesure de turbidité en continu	85
VII.2.1.3 Impératifs de montage d'un turbidimètre	86
VII.2.1.4 Alimentation hydraulique de la cellule de mesure	86
VII.2.2 PH	87
VII.2.2.1 Principe	87
VII.2.2.2 Utilisation et montage	87
VII.2.3 Chlore résiduel	88
VII.2.3.1 Principe	88
VII.2.3.2 Utilisation de la mesure de chlore résiduel	88
VII.2.3.3 Impératifs de montage	88

VII.2.5 Laboratoires et instruments	89
VII.3 Contrôles	89
VII.3.1 Coagulation-floculation	89
VII.3.2 Décantation	90
VII.3.3 Filtration	90
VII.4 Conclusion	91

Chapitre VIII : Protection et Sécurité de travail

VIII.1 Introduction	92
VIII.2 La prévention dans la conception d'une installation de production d'eau potable	92
VIII.3 Localisation de l'installation de traitement	94
VIII.4 Aménagement de l'installation de traitement	94
VIII.5 Ventilation	95
VIII.6 La prévention associée à l'utilisation spécifique d'un produit chimique	95
VIII.6.1 Flocculant (sulfate d'aluminium)	95
VIII.6.2 Les polymères	96
VIII.6.3 La chaux éteinte	96
VIII.6.4 L'hypochlorite de sodium	96
VIII.6.5 Localisation des doseuses	97
VIII.7 Conclusion	97
Conclusion générale	98
Références bibliographiques	99

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Températures moyennes annuelles période (1984-2008)	5
Tableau I.2 : La variabilité des précipitations mensuelles période (1998-2008)	5
Tableau I.3 : Infrastructure hydraulique dans la commune de Lardjem.....	6
Tableau I.4 : Caractéristiques hydrauliques du Barrage de Bouzegza	6
Tableau I.5 : Evaluation de la population de Lardjem	8
Tableau I.6 : Taux d'accroissement	8
Tableau II.1 : Normes des paramètres organoleptiques d'une eau potable	12
Tableau II.2: Normes physico-chimiques d'une eau potable	13
Tableau II.3 : Normes des substances indésirables une eau potable	14
Tableau II.4 : Normes des substances toxiques d'une eau potable	14
Tableau II.5: Normes des paramètres bactériologiques d'une eau potable	15
Tableau III.1 : Types de filières utilisées dans le monde	16
Tableau III.2 : Rôles et conditions d'utilisation du chlore en préoxydation	18
Tableau III.3 : Rôles et conditions d'utilisation du dioxyde de chlore en préoxydation	18
Tableau III.4 : Matériaux filtrants les plus couramment utilisés	27
Tableau III.5: Rôles et conditions d'utilisation du chlore	28
Tableau III.6: Rôles et conditions d'utilisation du dioxyde de chlore	31
Tableau III.7: Rôles et conditions d'utilisation de l'ozone en désinfection	31
Tableau III.8: Rôles et conditions d'utilisation des U. V	32
Tableau IV.1: Evolution de la population à différents horizons	34
Tableau IV.2 : Estimation des Besoins domestiques	35
Tableau IV.3 : Estimations des Besoins scolaires	36
Tableau IV.4 : Estimation des Besoins administratifs	36
Tableau IV.5 : Estimations des Besoins sanitaires	36
Tableau IV.6 : Estimations des Besoins socioculturels	37
Tableau IV.7 : Estimations des Besoins commerciaux	37
Tableau IV.8 : Récapitulation des consommations totales	37
Tableau IV.9 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières à l'état actuel.....	38
Tableau IV.10 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030)	39
Tableau IV.11: Récapitulation des consommations totales	40
Tableau IV.12 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières à l'horizon.....	40
Tableau IV.13 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier.....	41
Tableau IV.14 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier.....	41
Tableau V.1 : Qualité des eaux brutes du Barrage de Bouzegza	42
Tableau V.2 : Résultats du jar test	47
Tableau V.3 : Caractéristiques de mélangeurs mécaniques fournies par le fabricant	49
Tableau V.4 : Caractéristiques de l'impulseur données par le fabricant	58
Tableau V.5 : méthode de calcul du diamètre du système d'agitation	58
Tableau V.6 : La taille effective en fonction tu type de filtration	67

Tableau VI.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	77
Tableau VI.2: Caractéristique hydraulique des ouvrages de traitement	83
Tableau VII.1 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la floculation	89
Tableau VII.2 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la décantation.....	90
Tableau VII.3 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la filtration	91
Tableau VIII.1 : Risques encourus par le personnel dans les différents postes de travail....	93
Tableau VIII.2 : Prévention à la source à implanter dès l'étape de conception	94

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de la région de Tissemsilt.....	2
Figure I.2 : Situation de la commune de Lardjem	3
Figure I.3 : Plan du site de la zone d'étude	4
Figure I.4: Carte des ressources en eau mobilisée pour la w.de Tissemsilt	7
Figure II.1 : Couverture en eau de boisson améliorée en 2004	9
Figure II.2 : Répartition du pourcentage de l'eau disponible sur la terre	10
Figure III.1: Double couche d'une particule colloïdale	20
Figure III.2: Flocculateurs à chicanes	20
Figure III.3: Flocculateur type C.E.O	21
Figure III.4: Flocculateur type C.G.E	21
Figure III.5 : Décanteur statique	24
Figure III.6: Système de décantation lamellaire.....	25
Figure III.7 : Schéma d'un filtre à sable	26
Figure III.8 : La variation de la quantité de chlore résiduel en fonction du chlore ajouté pour un cas hypothétique général	30
Figure IV.1 : Estimation de la population pour différents horizons	34
Figure V.1 : Constitution d'une prise d'eau	44
Figure V.2 : Prise d'eau flottante	44
Figure V.3 : Appareil de jar test	47
Figure V.4 : Variation de la turbidité en fonction du PH	47
Figure V.5 : Mélangeur mécanique	50
Figure V.6 : Dimensions donnés dans le tableau V.3 du mélangeur mécanique	50
Figure V.7 : Le mélangeur statique de Kenics	51
Figure V.8 : Système d'agitation radial	54
Figure V.9 : Système d'agitation axial	56
Figure V.10 : Bassin de coagulation-floculation	60
Figure V.11 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant	61
Figure V.12 : Schéma des lamelles	62
Figure V.13: Les dimensions d'un décanteur lamellaire	63
Figure V.14: Les hauteurs d'un décanteur lamellaire	64
Figure V.15: Schéma d'un filtre sous pression	66
Figure V.16 : Schéma général de la filière de traitement	75
Figure VI.1 : Adduction d'eau brute	78
Figure VII.1 : Mesure de la turbidité par néphélométrie	85
Figure VII.2 : Alimentation hydraulique des turbidimètres	86
Figure VII.3 : Alimentation d'une chambre de circulation d'un pH-mètre	87
Figure VII.4: Alimentation d'un analyseur de résiduel de chlore	88

La liste des planches

- 1-** Plan de liaison : barrage- station de traitement.
- 2-** Profil en long de l'adduction à partir du barrage de Bouzegza vers la station de traitement monobloc.
- 3-** Plan de masse de la station de traitement.
- 4-** Plan du bassin de coagulation-floculation.
- 5-** Plan du décanteur lamellaire.
- 6-** Plan des filtres à sable sous pression.
- 7-** Schéma de fonctionnement de la station de traitement monobloc.
- 8-** Profil en long de la station de traitement monobloc.

Introduction générale

L'eau dont nous disposons dans la nature n'est pas directement utilisable pour la consommation humaine ni pour l'industrie car elle n'est pas suffisamment pure ; lors de sa circulation dans le sol, à la surface de la terre ou même dans l'air, l'eau se pollue et se charge de matières organiques et minérales en suspension ou en solution.

D'où l'importance primordiale de cerner les caractéristiques d'une eau, quelque soit son origine, afin de la rendre propre à la consommation humaine et ce en respectant des normes établies. Ces caractéristiques sont déterminées après une série d'analyses effectuées en amont du traitement.

En Algérie, certaines communes sont aujourd'hui propriétaire d'installations vétustes ou ne pouvant assurer la mise en distribution d'une eau en accord avec les normes fixées par l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé), de plus l'explosion démographique de certaines régions a conduit à une surexploitation des stations de traitement devenues obsolètes en termes de capacité de traitement.

La commune de Lardjem est alimentée en eau potable à partir du barrage de Kodiat Rosfa avec un volume de 1 500 m³/jour, ce barrage est affecté pour alimenter en eau potable 14 localités de la wilaya de Tissemsilt, Vu le développement futur de la commune de Lardjem qui s'ajoute l'augmentation des besoins en eau à long terme et vu l'accroissement de la population de cette commune et les localités actuellement alimentées par ce même barrage, tout cela va certainement engendrer un déficit de ressource en eau.

Suite aux études de faisabilité, le barrage de Bouzegza qui se situe dans la commune elle-même sera destiné à l'AEP de la ville de Lardjem, Ce présent travail s'inscrit dans ce contexte pour traiter les eaux de ce barrage par la projection d'une station de traitement monobloc.

Notre objectif est de dimensionner les différentes unités de la station de traitement, Après avoir faire une étude bibliographique sur les filières de traitement d'eau potable, et pris connaissance du taux de satisfaction actuel des besoins en eaux de la ville concernée et des différentes analyses.

La finalité de cette étude concernant les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur les ouvrages des stations de traitement des eaux potables.

I.1 Introduction

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la ville de LARDJEM (W.de Tissemsilt). Ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, hydrologique, climatologique et hydraulique.

I.2 Situation de la zone d'étude

I.2.1 Situation géographique

La zone du projet bénéficie d'une bonne accessibilité, de par sa localisation de part et d'autre du chemin communal (CC) qui relie le barrage de Bouzegza à la ville de Lardjem, distante de 2 km. Elle est également renforcée par la présence d'une piste carrossable.

La w. de Tissemsilt est délimitée : (figure I.1)

- au Nord par la wilaya d'Ain Defla et chlef;
- au Sud par la wilaya de Tiaret ;
- à l'Est par la wilaya de Médéa ;
- à l'Ouest par la wilaya de Relizane.

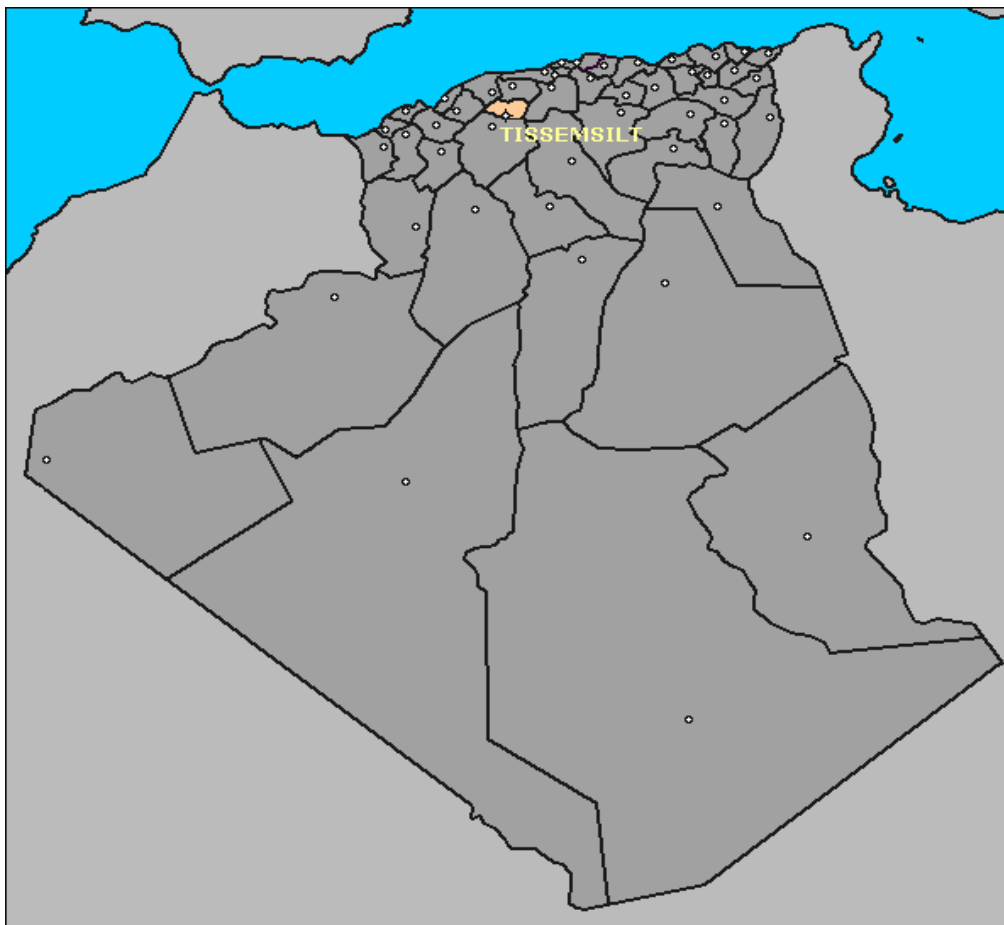


Figure I.1 : Situation géographique de la région de Tissemsilt.

La ville de Lardjem est le chef-lieu de commune et de daïra de la w. de Tissemsilt constituée des communes de Melaab, Sidi Lantri et Tamellaht. Située à 32 km au nord-ouest du chef-lieu de la wilaya. Elle est par ailleurs traversée par la RN 19 sur 10 km.

Elle est délimitée par les communes suivantes: (figure I.2)

- au Nord Larbaa ;
- au Sud Sidi Laantri et Maacem ;
- à l'Est Tamelahat et Sidi Abed ;
- à l'Ouest Melaab et Ramka (Wilaya de Relizane).

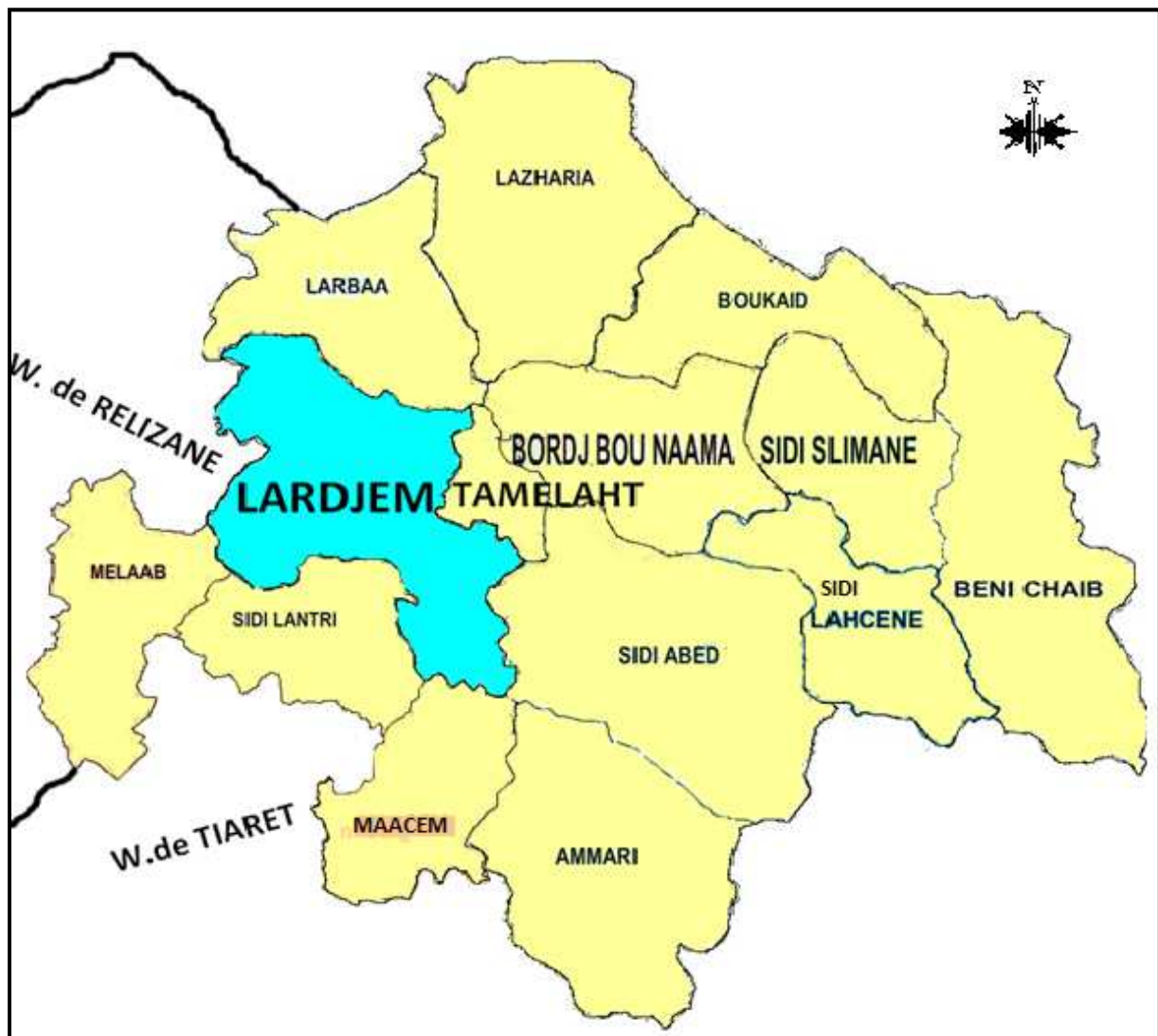


Figure I.2 : Situation de la commune de Lardjem.

Elle est à : Latitude : 35 44' 49" N Longitude : 1 32' 56" E



Figure I.3 : Plan du site de la zone d'étude.

Source : <http://earth.google.com>

I.2.2 Situation topographique

La zone est comprise entre 550 et 600 m NGA, elle est composée d'une partie des terrasses de l'Oued Bouzegza dont la pente ne dépasse pas 6%, et d'un relief collinaire légèrement pentu (6-12,5%).

I.2.3 Situation hydrologique

La zone s'insère dans le bassin versant de l'Oued Bouzegza dont la vallée assez large présente des sapements de berges en plusieurs endroits. Sur le plan édaphique, on rencontre les sols peu évolués d'apport alluvial (terrasses) et des sols calci-magnésiques brun calcaire (relief collinaire).

I.2.4 Situation climatologique

I.2.4.1 Le climat

Notre région fait partie de l'étage bioclimatique du semi-aride, particularité du climat méditerranéen, par un hiver froid humide et un été chaud et sec.

I.2.4.2 La Température

Malgré son climat continental et grâce à son altitude, les maximums est jamais excessifs, mais peuvent cependant atteindre +33° .

Le tableau suivant, donne la température moyenne annuelle sur 24 ans :

Tableau I.1 : Températures moyennes annuelles période (1984-2008):

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tc° moy	6,76	8,45	9,90	11,5	16,6	25,4	26,5	25,3	21	15	9,9	6

Source : Agence Nationale Des Ressources Hydrauliques (ANRH)

La période d'hiver s'étend du mois de décembre au mois de mars, avec des températures inférieures à 10°, qui descendent souvent au dessous de 0°.

I.2.4.3 La pluviométrie

Notre zone d'étude est située au Sud de l'isohyète 600 mm et au Nord de l'isohyète 500mm, la représentation graphique des moyennes mensuelles des précipitations montre que le maximum de pluviométrie est enregistré durant les mois allant de novembre à mars avec un pic pendant le mois de décembre avec 83 mm.

Tableau I.2 indique La variabilité des précipitations mensuelle durant la période (1998-2008).

Tableau I.2 : La variabilité des précipitations mensuelles période (1998-2008).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pluie (mm)	53	51	46	35	28	17	5	3	31	37	52	58

Source : ANRH

Pour des précipitations de l'ordre de 420mm/an, les pluies efficaces sont égales à 377,7 mm/an. La zone enregistre un déficit pluviométrique de 1290 mm de février à novembre à juin avec un maximum en janvier (100mm) et minimum en juin (1 mm).

I.2.4.4 Évapotranspiration et vent

L'évapotranspiration enregistrée dans les stations gérées par l'ANRH est comprise entre 1200 à 1400 mm/an. Le sirocco souffle de 4 à 8 jours par an.

I.2.5 Sismicité

La station de traitement sera implantée dans une région ayant une activité sismique moyenne, l'ouvrage devra être réalisé suivant les règles parasismiques algériennes de façon à ce qu'il puisse résister aux plus fortes secousses telluriques.

Source : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Tissemsilt (DHW).

I.3 Situation hydraulique

Le taux de raccordement aux réseaux d'alimentation en eau potable (AEP) et assainissement sont dans l'ensemble satisfaisants, égalant respectivement 98% et 94%.

I.3.1 Forages et puits :

Les points d'eau de la commune sont répartis sur tout le territoire de celle-ci.

Quant aux puits on compte 276 dont 265 puits individuels et le reste collectifs, soit 11 puits.

Alors que pour les forages, on a 6 au total :

Le F1, F2, F3 et F4 sont situés au Nord de la ville, le long d'oued Lardjem.

Le F5 se localise au Sud de la ville près d'oued Bouzegza.

Le F6 se localise au Nord Est de la ville près d'oued Tamalaht.

Tableau I.3 : Infrastructure hydraulique dans la commune de Lardjem.

Nature de la source	Débit (l/s)	Capacité de stockage	Affectation	Observations
Forage F1	06	–	–	Eau non potable
Forage F2	00	–	–	Débit négatif
Forage F3	03	–	–	Eau salée
Forage F4	04	–	–	Eau salée
Forage F5	4,4	–	–	Eau salée
Forage F6	7,33	–	–	Eau non potable
Château d'eau V1	–	500	AEP	Situation ACL
Château d'eau V2	–	250	AEP	Situation ACL
Château d'eau V3	–	1000	AEP	Situation ACL
Station de pompage	17,36	–	AEP	Situation : Tissemsilt

Source : DHW de Tissemsilt

ACL : agglomération chef lieu.

I.3.2 Volume exploité

La commune de Lardjem est alimentée en eau à partir du barrage Kodiat Rosfa avec un volume de 1500 m³/jour.

I.3.3 Volume exploitable

La commune de Lardjem bénéficiera d'une dotation supplémentaire à partir du barrage Bouzegza, L'opération permettra d'assurer un système d'AEP régulier aux habitants des régions ciblées et d'enrayer les perturbations des approvisionnements enregistrées actuellement.

I.3.4 Bassin versant de L'Oued Bouzegza

L'Oued Bouzegza prend naissance à 1200 m d'altitude dans Djebel Si Hamou, il vient déverser ses eaux dans L'oued El Mellah juste à l'entrée Sud-Ouest de la ville de Lardjem. Il coule sur environ 21 Km, et son Bassin versant occupe une superficie totale de 68,64 km². Dans sa partie avale, L'oued Bouzegza présente plusieurs méandres ; ses berges sont peu élevées, formées principalement d'éléments fins (argiles et sables) et on note parfois le passage de lentilles de galets émoussés, La vallée assez large est en forme de U. Le segment latéral très actif dans cette partie menace sérieusement la route qui longe cet oued et qui relie Lardjem à la commune de Melaâb.

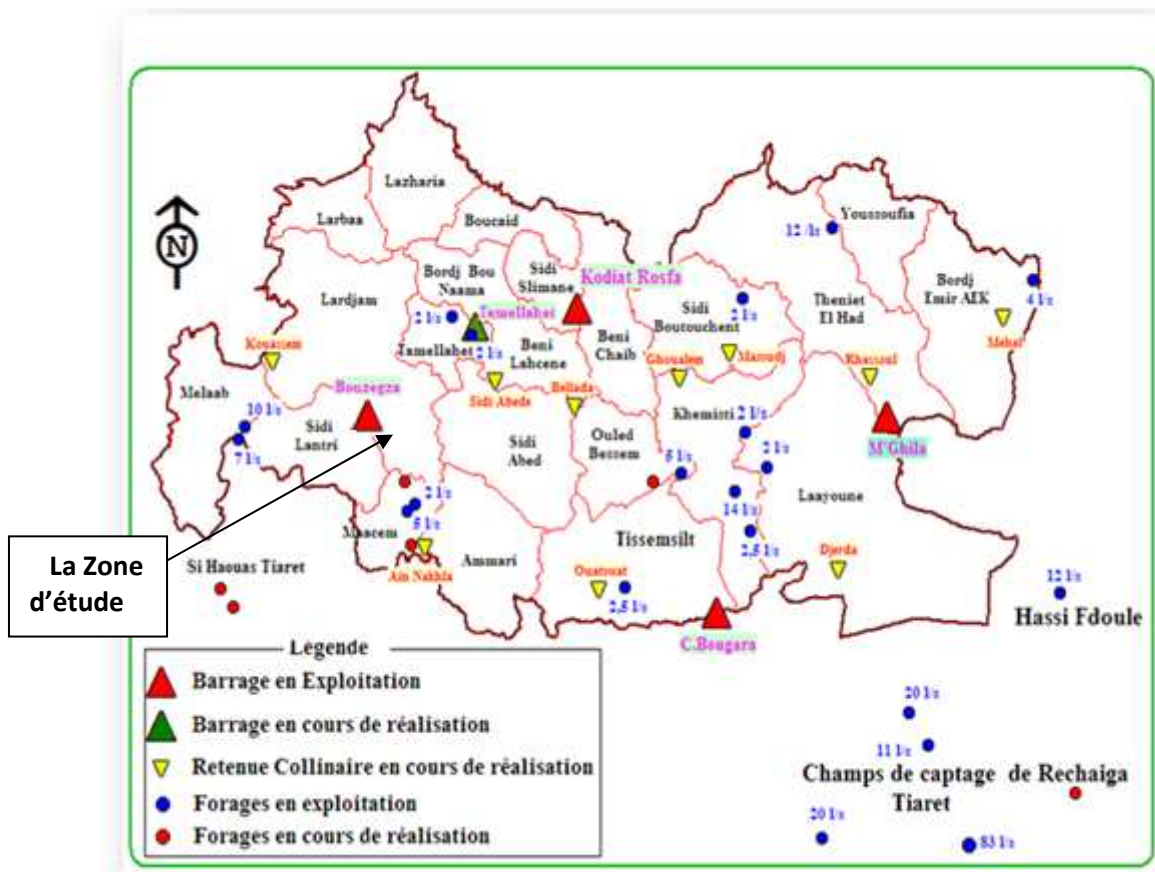


Figure I.4: Carte des ressources en eau mobilisée pour la w.de Tissemsilt.

I.3.5 Barrage de Bouzegza

Ce barrage érecteur destiné à la protection de Lardjem contre les inondations, est d'un volume total de 4 Mm^3 , avec un volume régularisable de $2.3 \text{ Mm}^3/\text{an}$. Suite aux études de faisabilité, il sera destiné à l'AEP de Lardjem.

Ce volume important, est destiné pour équilibrer la production d'eau du barrage Kodiat Rosfa, et maintenir un volume régulier durant toute l'année.

Tableau I.4 : Caractéristiques hydrauliques du Barrage de Bouzegza

Désignations	Variante Retenue
Niveau normal de la retenue (NNR-mNGA)	615.00
Volume correspondant ($V_{N.N.R} - \text{Mm}^3$)	3.65
Crue Centennale laminée $Q_{1\%} - \text{m}^3/\text{s}$	94.68
Niveau des plus hautes eaux $PHE_{1\%} \text{ m NGA}$	616.68
Volume correspondant $V_{PHE} \text{ Mm}^3$	4.60

Source : DHW de Tissemsilt

I.4 Evaluation de la Population

La population concentrée dans l'agglomération chef lieu de commune a marqué une légère augmentation dans son évolution durant la période (1987 – 1998) par rapport à la période (1998-2008).

Tableau I.5 : Evaluation de la population de Lardjem

Années	1977	1987	1998	2008
Nombre d'habitants	16060	20951	22021	25521

Source : APC de Lardjem

Tableau I.6 : Taux d'accroissement.

Années	1977/1987	1987/1998	1998/2008
Taux d'accroissements	2,69%	4,99%	1.34%

Source : APC de Lardjem

I.5 Conclusion

Après la présentation de la zone d'étude, on a fait ressortir quelques points nécessaires, basés essentiellement sur la situation topographique qui va nous aider à garantir un bon dimensionnement de la station de traitement pour l'alimentation en eau potable de la commune Lardjem Wilaya de Tissemsilt.

II.1 Introduction

L'eau est indispensable à la vie, et pourtant un ensemble de facteurs en réduisent toujours plus la disponibilité: croissance démographique, production agricole, pauvreté, mauvaise gestion des ressources en eau ou troubles politiques. Les ressources en eau potable se raréfient sur terre, alors que les besoins s'accroissent jour après jour. "Comment peut-on accepter qu'au début du 21ème siècle, plus d'un milliard d'habitants de notre planète n'aient pas accès à l'eau potable; plus de deux milliards d'entre eux ne disposent pas d'un assainissement de base; des millions d'enfants meurent chaque année à cause de maladies liées à l'eau ... Nous n'avons aucune excuse". [Louis Michel, Commissaire européen au Développement et à l'Aide humanitaire]

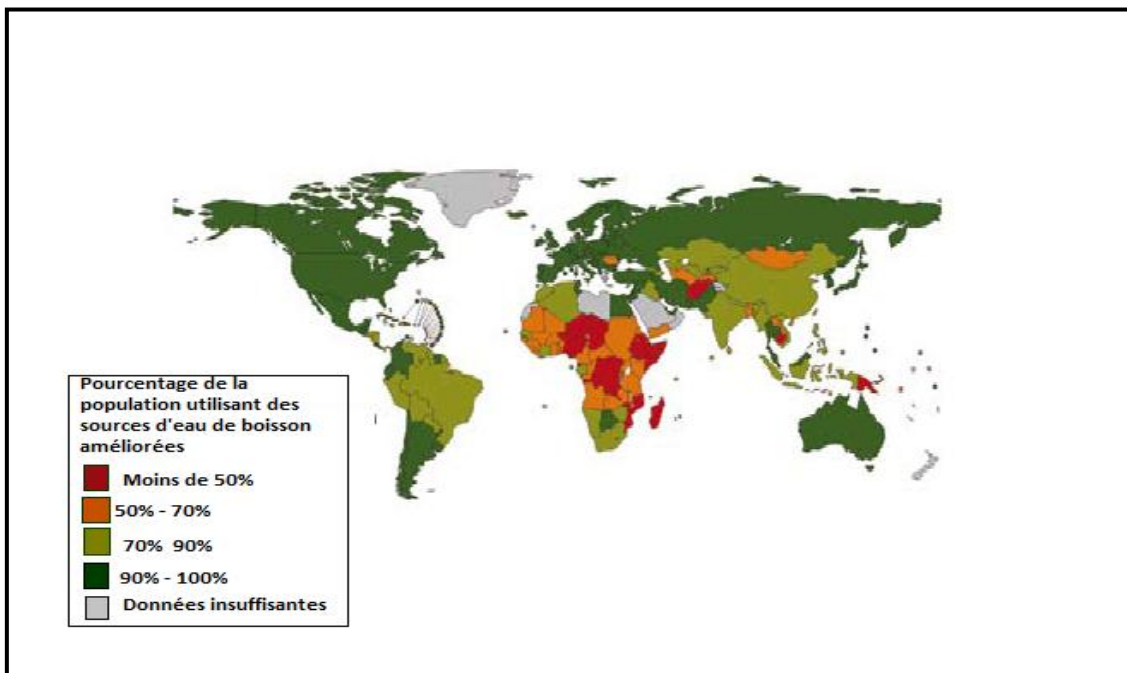


Figure II.1 : Couverture en eau de boisson améliorée en 2004.

Source : Bibliothèque d'OMS : Le rapport du Programme commun OMS/UNICEF de surveillance de l'approvisionnement en eau et de l'assainissement, 2007.

II.2 Problème de quantité

Sur la Terre, l'eau est la seule substance qu'on trouve dans ses trois phases à l'état naturel : solide (glace, neige), liquide (eau liquide) et gazeux (vapeur d'eau). Malgré le fait que le pourcentage de vapeur d'eau dans l'atmosphère est faible (0 à 4 % de la composition de l'atmosphère), la quantité d'eau est étonnamment grande et elle joue un rôle prépondérant dans le transport d'énergie autour de la planète.

Le cycle de l'eau comprend : L'évaporation, les précipitations, infiltration et l'écoulement. Ces étapes qui permettent le renouvellement de l'eau.

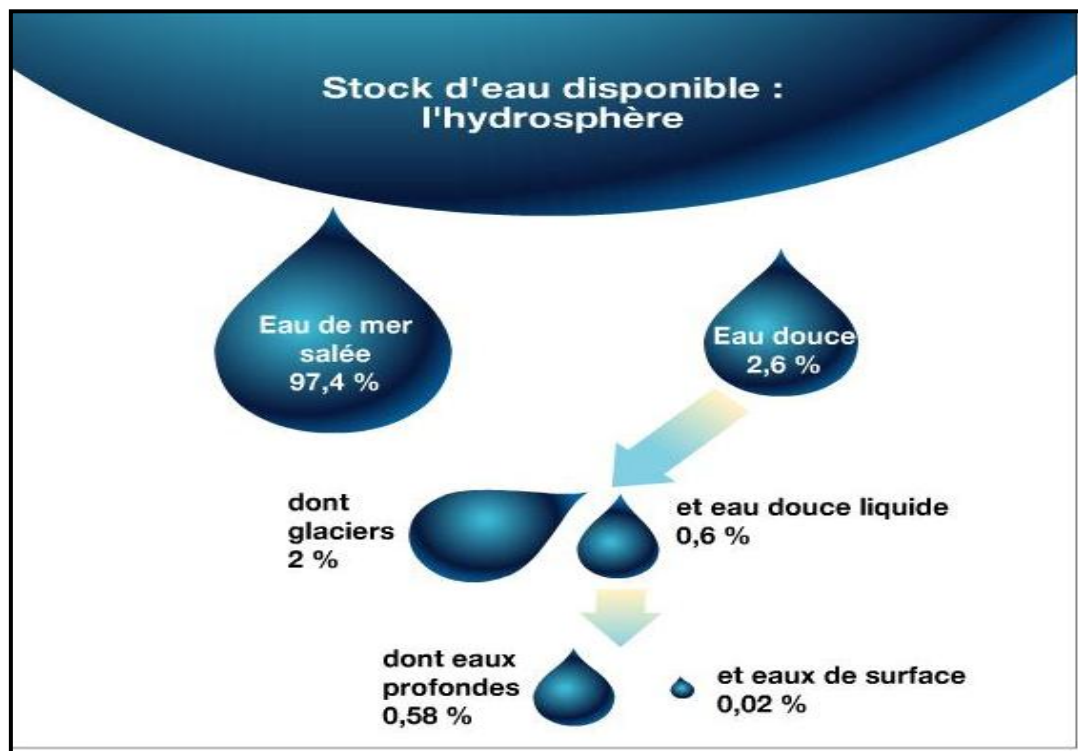


Figure II.2 : Répartition du pourcentage de l'eau disponible sur la terre

Source : <http://www.adcgeo.net/Dossier/CoursEau.pdf>

De ce cycle nous pouvons dégager trois sources d'approvisionnement en eau que sont : les eaux de surface, les eaux météoriques (eaux de pluies) et les eaux souterraines.

II.2.1 Les eaux de surface

Les eaux de surface sont des eaux de mer, de rivières, des lacs, des fleuves. Elles sont largement utilisées mais sont sujettes à la contamination du fait des eaux de ruissellement et des eaux résiduares, ces eaux couvrent la terre. La terre « planète bleue » en raison de la présence d'eau, 97,4% de celle-ci consiste toutefois en eau salée dont l'essentiel est dans les océans et 2,6% seulement en eau douce. La composition chimique des eaux de surface dépend de la nature des terrains traversés par ces eaux durant leurs parcours dans l'ensemble des bassins versants. Ces eaux sont le siège, dans la plupart des cas, d'un développement d'une vie microbienne à cause des déchets rejetés dedans et de l'importante surface de contact avec le milieu extérieur. C'est à cause de ça que ces eaux sont rarement potables sans aucun traitement.

II.2.2 Les eaux météoriques (eaux de pluies)

Les pluies ne constituent qu'un rapport d'eau d'alimentation. Elles sont très utiles et précieuses dans les régions où les précipitations sont rares.

II.2.3 Les eaux souterraines

Elles sont plus minéralisées. L'eau de pluie qui arrive sur le sol dissout les substances solubles des roches et acquiert de nouvelles caractéristiques physiques et chimiques. Cette minéralisation dépend de la nature des roches lessivées, de la solubilité des sels minéraux, du temps de contact de l'eau avec les minéraux, de l'alimentation plus ou moins importante des aquifères. Parmi ces eaux souterraines, on distingue les aquifères peu profonds et les aquifères profonds. En fonction des matériaux constituant le sol, les nappes peuvent être contaminées, elles nécessitent impérativement une désinfection et une protection efficace si elles sont exploitées pour la boisson.

II.3 Problème de qualité de l'eau

L'eau ne se trouve jamais à l'état pur (H₂O). Elle contient toujours des éléments minéraux et organiques ou encore des microorganismes.

L'eau potable est une eau dont on considère, à l'une de normes de qualité, qu'elle peut être bue, cuite ou utilisée à des fins domestiques et industrielles sans danger pour la santé.

Plusieurs facteurs concourent à la pollution de l'eau. Au nombre de ceux-ci, on peut citer:

- les facteurs biologiques : bactéries, parasites, virus, champignons ;
- les facteurs chimiques : pesticides, nitrates, sels ammoniacaux, sels de métaux lourds ;
- les facteurs physiques : produits radioactifs, déversements d'eau chaude.

II.3.1 Caractères d'une eau potable

Une eau potable doit être limpide, incolore, fraîche (10° - 12° C), inodore et de saveur agréable. Le pH est de 7. Elle ne peut contenir de substances toxiques minérales ou organiques et elle doit être exempte de germes pathogènes.

II.3.2 Qualité de l'eau de boisson

La potabilité de l'eau s'apprécie par rapport à trois catégories de caractéristiques :

- l'absence de germes pathogènes et d'organismes parasites responsables de maladies contagieuses ;
- les caractéristiques organoleptiques : **turbidité, odeur, saveur, couleur** qui concourent à l'agrément et au désagrément d'eau de boisson ;
- la teneur limite d'un certain nombre de substances toxiques ou indésirables.

Les directives pour la qualité de l'eau potable telles qu'établies par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) ont pour but la protection de la santé publique. Pour cette raison des valeurs guides ont été élaborées et recommandées par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS).

- **Définition d'une valeur guide :**

Une valeur guide représente la concentration d'un composant qui ne présente aucun risque pour la santé d'une personne qui consommerait l'eau en question pendant toute sa vie.

Ces normes sont établies en tenant compte du contexte socio-économique, environnemental, culturel, local et national. Au niveau international, par les recommandations de l'OMS. (Monjour, 1997).

II.3.2.1 Aspects organoleptiques

Les normes des différentes caractéristiques, rapportées sur le tableau ci-dessous, sont des valeurs maximales admissibles pour une eau potable.

Tableau II.1 : Normes des paramètres organoleptiques d'une eau potable.

Paramètre organoleptique	Unité	Norme OMS	Norme CEE
Turbidité	NTU	5	2
Couleur	mg/l échelle Pt/Co	25	15
Odeur	Seuil de perception à 25°C	4	2
Saveur	Seuil de perception à 25°C	4	2

Source : Jean Rodier et coll. TECHNIQUES ET INGENIERIE : série environnement et sécurité. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8e éd, Dunod. Paris.2005.p :1125-1199.

II.3.2.2 Les paramètres physico-chimiques

Les paramètres physico-chimiques, caractérisant une eau potable, sont reproduits sur le tableau suivant :

Tableau II.2: Normes physico-chimiques d'une eau potable.

Paramètres physico-chimiques	Unité	Normes OMS	Normes CEE
Température	°C	≤25	≤25
PH	-	6,5-8,5	6,5-9
Conductivité	μS/cm	2800	1000
TAC	°F	≥2,5	≥2,5
TH	°F	≤15	≤15
Résidus secs	mg/l après séchage à 180°C	max 2000	max 1500
Sodium	mg/l Na	200	150
Potassium	mg/l K	20	12
Sulfates	mg/l SO ₄	200	250
Chlorures	mg/l Cl	250	200
Oxydabilité au KMnO ₄	mg/l en O ₂	5	5
Oxygène dissous	mg/l	5	5
COT	mg/l	5	2

Source : ibid

TH : total hardness= dureté totale = titre hydrométrique

NTU : Nephelometric Turbidity Unit= unité de turbidité néphélométrique.

TAC : Taux alcalimétrique complet.

COT : Carbone organique total.

II.3.2.3 Les substances indésirables

Les substances indésirables contenues dans l'eau destinée à la consommation ne présentent aucun danger pour la santé humaine, mais dépassant un certain seuil, elles peuvent provoquer des désagréments d'ordre esthétique ou organoleptique. Les teneurs maximales admissibles de ces substances sont données par le tableau suivant :

Tableau II.3 : Normes des substances indésirables d'une eau potable.

Paramètres indésirables	Unité	Normes OMS	Normes CEE
Fer total	µg/l Fe	300	200
Manganèse	µg/l Mn	50	50
Aluminium	mg/l Al	0,2	0,2
Cuivre	mg/l Cu	5	1
Zinc	mg/l Zn	5	5
Argent	mg/l Ag	15	10
Fluor	mg/l F	5	1,5
Nitrates NO₃⁻	mg/l NO ₃	max 50	max 50
Nitrites NO₂⁻	mg/l NO ₂	max 0,1	max 0,1
Ammonium NH₄⁺	mg /l NH ₄	max 0,5	max 0,1
Phosphate PO₄³⁻	mg/l PO ₄	max 0,5	max 0,5

Source : ibid

II.3.2.4 Les substances toxiques

Les substances toxiques présentes dans l'eau peuvent s'avérer très dangereuses pour la santé humaine si elles dépassent certaines teneurs détaillées sur le tableau suivant :

Tableau II.4 : Normes des substances toxiques d'une eau potable.

Substance toxique	Unité	Normes OMS	Normes CEE
Arsenic	µg/l As	50	10
Plomb	µg/l pb	50	50
Cadmium	µg/l cd	5	5
Mercure	µg/l Hg	1	1
Chrome total	µg/l Cr	50	50
Nickel	µg/l Ni	50	50

Source : ibid

II.3.2.5 Les paramètres bactériologiques

Une eau potable doit être exempte de tout germe pathogène et de tout virus pouvant présenter un danger pour la santé du consommateur.

Tableau II.5: Normes des paramètres bactériologiques d'une eau potable.

Paramètres bactériologiques	Unité	Normes OMS	Normes CEE
Germe pathogènes	Nbr/ml	0	0
Coliformes totaux	Nbr/ml	0	0
Colibacilles	Nbr/ml	0	0
Streptocoques fécaux	Nbr/ml	0	0
Clostridium sulfite-réducteurs	Nbr/ml	0	0

Source : ibid

II.4 Conclusion

Pour garantir la qualité de l'eau de boisson, il faut bien choisir le type de source et de traitement utilisé, plusieurs méthodes de traitement sont utilisées soit à domicile soit au niveau des systèmes d'Alimentation en Eau Potable (AEP). Dans le chapitre suivant on va expliquer de façon générale les différentes méthodes pour traiter l'eau brute au niveau des systèmes d'AEP.

III.1 Introduction

L'eau brute destinée à la consommation humaine est prélevée dans un cours d'eau ou une nappe d'eaux souterraines. Elle est ensuite acheminée vers une usine de production d'eau potable où elle subit divers traitements physiques, chimiques et biologiques. Rendue potable, elle est distribuée aux consommateurs.

III.2 Classification des filières de traitement utilisées dans le monde

Le tableau suivant expose les noms des différentes filières avec la description de ses chaînes de traitement.

Tableau III.1 : Types de filières utilisées dans le monde

Code	Nom de la filière	Sous filière	Description
Filières non membranaires			
0	Simple désinfection	-	Prise d'eau+ désinfection
1	Filtration physique simple	-	Prétraitement+ Filtration+ décantation
2	Filtration avec décantation	-	Prétraitement + Coagulation/Floculation + Décantation + Filtration sur sable + Désinfection
3	Traitement Physique et Chimique poussé	CAG	Prétraitement + Coagulation/Floculation + Décantation + Pré-oxydation + Filtration sur sable + Affinage (O3/CAG) + Désinfection
3.1	-	CAP	Prétraitement + Coagulation/Floculation + Décantation + Pré-oxydation + CAP + Filtration sur sable + Désinfection
3.2	-	Aération	Prétraitement + Coagulation/Floculation + Décantation + Pré-oxydation + Filtration sur sable + Tour d'aération +Désinfection
4	Dénitrification biologique	-	Filière 3 sans pré-oxydation + Dénitrification Biologique
Filières membranaires			
5	MF	-	MF + O3/CAG
6	UMF	-	UMF + Désinfection Chimique
7	Affinage par membrane	-	Preoxydation + Coag/Floc + Décant + Filtration sur sable + MF + NF + Réminéralisation
8	OI	-	Prétraitement + OI + Réminéralisation
9	EDR	-	-

Source : CORISCO-PEREZ Carlos, SYNTHÈSE TECHNIQUE, ENGREF, 2006.

CAG.- Charbon Actif en Grain

CAP.- Charbon Actif en Poudre

MF.- Microfiltration

UMF.- Ultrafiltration (Taille du pore entre 0,1 et 0,01 μm)

NF.- Nanofiltration

OI.- Osmose Inverse

EDR.- Electrodialyse réversible.

III.3 Prétraitements

III.3.1 Physiques

- **Stockage** : Il s'agit d'une réserve d'eau brute (avant traitement) dont le dimensionnement (profondeur, volume et largeur) lui permet de jouer les rôles suivants :

- ✓ Abaisser la turbidité, la teneur en matières en suspension ;
- ✓ Favoriser certains traitements par voie biologique : élimination de l'ammoniaque par nitrification biologique par exemple ;
- ✓ Assurer une réserve d'eau brute en cas de pollution accidentelle ;

- ✓ Limiter les variations de la qualité des eaux brutes.

- **Dégrillage / Tamisage** : techniques permettant l'élimination de composés végétaux.

- **Aération** : Dégazage de gaz dissous indésirables (H_2S), oxydation du fer.

III.3.2 Chimiques

III.3.2.1 Le chlore (Cl_2) : il se présente sous des différentes formes commercialisées ;

- Chlore gazeux ;
- L'Eau de Javel ou hypochlorite de sodium ;
- L'hypochlorite de calcium.

Tableau III.2 : Rôles et conditions d'utilisation du chlore en préoxydation.

Rôles	Taux de traitement	Point d'injection	Remarques
Oxydation de L'ammoniaque	BREAK-POINT entre 6 et 10 fois la teneur en NH_4^+ Temps de contact 1 à 2 heures et PH pas trop élevé.	Le plus loin possible dans la filière	La chloration à des taux aussi élevés peut générer des composés indésirables du point de vue sanitaire (haloformes chlorophénols).
Oxydation du fer	0,1 à 0,2 mg/l par mg/l de fer en complément de l'étape d'oxygénation	-	Joue le rôle de catalyseur
Prévention de développement D'algues	Maintien d'une trace de chlore libre sur les ouvrages	A l'entrée concernés des ouvrages	Formation d'haloformes à surveiller si concentration en substances humiques élevée (3-5 mg/l)

Source : VEOLIA ENVIRONNEMENT, Traitement d'eau potable. Région EST-OUEST, Direction Technique, Département de l'eau. France.2009. page 28.

III.3.2.2 Le dioxyde de chlore (ClO_2)

Tableau III.3 : Rôles et conditions d'utilisation du dioxyde de chlore en préoxydation.

Rôles	Taux de traitement	Points d'injection	Remarques
Oxydation du Manganèse	3 à 7 fois la dose de Manganèse voire plus si celui-ci est complexé avec des substances organiques	en général sur l'eau brute. de toute façon avant une filtration	Avant d'oxyder le manganèse le dioxyde va réagir avec les matières organiques le fer.
Prévention de développement d'algues	Idem chlore	Idem chlore	Pas de production d'haloformes si faible excès de chlore

Source : Op.cit, page 33

III.3.2.3 Ozone (O_3)

En traitement des eaux potables, le domaine d'utilisation principal de l'ozone est la désinfection. L'ozone présente en effet des propriétés bactéricides et virulicides qui en font un excellent réactif pour la désinfection des eaux. Toutefois, de par ses propriétés oxydantes, il peut aussi être utilisé à d'autres fins en prétraitement ou traitement intermédiaire.

III.3.2.4 Permanganate de potassium

Essentiellement utilisé pour l'oxydation et l'élimination du manganèse. La vitesse de réaction est favorisée par l'augmentation de la valeur du pH à 8 - 8,5 ce qui pose le problème de la redissolution de l'élément aluminium dans le cas de traitement de coagulation avec un sel d'aluminium, ce qui est majoritairement le cas.

Son utilisation est donc relativement peu aisée et doit être opérée avec la plus grande attention.

III.3.2.5 Traitements correctifs (Correction et ajustement du pH de floculation)

Il est donc, nécessaire, dans certains cas, d'ajuster selon le type de coagulant la valeur du pH de coagulation par l'emploi de chaux sous forme de lait de chaux, de soude, d'acide ou de gaz carbonique, ceci afin d'éviter la présence d'aluminium ou de fer dissous dans les eaux traitées.

III.3.2.6 Traitement de pollution accidentelle

Par utilisation de charbon actif en poudre.

- Permet d'écrêter des pointes de pollution : pesticides, hydrocarbures.
- Permet d'améliorer la qualité gustative de l'eau : produits de dégradation des algues par exemple.

III.4 Coagulation –Floculation

III.4.1 Principe

Cette étape du traitement est essentielle pour l'obtention d'une eau de bonne qualité. C'est celle qui conditionne le bon déroulement des étapes suivantes que sont principalement la décantation, la filtration et la désinfection.

La coagulation d'une eau doit permettre l'abatement maximum de la charge organique et également de la turbidité.

De manière schématique, la charge organique non dissoute des eaux et une partie de la turbidité sont liées à la présence de microparticules appelées substances colloïdales qui possèdent une charge électrique de surface négative. On utilise donc des coagulants qui sont des sels d'aluminium ou de fer qui ont une charge électrique positive.

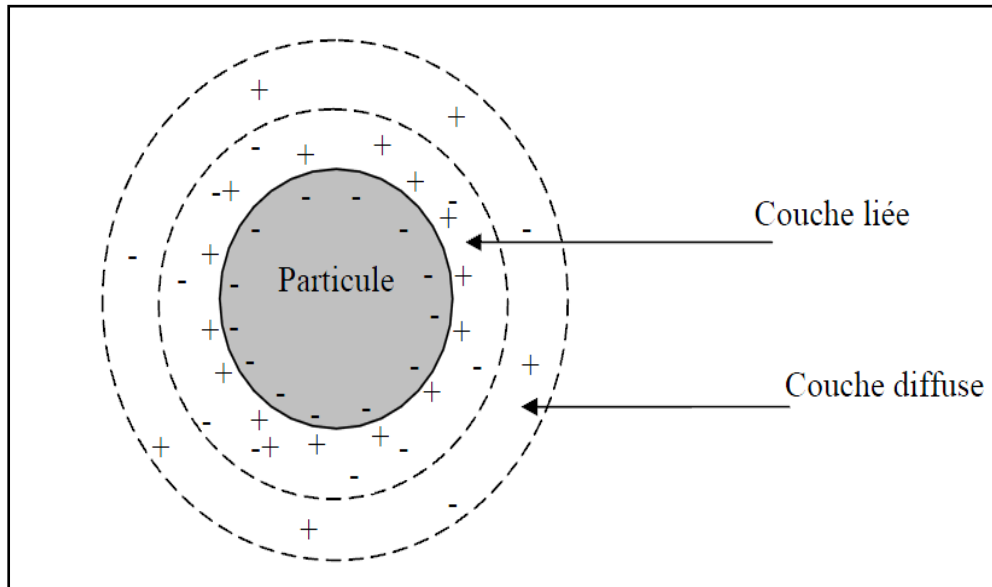


Figure III.1: Double couche d'une particule colloïdale.

La coagulation nécessite un mélange infime et très rapide du coagulant avec l'eau à traiter afin d'éviter principalement son hydrolyse qui aurait pour effet d'augmenter les résiduels d'aluminium ou de fer en eau traitée. Les techniques sont les suivantes :

- Brassage mécanique par hélice (agitateur) - 300 t/mn, durée 1 à 2 minutes
- Brassage hydraulique par chicanes - durée 3 minutes environ
- Injection en charge sur conduite d'eau brute - notion de gradient hydraulique pour optimisation. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

La floculation c'est l'agglomération des floes formés par la coagulation qui est réalisée au moyen d'une agitation lente nécessaire à la maturation des floes à l'aide d'un Brassage mécanique lent pour éviter de briser le floe - 20 t/mn , durée 20 minutes. (ibid)

La coagulation - floculation conduit à la formation de boues et dans le cas où le chlorure ferrique est utilisé, les conditions de rejet devront être examinées avec la plus grande attention.

Les figures III.2, III.3 et III.4 illustrent les systèmes de floculation les plus couramment utilisés

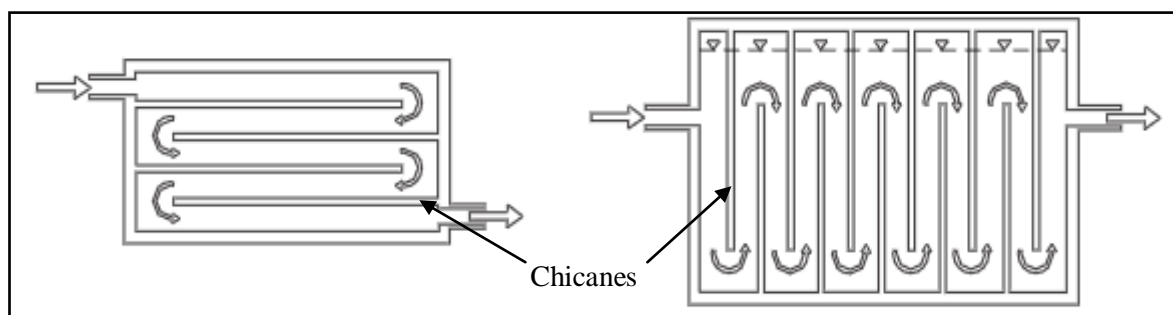


Figure III.2: Flocculateurs à chicanes.

Source: Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Desing Principales and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies.United States.2010, page 6-42

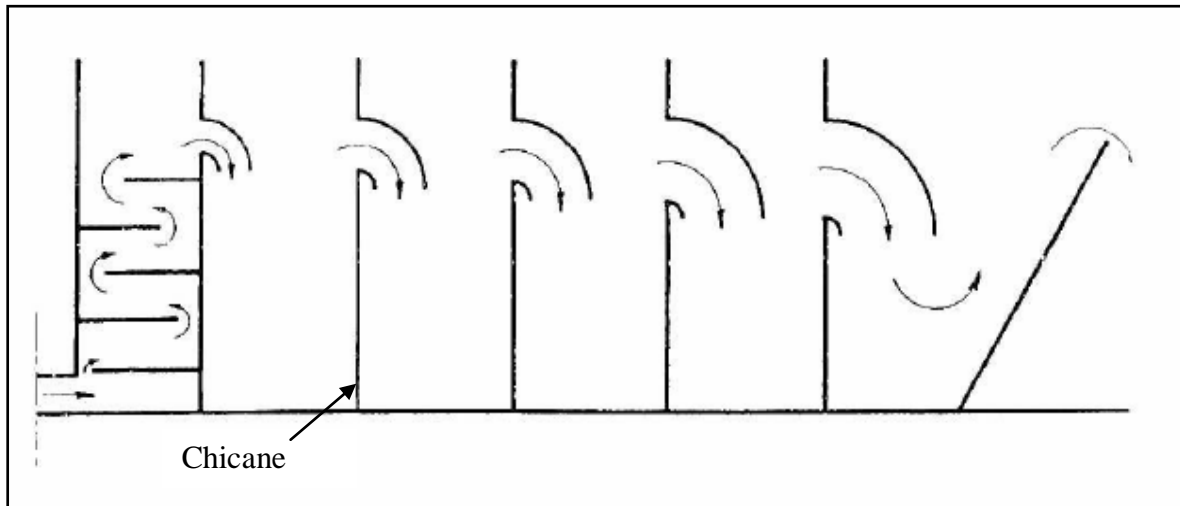


Figure III.3: Floculateur type C.E.O.

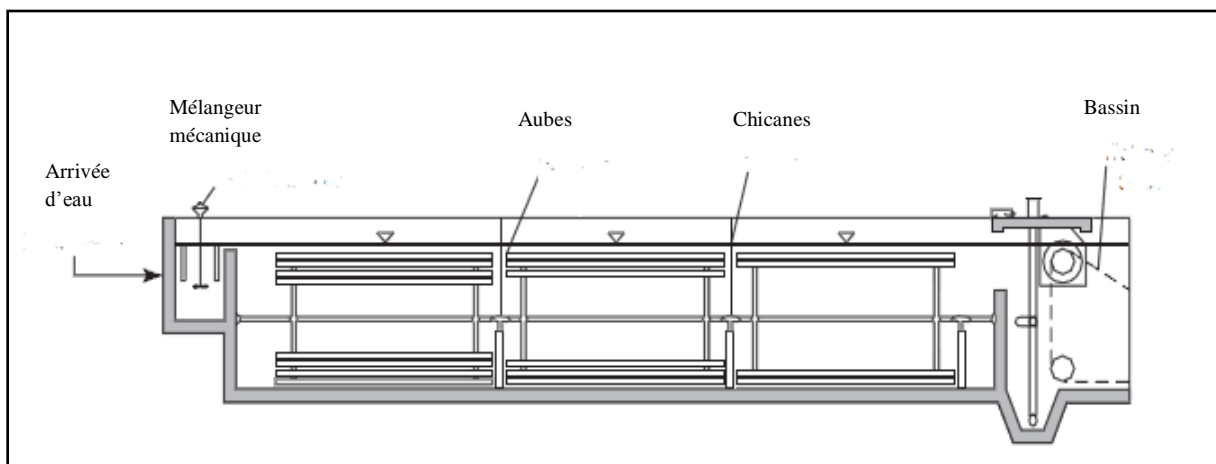


Figure III.4: Floculateur type C.G.E. Source : op.cit. Page 6-41

III.4.2 Mise en œuvre de la Coagulation –Floculation

Deux paramètres doivent être pris en considération lors du dimensionnement d'un traitement de coagulation-floculation: la quantité des réactifs à ajouter et la vitesse d'agitation du milieu réactionnel. Ces paramètres sont à déterminer en fonction de l'eau traitée mais dans ce domaine, il n'existe pas de règle ou de formule de dimensionnement: aussi ces valeurs ne peuvent être déterminées que de façon empirique et par des essais sur échantillons au laboratoire.

III.4.3 Les coagulants utilisés

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules colloïdales et pour produire un floc sont :

- Le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$;
- L'aluminate de sodium $NaAlO_2$;
- Le chlorure d'aluminium $AlCl_3$;
- Le chlorure ferrique $FeCl_3$;
- Le sulfate ferrique $Fe_2(SO_4)_3$;
- Le sulfate ferreux $FeSO_4$;
- Le sulfate de cuivre $CuSO_4$;
- La chaux $Ca(OH)_2$.

III.4.4 Les adjuvants de floculation utilisés

Les adjuvants de floculation les plus couramment utilisés sont :

- l'aqualgine ou alginate : 0,1 à 0,5 g/m³.
- l'amidon : 0,5 à 5 g/m³.
- les polymères de synthèse : 0,01 à 0,1 g /m³.
- les polymères de synthèse : 0,01 à 0,1 g/m³.

NB : seuls les polymères anioniques sont autorisés. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

III.4.5 Le jar test

La détermination de ces grandeurs au laboratoire est réalisée par un appareil appelé jar-test, il consiste en une rangée de béciers alignés sous un appareillage qui permet de les agiter tous à la même vitesse. Les différents béciers ayant reçu une dose différente de réactif et à la fin de l'expérience, on détermine quels sont les couples quantité de réactif / vitesse et temps d'agitation qui permettent d'obtenir l'eau la plus limpide, les floccs les plus gros et les mieux décantés.

III.4.6 Caractérisation du mélange: Le gradient de vitesse

Le mélange d'un fluide est habituellement caractérisé par la valeur de G c.-à-d. le gradient de vitesse exprimé en S⁻¹. Ce gradient de vitesse est défini par la différence de vitesse de deux points localisés dans le liquide. Il est alors exprimé par la relation suivante :

$$G \text{ (en s}^{-1}\text{)} = \left(\frac{P}{\mu V} \right)^{1/2}$$

Où P est la puissance nette dissipée dans un volume V d'eau, et μ est la viscosité dynamique. L'expression GT, de Camp et Stein, décrit clairement l'intensité du mélange par référence au temps de séjour (T) du fluide dans la zone réelle de mélange. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

III.4.6.1 Recommandation pour le mélange lors de la coagulation

Limites : Le gradient de vitesse ne doit jamais être inférieur à 100 s⁻¹ tandis que le temps de séjour doit être inférieur à 60 s.

Moyenne : G= 200 à 400 s⁻¹ avec T=20 à 30 s. Le nombre de Camp se situe entre 6 000 et 8 000.

Facultatif : Le mélange instantané utilise G < 1000 s⁻¹ et T < 5 s. D'où GT < 5 000.

III.4.6.2 Recommandation pour le mélange lors de la floculation

Limites : le gradient de vitesse doit toujours être inférieur à 100 s⁻¹. La vitesse maximale mesurée à la pointe des pales du mélangeur doit être comprise entre 0,22 m/s et 1,20 m/s afin d'éviter la désagrégation des floccs. Une vitesse de 0,25 à 0,60 m/s dans le bassin de floculation convient au procédé. Le transvasement de l'eau flocculée est autorisé dans les limites de 0,15 et 0,20 m/s mais devrait être évité à cause des sédimentations que cela provoque. La surface totale des pales ne doit excéder 20 % de la section horizontale du bassin de floculation.

Moyenne : G= 75 s⁻¹ avec T= 2 000 s et GT= 150 000.

Facultatif : La pratique a démontré l'efficacité du mélange différentiel, Celui-ci est mise en œuvre, par exemple, dans six compartiments successifs où le temps de séjour dans chacun d'eux est compris entre 120 et 150 s, Le gradient de vitesse décroît d'un compartiment à l'autre selon la séquence 100 s^{-1} , 90 s^{-1} , 70 s^{-1} , 50 s^{-1} , 30 s^{-1} , et 10 s^{-1} . Il est aussi important de ne pas ralentir brusquement la vitesse du mélange rapide pour la stabiliser à celle qui est utile à la floculation.

III.5 Décantation

III.5.1 Principe

Assurer par voie physique (pesanteur) l'élimination des matières en suspension présentes dans l'eau brute et celles formées par l'étape de coagulation floculation.

La loi de Stokes régit la chute de particules sphériques. La vitesse de chute est donnée par la formule suivante :

$$V_p = \frac{2 g (d-1)}{9 \mu} R^2$$

Avec :

- g = accélération de la pesanteur
- d = densité de la particule
- R = rayon de la particule
- μ = viscosité du milieu

Une décantation sera d'autant plus rapide que :

- le diamètre et la densité des floes seront élevés.
- la viscosité sera faible (température de l'eau élevée). (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

❖ La vitesse de Hazen

La vitesse de Hazen notée V_h représente l'efficacité intrinsèque d'un décanteur.

L'expression de la vitesse de Hazen exprimée en m/h est :

$$V_h = \frac{\text{Débit en m}^3/\text{h}}{\text{Surface de décantation en m}^2}$$

La décantation ne sera efficace que si $V_p > V_h$

Pour des ouvrages très performants équipés de lamelles, la vitesse de Hazen n'est pas parlante et son calcul devient vite complexe (fonction des surfaces développées, des angles d'inclinaison...).

L'expression la plus fréquente utilisée pour comparer des ouvrages est la vitesse au miroir qui correspond au rapport du débit sur la surface en plan de la zone de décantation. Cette vitesse ne présume pas de la performance des décanteurs (celle-ci est régie par la vitesse de Hazen). (op.cit)

III.5.2 Les différents types de décantation

Il existe plusieurs types de décantation dont voici les principales :

III.5.2.1 Décantation statique

Le principe dans la décantation statique est que les particules atteignent le fond du décanteur avant de sortir. Cette décantation se fait sur un décanteur rectangulaire à flux horizontal, les particules étant considérées indépendantes et tombant à leur propre vitesse. L'écoulement doit être laminaire sans turbulences ni courants.

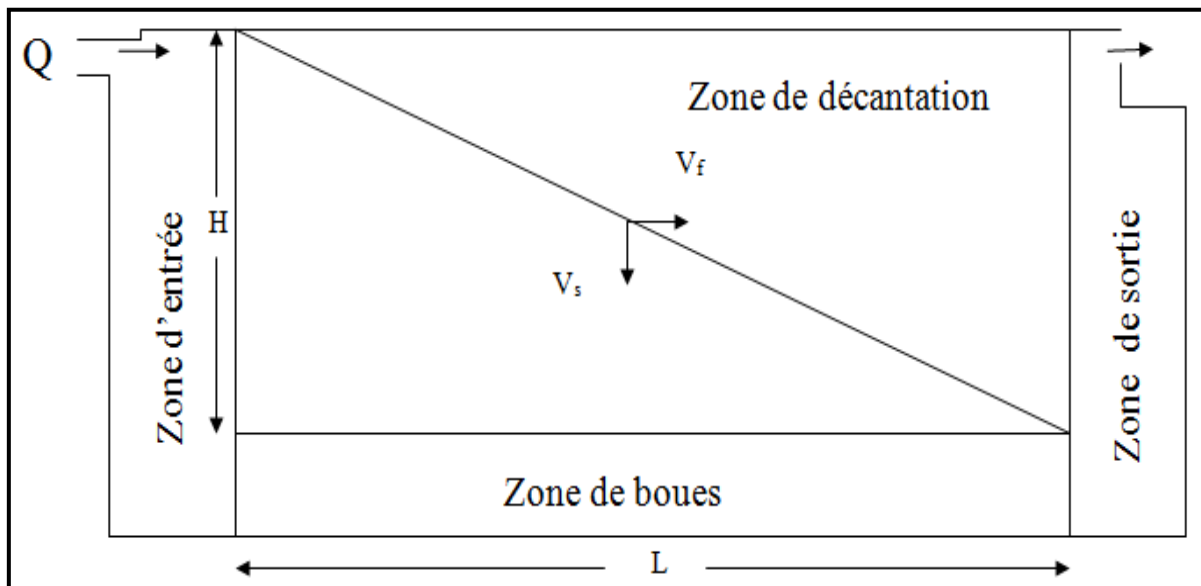


Figure III.5 : Décanteur statique.

- L : longueur effective du décanteur ;
- H : profondeur totale de la zone de décantation ;
- V_f : vitesse horizontale de l'eau ;
- V_s : vitesse de chute de la particule.

III.5.2.2 Décantation lamellaire

Afin de disposer de décanteurs de faible surface et admettant de forts débits, des lamelles, des tubes ou même des modules hexagonaux faisant un angle α par rapport à l'horizontale ont été ajoutés aux décanteurs classiques. Trois possibilités de circulation de l'eau et des boues, dans ce type de décanteurs, existent. En effet, si l'eau à traiter et les boues circulent dans le même sens, il s'agit d'une circulation à co-courant. Une circulation en sens contraire donne un décanteur à contre courant et une circulation mixte conduit à un décanteur à courant croisé. Lors du fonctionnement de ces décanteurs, la boue s'accumule sur les lamelles ce qui engendre des vitesses de surverse importantes conduisant à la dégradation des performances de décantation. Donc, des systèmes d'extraction des boues doivent être prévus en utilisant des pompes à forts débits qui permettent une chasse par aspiration.

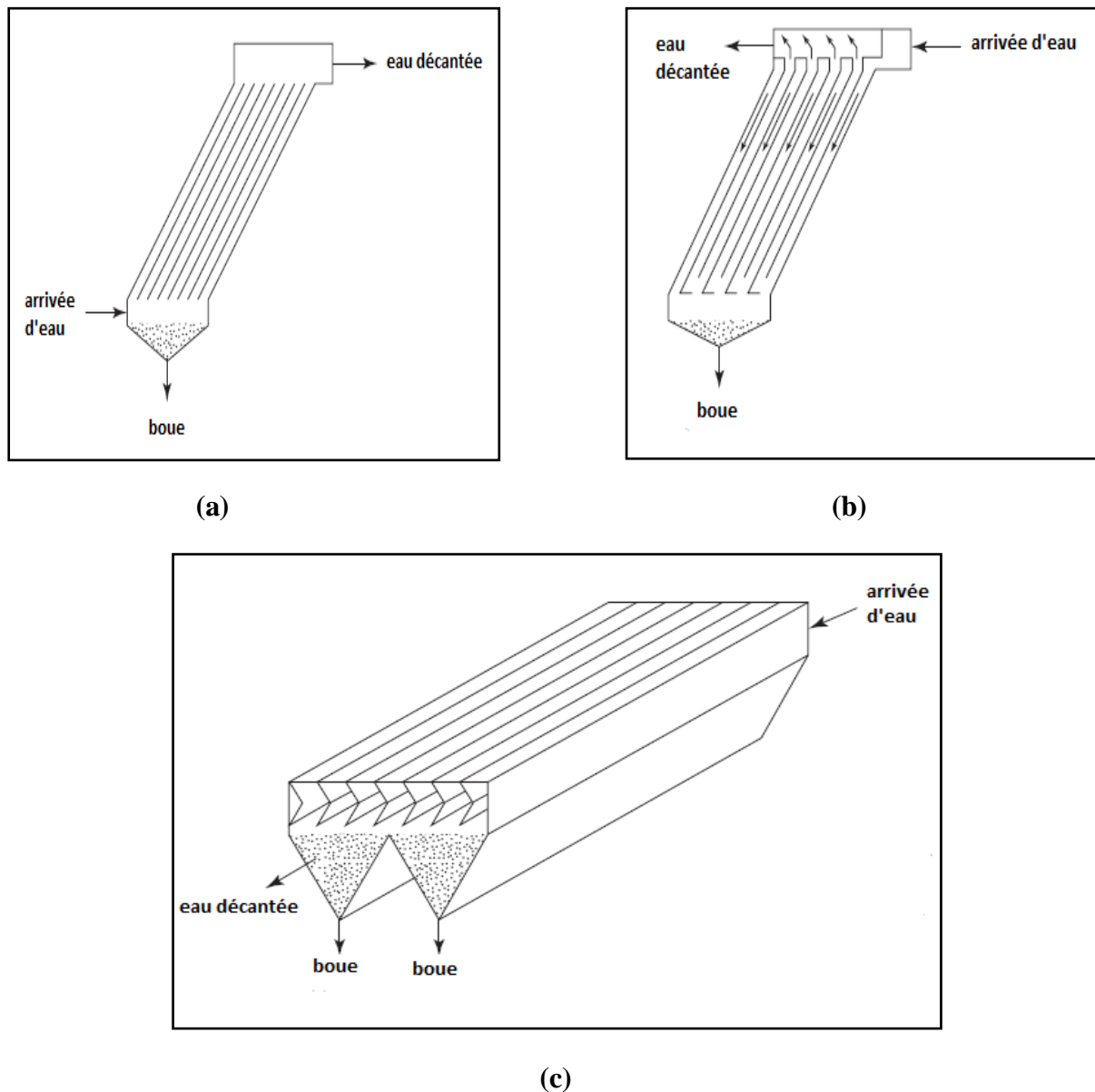


Figure III.6: Système de décantation lamellaire à : (a) : contre courant, (b) : co-courant, (c) : courant croisé.

Source: Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Desing Principales and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies.United States.2010.

III 5.2.3 Décantation à contact des boues

Dans ce type de décantation, les particules entrent en contact les unes avec les autres puis reposent au fond de l'ouvrage. En traitement des eaux de consommation, on combine la floculation et la décantation dans un appareil unique tel que le Circulator (qui utilise une recirculation des boues) ou le Pulsator (qui comporte un voile de boue au sein du quel la concentration en MES est élevée), qui permettent l'obtention de réactions complètes avec des précipités denses. On peut augmenter la vitesse de circulation de l'eau qui permet d'obtenir une eau décantée de bonne qualité et ceci quelle que soient la turbidité de l'eau brute et la

nature du traitement. Les systèmes de décantation à contact de boues permettent d'améliorer la floculation et d'utiliser au mieux la quantité de réactif introduit.

III.6 Filtration

III.6.1 Principe

La filtration peut jouer plusieurs rôles au sein de la filière de traitement en fonction des caractéristiques du matériau filtrant utilisé et des conditions de mise en œuvre.

Son application première est de retenir les particules en suspension dans l'eau, que celles-ci existent dans l'eau brute ou qu'elles aient été formées lors des étapes préalables de traitement (oxydations, coagulation-floculation). Depuis quelques années, la filtration peut aussi servir à l'élimination biologique de certains composés ou à l'adsorption de micropolluants.

III.6.2 Paramètres définissant la filtration

- Vitesse de filtration VF (en m/h) =
$$\frac{\text{Débit en m}^3/\text{h}}{\text{Surface de filtration m}^2}$$
- Temps de contact TC (en minutes) =
$$\frac{\text{Volume de matériau en m}^3}{\text{Débit en m}^3/\text{h}} \times 60$$
- Epaisseur de la (des) couche(s) filtrantes.
- Perte de charge : expression qui représente l'état d'encrassement d'un filtre. Elle correspond à une différence de pression entre l'amont et l'aval du matériau filtrant. Elle est généralement exprimée en m de colonne d'eau (m CE). La perte de charge au sein d'un milieu poreux est proportionnelle à la vitesse de filtration (loi Darcy).
- Caractéristiques du matériau filtrant ;
 - Type de matériau
 - La granulométrie : représente les pourcentages en masse des grains passant à travers les mailles d'une succession de tamis normalisés. (op.cit)

NB : Pour un filtre donné, les caractéristiques du matériau filtrant ont une grande importance et sont choisies en fonction des objectifs à atteindre. Les critères spécifiques de la granulométrie sont la taille effective du grain et le coefficient d'uniformité de l'ensemble du matériau.

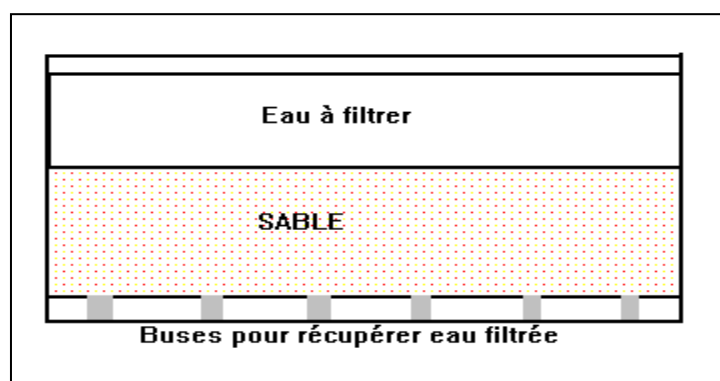


Figure III.7 : Schéma d'un filtre à sable.

Tableau III.4 : Matériaux filtrants les plus couramment utilisés

Matériau	Nature	Fonctions principales
Sable	Matériau naturel à base de grains de quartz (tamisé après lavage et séchage)	-rétention des MES non retenues par l'étape de décantation. -support de développement de bactéries permettant l'élimination par voie biologique de certains composés (Ammoniaque, Fer, Manganèse). -protection des ouvrages situés en aval vis à vis du passage de microorganismes déjà évolués.
Pierre ponce	Silicate d'aluminer d'origine volcanique (matériau très poreux)	-idem sable. -utilisé le plus souvent en bicouche en association avec le sable.
Anthracite	Matériau inerte (charbon d'origine minéral)-Grains durs et anguleux	- idem sable mais surtout rôle dans la rétention des MES - utilisé le plus souvent en bicouche en association avec le sable
Charbon actif en grains (CAG)	Matériau à base de carbone obtenu par calcination et activation de bois, houille, tourbe ou noix de coco	-amélioration des qualités organoleptiques de l'eau traitée (adsorption de composés sapides liés à la présence d'hydrocarbures, phénols, algues). -support de développement de bactéries permettant l'élimination par voie biologique de certains composés (Ammoniaque, Fer, Manganèse). -barrière de protection vis à vis de pollutions accidentelles ou chroniques (pesticides par exemple). -action déchlorante si chloration à taux élevé en amont de la filtration -utilisé seul ou en bicouche avec le sable
Neutralite	Matériau à base de carbonate de calcium	-utilisation spécifique pour mise à l'équilibre d'eaux agressives -barrière physique médiocre.
Manganèse	Matériau minéral naturel (pyrolusite+dioxyde de fer et de Silice)	-utilisation spécifique pour élimination du fer et du manganèse (adsorption+oxydation catalytique) -utilisé le plus souvent en bicouche avec le sable

Source : VEOLIA ENVIRONNEMENT, Traitement d'eau potable. Région EST-OUEST, Direction Technique, Département de l'eau. France.2009. Page 52.

III.6.3 Mise en œuvre de la filtration

Les matériaux utilisés pour la filtration doivent être composés de granulés inertes non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables ni par l'eau filtrée ni par les solides retenus et résistants aux phases de lavage.

➤ Filtres ouverts

❖ Filtres lents

Technique ancienne et efficace mais qui se traduit par des ouvrages de très grande taille.

- VF : 0,05 à 0,5 m/h
- Granulométrie : 0,5 à 1 mm

❖ Filtres rapides

Ce sont les filtres les plus communément rencontrés.

- VF = 2 à 15 m/h avec en moyenne VF = 5 m/h.
 - Granulométrie variant suivant la vitesse de filtration.
- La granulométrie la plus courante est 0,8 à 1 mm.

➤ Filtres sous pression

Filtres utilisés sur des filières de traitement sommaires d'eaux souterraines peu chargées (VF pouvant atteindre 25 m/h).

❖ Filtres bicouches

Le filtre bicouches se définit comme un filtre renfermant un milieu filtrant composé de deux matériaux de natures différentes, disposés en deux couches superposées.

En général, pour une filtration de haut en bas : la couche supérieure est constituée par le matériau de plus forte taille effective et de plus faible volumique.

Bicouches : Sable / charbon actif en grains

Sable / anthracite

Sable / neutralite

Sable / dioxyde de manganèse.

Les couples les plus généralement utilisés sont : Anthracite/Sable et CAG/Sable.

III.6.4 Colmatage des filtres

Au cours de la filtration, le lit se colmate plus ou moins rapidement et la perte de charge augmente. Au bout d'un temps plus ou moins long d'utilisation, le filtre s'encrasse sur toute sa hauteur. Le filtre ne peut plus stocker de matières en suspension éventuellement, il a donc atteint sa capacité de stockage maximum : c'est la crevasion du filtre.

Quand le lit est propre, la perte de charge est liée à la perméabilité du lit filtrant selon la loi de

$$\text{Darcy: } Q = K \cdot A \cdot \frac{\Delta H}{L}$$

Avec :

Q : Débit de l'eau ;

A : Aire de la couche filtrante ;

ΔH : Chute de la pression à travers la couche filtrante ;

L : Epaisseur de la couche filtrante ; K : Coefficient de perméabilité.

III.6.5 Modalités de lavage : Air + eau

- Abaissement du plan d'eau jusqu'à 5 à 10 cm au-dessus de la masse filtrante.
- Détassage à l'air à 50-60 Nm³/m²/h (objectif : détassage du matériau filtrant qui s'est progressivement compacté au cours de la filtration).
- Lavage air + eau : air à grand débit (30 à 60 Nm³/m²/h) + eau à petit débit (environ 10 m³/m²/h) jusqu'à remontée du plan d'eau au niveau de la goulotte d'évacuation (débits d'eau et d'air fonction de la nature du matériau de la couche supérieure).
- Dégazage durant 1 à 2 minutes.
- Rinçage à l'eau seule: Eau à grand débit (40 à 60 m³/m²/h). Ce rinçage assure le reclassement du matériau filtrant
- Rinçage final à l'eau seule : Eau à un débit de 20 m³/m²/h jusqu'à ce que l'eau évacuée soit claire. (op.cit)

III.7 Désinfection

La désinfection est une étape essentielle de la filière de traitement. C'est elle qui assure l'inactivation des germes pathogènes et des virus présents dans l'eau.

La bonne qualité bactériologique des eaux distribuées est le critère principal de la notion de potabilité d'une eau.

III.7.1 Efficacité des oxydants chimiques : le chlore, le dioxyde de chlore et l'ozone :

III.7.1.1 Le chlore (Cl₂)

D'une manière générale l'efficacité du chlore dépend fortement du pH de l'eau. Ceci est dû aux équilibres chimiques entre les différentes formes dissoutes du chlore libre, chlore libre actif HClO et chlore résiduel libre supplémentaire en réserve sous forme d'ion hypochlorite.

Tableau III.5: Rôles et conditions d'utilisation du chlore.

Rôles	Taux de traitement	Points d'injection	Remarques
Désinfection	Suffisant pour assurer un Résiduel de 0,3- 0,5 mg/l de chlore libre après 30 à 45 minutes.	En fin de filière à l'entrée dans une bache d'eau traitée par exemple.	Le temps de contact est très important.
Blocage des Développements De germes en distribution	Résiduel de 0,1 à 0,3 mg/l de chlore libre suivant la nature et la longueur du réseau.	Juste avant introduction dans le réseau après désinfection.	Des taux plus élevés peuvent être utilisés si cela ne pose pas de problème (goûts, haloformes).

Source : op.cit, page 66

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

La chloration au point critique est le mode de chloration le plus utilisé car il permet de respecter les normes concernant la teneur en chlore résiduel et d'obtenir une eau de bonne qualité organoleptique. Le point critique ou « Break-Point » correspond au point pour lequel la teneur en chlore résiduel est minimale ; Toute augmentation de la dose de chlore au delà de ce point va se traduire par une augmentation équivalente du chlore résiduel sous forme de chlore actif libre. En deçà de ce point le chlore résiduel est sous forme de chlore combiné.

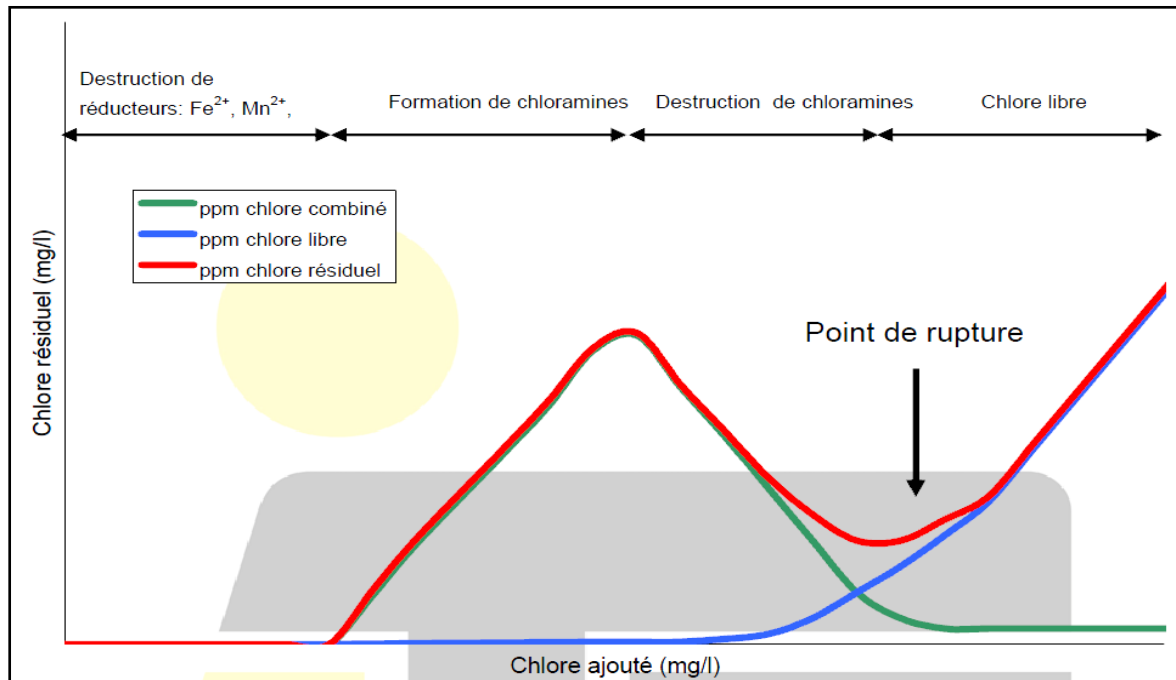


Figure III.8 : La variation de la quantité de chlore résiduel en fonction du chlore ajouté pour un cas hypothétique général.

III.7.1.2 Le dioxyde de chlore (ClO_2)

Les avantages par rapport au chlore sont liés à un pouvoir d'oxydation plus élevé, une activité plus longue en distribution quasi indépendante du pH et au fait qu'il ne génère pas d'haloformes ni de chlorophénols.

Tableau III.6: Rôles et conditions d'utilisation du dioxyde de chlore.

ROLES	TAUX DE TRAITEMENT	POINTS D'INJECTION	REMARQUES
Désinfection	Résiduel de 0,3 à 0,5 mg/l de ClO ₂ après 30 minutes de contact	En fin de filière à l'entrée d'une bache d'eau traitée par exemple	Le temps de contact est important.
Blocage des développements de germes en Distribution	Résiduel de 0,1 à 0,3 mg/l de ClO ₂ en fonction de la nature et de longueur du niveau	Juste avant introduction dans le réseau après désinfection	Des taux supérieurs sont rarement nécessaires.

Source : ibid

III.7.1.3 L'Ozone (O₃)

C'est l'oxydant le plus puissant dont dispose le traiteur d'eau. Sa stabilité dans l'eau est en revanche faible : c'est la raison pour laquelle l'ozone n'est pas adapté pour le maintien de conditions désinfectantes en distribution.

Il est d'autant plus efficace que le pH et la température sont bas. L'incidence du pH est cependant beaucoup plus faible que pour le chlore.

Tableau III.7: Rôles et conditions d'utilisation de l'ozone en désinfection

ROLES	TAUX DE TRAITEMENT	POINTS D'INJECTION	REMARQUES
Désinfection	Résiduel de 0,4 mg/l après 4 minutes	En fin de filière dans une tour spécialement conçue à cet effet	Effet rémanent nul

Source : ibid

III.7.2 Désinfection par rayonnement Ultra Violet**III.7.2.1 Principe**

Le traitement consiste à exposer l'eau à traiter à une source de rayonnements U.V. Les rayonnements U.V. sont des ondes électro magnétiques de longueurs d'ondes comprises entre 10 et 400 nm. Leur pouvoir germicide dépend de la longueur d'onde émise. Ces sont les UV-C (longueur d'onde comprise entre 200 et 280 nm) qui sont les plus germicides et à prendre en considération dans la désinfection des eaux. L'exposition des bactéries et virus à des rayonnements U.V. de longueur d'onde proche de 262 nm entraîne la détérioration de leur matériel cellulaire (ADN et ARN).

L'efficacité de la désinfection est également liée à la dose de rayonnement U.V appliquée qui est définie par le produit de l'intensité U.V. par le temps d'exposition des germes au rayonnement.

III.7.2.1 Mise en œuvre

Un appareil de traitement U.V. se compose d'une ou plusieurs lampes placées dans des gaines de quartz pour être isolées thermiquement de l'eau. Elles peuvent être assemblées dans une chambre d'irradiation fermée (technique majoritairement rencontrée en traitement d'eau potable) ou dans un canal ouvert (application plus spécifique aux eaux usées). Dans les deux cas, l'eau circule, au voisinage des lampes, en couche mince car les rayons U.V. sont rapidement absorbés par

Tableau III.8: Rôles et conditions d'utilisation des U. V :

ROLES	TAUX DE TRAITEMENT	LOCALISATION	REMARQUES
Désinfection	Dose mini de 40 mJ/cm En tout point du réacteur	En fin de filière dans un réacteur spécifique	Effet rémanent nul Inactivation importante des parasites

Source : op.cit. Page 73

III.8 Traitement des boues

III.8.1 Introduction

De plus en plus d'actualité, le traitement des boues d'usines d'eau potable devient une étape à part entière de la filière de traitement.

Le choix du procédé de déshydratation des boues doit s'appuyer :

- sur la destination des boues.
- sur les caractéristiques des rejets à traiter (quantité et qualité des boues)
- sur les techniques de déshydratation existantes (coût - efficacité - exploitation).

III.8.2 Destination des boues

III.8.2.1 Rejet dans le réseau d'eaux usées

- Solution la plus simple et la plus économique
- Suppose l'existence d'un réseau d'assainissement proche
- Incidence sur le fonctionnement de la station d'épuration à vérifier
- Convention de rejet à établir entre le producteur de boues et le gestionnaire du réseau.

III.8.2.2 Décharges

- Issue principale en l'absence de possibilité de rejet vers un réseau d'eaux usées mais décharges de plus en plus difficiles à trouver, de plus en plus contrôlées
- Les boues doivent être pelletables, non toxiques, ne dégageant pas d'odeurs
- siccité > à 30 %
- Coût de transport très élevé, fonction de la siccité.

III.8.2.3 Utilisation agronomique :

- Pas possible car faible valeur agronomique (C : 2 à 3 % N : 0,1 à 2 % P : 0,2 à 2 %)
- Utilisation possible comme amendement calcique (si elles sont suffisamment carbonatées).

III.9 Conclusion

En conclusion, la définition de la filière de traitement d'une eau, quelle qu'elle soit, ne se fait qu'en ayant une bonne connaissance de la qualité de cette eau et de ses variations au cours de l'année.

La seule étape qui soit systématique (ou presque, très rares sont les cas où on ne l'applique pas) est la désinfection, seule vraie garantie contre le risque immédiat bactériologique.

IV.1 Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la ville de Lardjem ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons pour pouvoir dimensionner notre station de traitement.

IV.2 Evolution de la population

Durant la période de 77/87 le taux moyen annuel d'accroissement fut proche de 2,8%. Cette tendance s'est toutefois continuée de croître au cours de la période 1987/98, le taux de croissance annuel moyen était de 4,99%. Cette tendance s'est toutefois largement ralentie au cours de la période 98/2008, le taux de croissance annuel moyen a fluctué autour de 2 et 1,5% tombant même à environ 1,34% après 2008. (A.P.C de Lardjem)

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul (hab).

P_0 : population à l'année de recensement 2008 (hab).

α : Taux d'accroissement démographique, α de la ville de Lardjem est estimé à 1,34 %.

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons de la ville de Lardjem est donné dans le tableau IV.1

Tableau IV.1: Evolution de la population à différents horizons.

Horizons	2008	2012	2020	2030
population	25521	26917	29942	34204

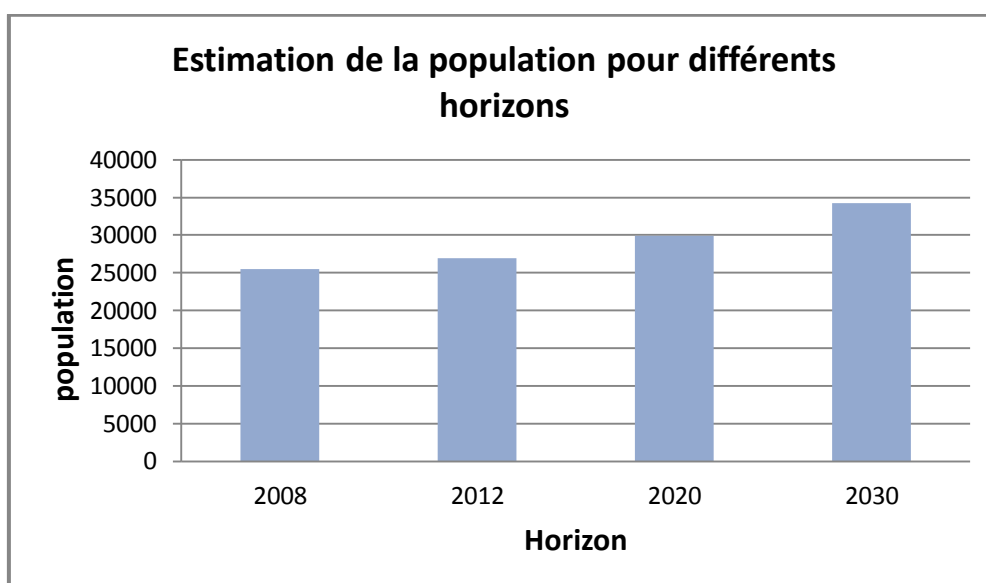


Figure IV.1 : Estimation de la population pour différents horizons

IV.3 Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2012):

La direction de l'hydraulique de la wilaya de Tissemsilt a adoptée une dotation actuelle de **100 l/j/hab** de la ville de Lardjem et à la prévision de la mise en service parfait de la station de traitement du barrage de Bouzegza cette dotation augmentera à **170 l/j/hab**.

IV.3.1 Consommation moyenne journalière

❖ Besoins domestiques:

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/jr)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j/hab;

N_i : Nombre de consommateurs.

On peut prévoir donc une norme de la consommation à l'état actuel qui est de :

$$dot = 170 \text{ l/j/habitant}$$

Remarque : le calcul des besoins domestiques à l'horizon 2030 se fera à la base d'une dotation de **200 l/j/h**.

Le tableau suivant nous donne les besoins domestiques à l'état actuel

Tableau IV.2 : Estimation des Besoins domestiques

Horizon	Qi (L/j/hab)	Nombre d'habitants 'Ni'(hab)	Qmoyj (m^3/j)
2012	170	26917	4575,89

❖ Consommation publique :

Les besoins publiques (équipements) se présentent comme suit :

- Besoins scolaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins administratifs.
- Besoins sanitaires.
- Besoins commerciaux.

D'après les informations de l'A.P.C, on peut estimer les besoins public comme suit :

▪ Besoins scolaires :

L'estimation des besoins scolaires concernant les différents établissements sont regroupes dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Estimations des Besoins scolaires

Horizon	Etablissements	Nombre	Elève	Qi(l/j/hab)	Qmoyj(m ³ /j)
2012	Ecole fondamentales	4	350*4	10	14
	C.E.M	03	560*3	10	16,8
	LYCEE	02	1000*3	10	30
Total					60,8

▪ **Besoins administratifs :**

L'estimation des Besoins administratifs concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Estimation des Besoins administratifs

Horizon	Etablissements	Unité de base	Nombre	Qi(l/j/hab)	Qmoyj(m ³ /j)
2012	A.P.C	employé	60	10	0,6
	P.T.T	employé	20	10	0,2
	Daira	employé	35	10	0.35
	Subdivision hydraulique	employé	20	10	0.2
	Poste	employé	16	10	0.16
	Gendarmerie	personne	40	150	6
Total					7,51

▪ **Besoins sanitaires :**

L'estimation des Besoins sanitaires concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Estimations des Besoins sanitaires

Horizon	Etablissements	unité	Nombre d'unité	Qi(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
2012	polyclinique	patient	30	20	0,6
	Salle de soin	patient	15	15	0,23
Total					0,83

▪ **Besoins socioculturels :**

L'estimation des besoins culturels concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Estimations des Besoins socioculturels

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q _{moyj} (m ³ /j)
4 Mosquées	1200	10	12
CFPA	80	20	1,6
Stade communal	30	60	1,8
Centre culturel	30	10	0,3
Total			15,7

▪ **besoins commerciaux :**

L'estimation des Besoins commerciaux concernant les différents établissements sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Estimations des Besoins commerciaux

Horizon	Etablissements	unité	Nombre d'unité	Qi (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
2012	Station d'essence	-	2	1500	3
	Marchés	m ²	800	5	4
	Douche publique	-	6	2000	12
	Boulangerie	-	5	400	2
	Boucherie	-	10	50	0,5
	Café	client	400	5	2
Total					23,5

Tableau IV.8 : Récapitulation des consommations totales

Horizon	Catégories des besoins		Q _{moyj} (m ³ /j)
2012	Besoins domestiques		4575,89
	Besoins publics	Besoins scolaires	60,8
		Besoins administratifs	7,51
		Besoins sanitaires	0,83
		Besoins socio culturels	15,7
		Besoins commerciaux	23,5
	Arrosage		65
Total		4749,23	

IV.3.2 Variation de la consommation journalière

❖ Consommation maximale journalière

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalier maximum ($K_{\max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peuvent être obtenus par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Avec : $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$, le coefficient d'irrégularité journalier maximum

On prend $K_{\max,j}=1,3$. Et $K_{\max,j} = 1$ pour l'arrosage.

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

❖ Consommation minimale journalière

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Avec : $K_{\min,j} = (0,7 - 0,9)$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.9 :

Tableau IV.9 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune à l'état actuel:

Commune	$Q_{\text{moy},j}$ [m ³ /j]	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ [m ³ /j]	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ [m ³ /j]
Lardjem	4749,23	0,8	3799,38	1,3	6174

IV.4 Estimation des besoins en eau potable a l'horizon 2030

IV.4.1 Consommation moyenne journalière

Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules

pour le calcul des débits, nous aboutissons aux valeurs théoriques du tableau (IV.10) qui donne une image de projection possible pour l'horizon (2030).

Tableau IV.10 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030)

Catégories de consommateurs	Besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
Domestique			habitant	34204	200	6840,8
Equipements publics	Scolaires	02 écoles primaires	élève	1000	10	10
		02 C.E.M	élève	1300	10	13
		01 LYCEE	élève	800	10	08
		02 Crèches	enfant	200	10	02
	Administratifs	Sûreté de Daïra	employé	35	15	0,53
		Annexe d'APC	employé	10	15	0,15
		Protection civile	unité	1	25000	25
		Recette postale	employé	10	15	0,15
	Sanitaires	Polyclinique, maternité	patient	50	20	1.00
		hôpital	lit	120	200	24
		Salle de soin	patient	20	15	0,3
	Socioculturels et sportifs	02 Mosquées.	fideles	1000	15	15
		02 Bibliothèques	lecteur	120	15	1.80
		Maison de jeune	personne	150	15	2.25
		Complexe sportive	personne	200	60	12
	Commerciaux	Centre commerciale	unité	01	1000	1.00
		Locaux commerciaux	unité	200	20	4.00

Source : APC de Lardjem

- ❖ **Consommations Total** : les consommations totales sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Récapitulation des consommations totales

Horizon	Catégories des besoins		Qmoyj (m ³ /j)
2030	Besoins domestiques		6840,8
	Besoins publics	Besoins scolaires	93,8
		Besoins administratifs	33,34
		Besoins sanitaires	26,13
		Besoins socio culturels	46,75
		Besoins commerciaux	28,5
		Arrosage	65
Total		7134,32	

IV.4.2 Variation de la consommation journalière

Les résultats sont représentés dans le tableau IV.12 :

Tableau IV.12 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières pour la commune à l'horizon 2030

Commune	Qmoy, j [m ³ /j]	Kmin, j	Qmin, j [m ³ /j]	Kmax, j	Qmax, j [m ³ /j]
Lardjem	7134,32	0,8	5707,46	1,3	9255,12

IV.5 Calcul de déficit de consommation et de taux de satisfaction

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2030), il nous convient de déterminer le déficit par lequel on dimensionnera la station de traitement.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés à l'horizon 2030 et la production en eau existante.

La commune de Lardjem est alimentée en eau à partir du barrage Kodiat Rosfa avec un volume de 1500 m³/jour. donc un taux de satisfaction égale à 16.21 % à l'horizon 2030.

Le déficit sera donc : $9255,12 - 1500 = 7755,12 \text{ m}^3/\text{j} = 89,76 \text{ l/s}$

Le volume régularisé du barrage de Bouzegza est de 2,3 Mm³/an → 73 l/s.

Les taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier et du volume max journalier après la projection de la station de traitement monobloc sont présentés dans les tableaux IV.13 et IV.14 :

Tableau IV.13 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier

Année	2012	2030
Vbesoins moy,j (m ³)	4749,23	7134,32
Vmoy,j (m ³)	7807,37	7807,37
Taux %	164,4	109,43

Tableau IV.14 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier

Année	2012	2030
Vbesoins max,j (m ³)	6174	9255,12
Vmoy,j (m ³)	7807,37	7807,37
Taux %	126,46	84,46

D'après le tableau IV.14 nous avons un surplus de 1633,37 m³/j à l'état actuel, donc la station de traitement peut être destinée à alimenter une autre localité supplémentaire.

par contre à l'horizon 2030 on aura un déficit de 1447,75 m³/j.

IV.6 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les besoins en eau potable de la ville de Lardjem ce qui nous a permis de savoir que : les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par l'augmentation de débit fourni par le barrage de Bouzegza.

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre on va dimensionner la station de traitement sur le débit de 262,56 m³/h ou un cumul journalier de 6301,37 m³/j. En effet ce débit est en fonction du volume régularisé du barrage de Bouzegza. Cette base de dimensionnement permettra de créer une station capable de compenser les besoins futurs à 10 ans et plus avec un taux de satisfaction de 84,46% à l'horizon 2030.

V.2 Caractéristiques de l'eau brute et objectifs de traitement

Les principales caractéristiques d'eau brute et les valeurs de l'OMS sont présentées dans le tableau V.1 :

Tableau V.1 : Qualité des eaux brutes du Barrage de Bouzegza

Paramètre	Unité	Valeur	Norme d'OMS
Température	°C	10,9	≤25
PH	-	8,16	6,5-8,5
Conductivité à 25°C	µs/cm	781	2800
Oxygène dissous	mg/l	15,8	5
Turbidité	NTU	10,5	5
Salinité	%	0,4	-
TDS	mg/l	381	-
Calcium	mg/l	91,6	250
Magnésium	mg/l	22,56	150
Chlorures	mg/l	92,3	250
Sulfates	mg/l	159,15	200
Bicarbonate	mg/l	39,65	-
Dureté totale (TH)	°F	32,3	15
Titre alcalin	°F	0	-
Titre alcalin complet	°F	0,65	≥2,5
Ammonium	mg/l	<0,02	0,5
Nitrite	mg/l	0,03	0,1
Nitrate	mg/l	5,36	50
Phosphate	mg/l	<0,02	0,5
Coliformes totaux	c/100ml	15	0
Colibacilles	c/100ml	Présence	0
Streptocoques fécaux	c/100ml	17	0

Source : Algérienne des eaux. Zone de Mascara. Unité de Tiaret : Service de traitement.

Voir ANNEXE I : Qualité des eaux brutes du Barrage de Bouzegza.

V.2.1 Analyse des données

D'après les résultats des analyses effectuées sur les eaux brutes on peut dire qu'il s'agit en fait de traiter une eau de surface avec des pics de turbidité importants en période de pluie et une pollution bactériologique importante. Ces turbidités importantes impliquent de mettre en œuvre un prétraitement physico-chimique.

V.2.2 Objectifs de traitement

Les objectifs de traitement sont les suivants :

- ✓ PH : proche de 7 (6.5 à 7.5)
- ✓ Turbidité : inférieure à 5 NTU
- ✓ Chlore résiduel : supérieure ou égale à 0.5 mg/l.

V.2.3 Solutions de base

En fonction des paramètres de qualité de l'eau brute (turbidité notamment), la solution de base recommandée consiste à effectuer un traitement complet comprenant :

- Une floculation décantation avec adjonction de sulfate d'alumine,
- Une filtration des eaux décantées
- Une chloration avec ajout de chlore après filtration

V.2.4 Choix du type de la filière de traitement

La station de traitement d'eau potable sera de construction métallique, solide et compacte en plus de la possibilité de son caractère modulaire offre plusieurs avantages, notamment :

- ✓ Génie civil très réduits.
- ✓ temps de réalisation relativement court.
- ✓ mobilité : possibilité de déplacer la station vers une autre destination.
- ✓ possibilité d'augmenter la production en fonction du besoin par l'ajout d'un module.

V.3 Prélèvement de l'eau brute

V.3.1 La Prise d'eau brute

La prise d'eau permet de fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible. Elle sera d'un débit de 73 l/s.

V.3.1.1 choix du type de la prise d'eau

Le choix des composantes de la prise d'eau dépend de nombreux facteurs tels que :

- ✓ Les caractéristiques de la source d'eau;
- ✓ Besoins actuels et futures;
- ✓ Variations de la qualité/quantité de l'eau brute;
- ✓ Conditions climatiques;
- ✓ Navigation;
- ✓ Fondations;
- ✓ Considérations économiques.

De façon générale, la prise d'eau est constituée des éléments suivants :

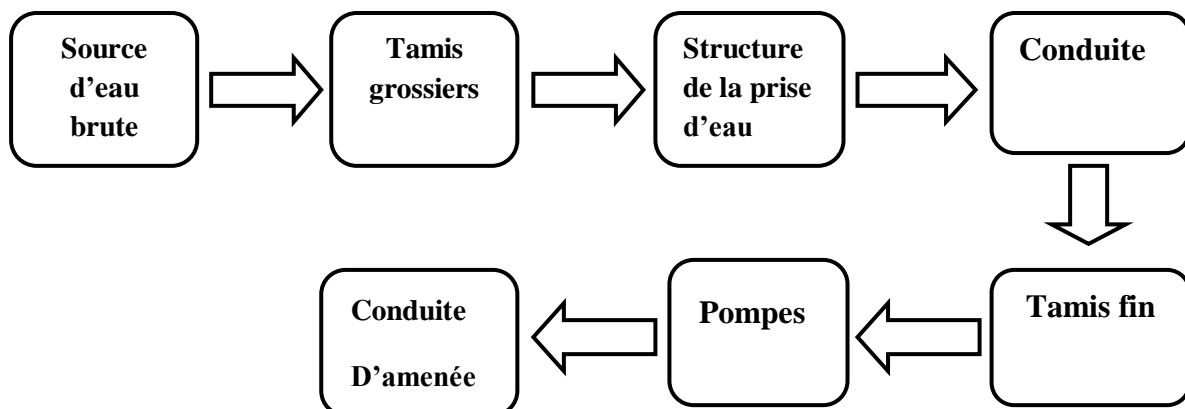


Figure V.1 : Constitution d'une prise d'eau

Dans notre cas on va choisir une prise d'eau flottante pour les raisons suivantes :

- ✓ éviter le risque d'un marnage important.
- ✓ le niveau de l'eau est peu élevé.
- ✓ elle peut être fabriquée ex situ.
- ✓ elle est peu onéreuse.
- ✓ coût relatif : faible-moyen.

La prise d'eau flottante prélève de l'eau à une profondeur fixe sous le niveau de la surface, et elle doit être bien ancrée. (Hubert Cabana, 2009)

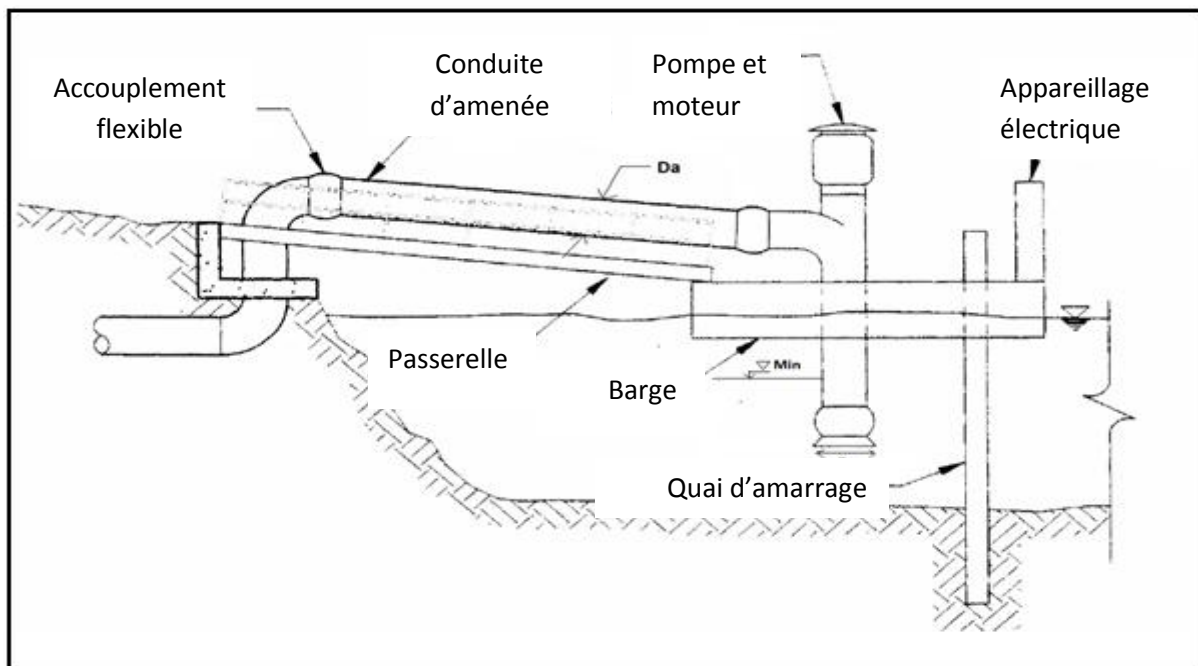


Figure V.2 : Prise d'eau flottante

V.3.1.2 Localisation de la prise d'eau

Les éléments suivants doivent être considérés :

- ✓ Elle ne sera pas très éloignée des berges pour les interventions éventuelles ;
- ✓ L'entrée d'eau doit être submergé ;
- ✓ Possibilité d'un écoulement gravitaire.
- ✓ La profondeur minimale d'eau au-dessus de l'ouverture doit être la plus grande des dimensions suivantes : 1,5 m ou 2 à 3 fois le diamètre de l'ouverture. (op.cit)

Dans notre cas :

- La prise d'eau sera placée sur le lac à 20 m de la rive avec une profondeur maximale égale à 3 m.
- La côte minimale de la prise sera de 612 m NGA.

Remarque :

La prise d'eau flottante assure l'enlèvement des débris de dimensions intermédiaires à l'aide d'une crépine, afin d'éviter qu'ils interfèrent avec le fonctionnement des équipements avals. Elle sert également à empêcher l'accès des poissons aux ouvrages avals (conduite et installation de traitement).

V.3.2 Conduite d'adduction

Les éléments suivants doivent être considérés lors de la conception d'une adduction:

- ✓ La conduite d'adduction doit être posée en pente constante à un niveau de radier croissant en direction de la berge afin d'éviter l'accumulation d'air ou de gaz;
- ✓ Pour des conduites d'un diamètre important, des regards d'inspection doivent être installés à tous les 300 m (à l'extérieur de la limite des hautes eaux) afin de permettre une inspection visuelle;
- ✓ Si la conduite est sujette à l'accumulation de sédiments ou de boues, un système de nettoyage par purge ou autre devrait être prévu pour les enlever;
- ✓ Dans le cas où la conduite est accessible aux poissons (accès permis par des ouvertures de l'ouvrage d'entrée supérieures à 12 mm), la vitesse de circulation de l'eau ne doit pas excéder 0,5 m/s afin de permettre aux poissons de remonter le courant s'ils s'introduisaient dans la conduite;
- ✓ Dans le cas où la conduite n'est pas accessible aux poissons (grillage fin ou gravier à l'ouvrage d'entrée), la vitesse dans la conduite d'adduction doit être suffisante pour limiter la formation de dépôts. Cependant, elle ne doit pas dépasser 1,5 m/s et doit préférablement être comprise entre 0,6 et 1,2 m/s;
- ✓ Pour diminuer les problèmes de frasil, on peut utiliser des matériaux de faible conductivité thermique, chauffer la conduite ou pomper de l'eau à rebours dans la conduite. (Environnement Québec, guide de conception, 2002)

Remarque :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fera dans le chapitre suivant.

V.3.3 Regard de rive

Dans le cas où il n'y aurait pas de poste de pompage d'eau brute ou que celui-ci soit éloigné de la source d'eau, un regard de rive est requis. Celui-ci pourra abriter les ouvrages connexes requis (tamis fins, robinet d'isolation, raccordement de deux prises d'eau indépendantes, installation pour les purges à contre-courant, etc.). (op.cit)

Dans notre cas on n'a pas un poste de pompage, donc on opte pour un regard de rive, ce dernier comportera un robinet d'isolation.

V.3.4 Système de mesure de débit

Prévoir l'installation d'un système de mesure du débit à la prise d'eau, ce système permettant d'informer l'exploitant du respect des consignes de captage découlant du calcul de la capacité de la source.

V.4 Dimensionnement des ouvrages de la chaîne de traitement

L'eau brute prélevé du barrage de Bouzegza passe à travers la conduite d'adduction, est acheminée vers la station de traitement à travers deux conduites en parallèle de diamètre 200 mm type PEHD chacune.

N.B :

Les deux lignes de traitement sont identiques, donc le dimensionnement se fera pour une seule ligne.

V.4.1 Coagulation

La coagulation est toujours la première étape d'un traitement physico-chimique. Elle précède ainsi la floculation/décantation/filtration, la filtration directe ou la filtration membranaire (microfiltration ou ultrafiltration).

Pour déterminer la dose optimale du coagulant pour traiter l'eau, on effectue un essai au laboratoire appelée « jar test ».

V.4.1.1 Le jar-test

Le jar-test est un appareil doté de 06 postes d'agitation à vitesse de rotation réglable (voir figure V.2).

On emploie comme coagulant le sulfate d'aluminium $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$;
Le principe de l'essai Jar test est résumé en annexe. Voir ANNEXE II : Principe de Jar test

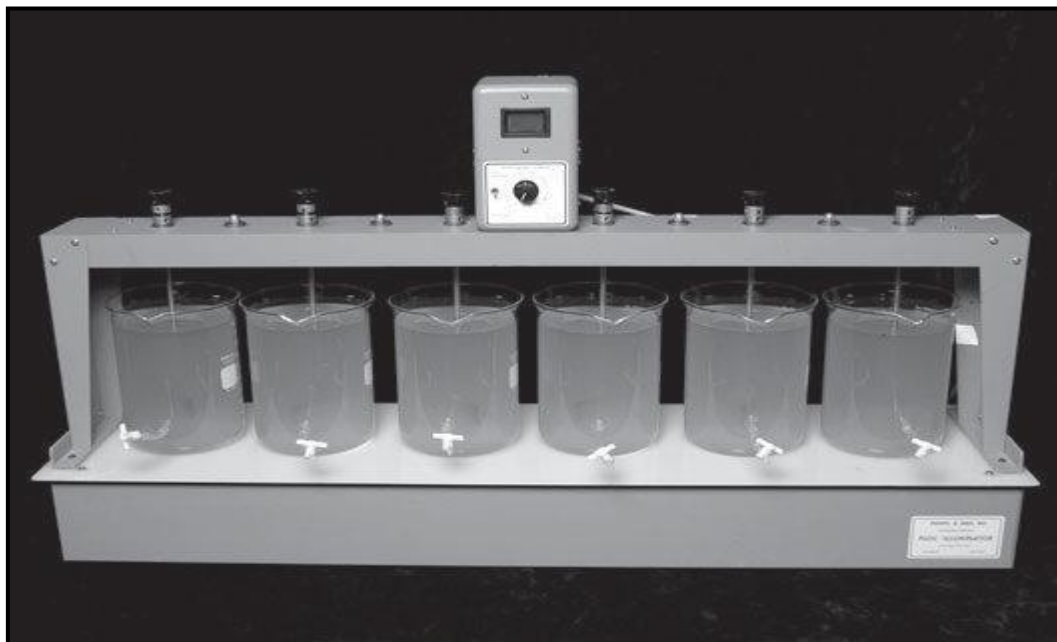


Figure V.3 : Appareil de jar test

On a effectué un essai de Jar test au laboratoire afin de déterminer le pH optimal. Les résultats sont présentés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2 : Résultats du jar test

Concentration (mg/l)	12	12	12	12	12	12
Caractéristiques						
PH	5,5	6	6,5	7	7,5	8,03
Conductivité (µs/cm)	454	699	710	620	679	648
Turbidité (NTU)	17,1	12,7	10,7	3,8	1,18	2

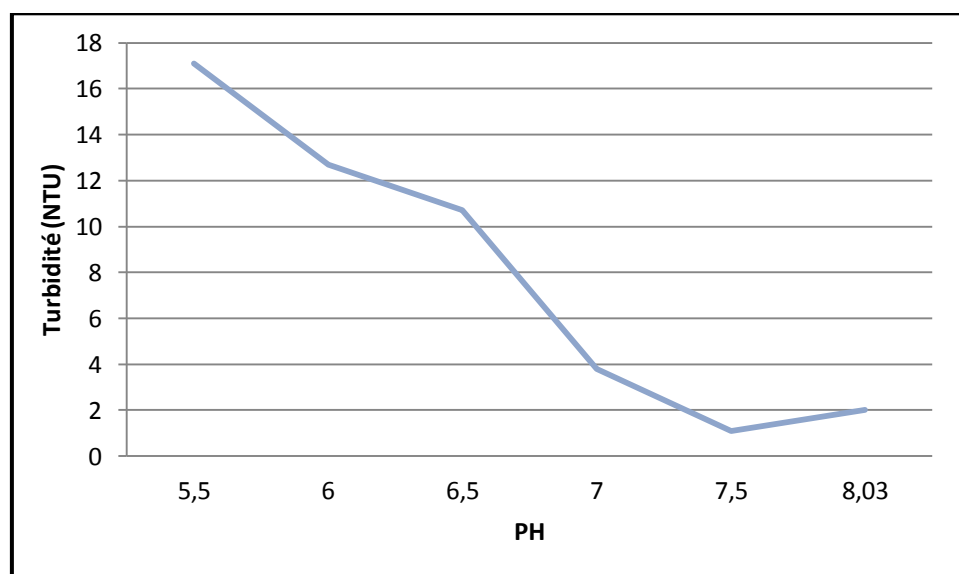


Figure V.4: Variation de la turbidité en fonction du PH

Observations :

- Il y a une apparition de floccs après 1 minute d'agitation ;
- La dose : 12 mg/l du coagulant donne des très bons résultats pour la baisse de la turbidité ;
- Le pH optimal de $Al_2-SO_4-18H_2O$ est : $pH \cong (7 \div 8)$;
- Lorsque la coagulation a été réalisée avec le sulfate d'aluminium ($Al_2(SO_4)_3$), il a été constaté une baisse du pH jusqu'aux des valeurs voisines de 6 à 7. Ce réactif présente donc l'avantage de ne pas nécessiter systématiquement un réajustement du pH des eaux qui ont au préalable un caractère légèrement alcalin.

V.4.1.2 choix de la variante adéquate pour la mise en œuvre de la coagulation

La mise en œuvre de la coagulation peut se faire par différents techniques qui sont :

1. Mélangeur mécanique.
2. Mélangeur statique.
3. Chambre de mélange avec agitateur mécanique.

Le choix de la variante adéquate est basé sur les paramètres suivants :

- Un temps de mélange qui varie habituellement de 1 à 2 min.
- Gradient de vitesse varie généralement de 300 à 1500 s^{-1} . (Environnement Québec, 2002)

A. Le mélangeur mécanique (In-Line Mechanical Mixing)

Les critères de design suivantes peuvent être utilisés pour le choix d'un mélangeur mécanique :

- G varie entre 3 000 et 5 000 s^{-1} .
- T est de 0,5 s environ.
- la perte de charge engendrée varie de 0,3 à 0,9 m. (Mackenzie L.Davis, 2010)

Le tableau suivant c'est un exemple qui présente des informations fournies par le fabricant pour le choix d'un mélangeur mécanique :

Tableau V.3 : Caractéristiques de mélangeurs mécaniques fournies par le fabricant

Modèle	Poids (Kg)	Puissance du moteur ^a (w)	Dimensions ^b					
			A	B	C	D	E	F
AZ-1	65	350	85	12	11	30	64	23
AZ-2	85	550	90	15	17	35	68	30
AZ-3	140	750	95	17	22	40	68	30
AZ-4	230	750 1,000	110	20	27	50	71	30
AZ-5	300	1,100 1,500	125	23	32	55	76	30
AZ-6	325	1,500	130	25	36	60	76	30
AZ-7	400	1,500 2,250	135	27	41	65	76	30
AZ-8	425	2,250	140	30	46	70	76	30
AZ-9	500	2,250	145	33	51	80	76	30
AZ-10	600	3,700	150	33	51	70	88	44
AZ-11	750	7,500	160	38	61	90	88	53
AZ-12	1,200	15,000	190	48	71	120	95	58
AZ-13	1,600	22,000	210	56	91	125	95	68

^a lorsque deux valeurs sont indiquées, un moteur alternatif est valable pour le modèle.

^b ils sont représentés dans la figure V.4. Les valeurs sont en cm.

Source: Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Desing Principales and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies.United States.2010.

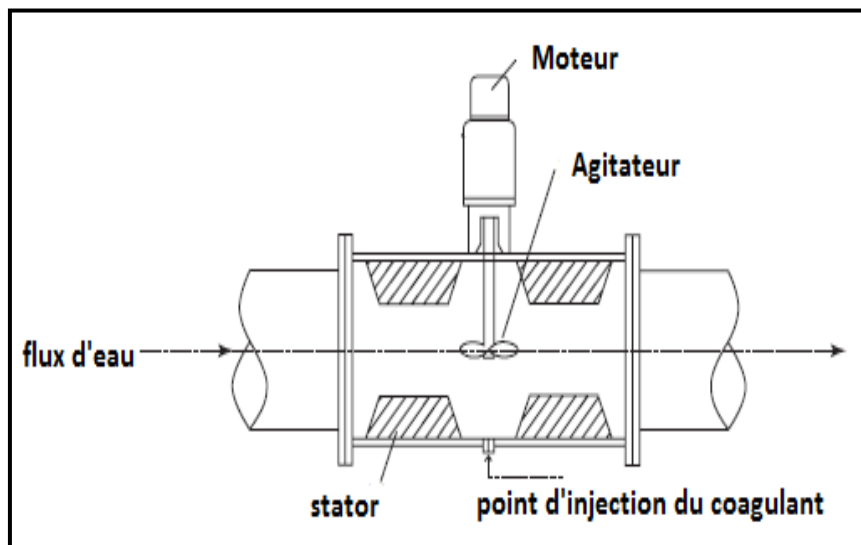


Figure V.5 : Mélangeur mécanique

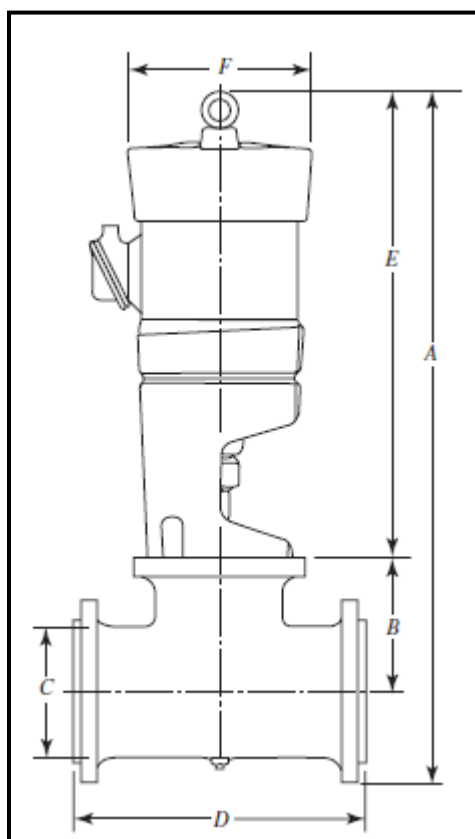


Figure V.6 : Dimensions donnés dans le tableau V.3 du mélangeur mécanique.

A.N :

On va choisir le modèle AZ-2, avec un diamètre de 17 cm pour la chambre de réaction (dimension c, tableau V.4), et une longueur de 35 cm (dimension D, tableau V.4) :

Le volume sera donc :

$$V = \frac{\pi \times 17^2}{4} \times 35 = 7\,944,3 \text{ cm}^3$$

Le temps de séjour est :

$$t_s = \frac{V}{Q}$$

V : volume d'eau dans la chambre de réaction, en m³.

Q : débit en m³/s.

$$v = \frac{7\,944,3 \times 10^{-6}}{0,0365} = 0,218 \text{ s} < 1 \text{ min.}$$

Cette valeur n'est pas acceptable.

On ne peut pas utiliser les autres modèles à cause de leurs poids lourds et leurs dimensions qui sont très grands par rapport au diamètre de la conduite (200 mm).

B. Le mélangeur statique

L'injection du coagulant s'effectue directement en conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse. L'efficacité des injections des réactifs est obtenue par la mise en place en tête des lignes d'un mélangeur statique.

L'incorporation dans les conduites, d'éléments qui constituent des accidents hydrauliques et qui complètent le mélange, est une technique en plein développement. Dans le mélangeur Kenics (Fig. V.6), chaque élément consiste en une lame hélicoïdale tordue à 180°, faite de métal ou de plastique. Les éléments sont disposés en enfilade et selon une séquence de torsions droites et gauches. Le renversement continu de l'écoulement favorise le mélange : le liquide périphérique devient central avant de retourner à la périphérie du conduit et ainsi de suite. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

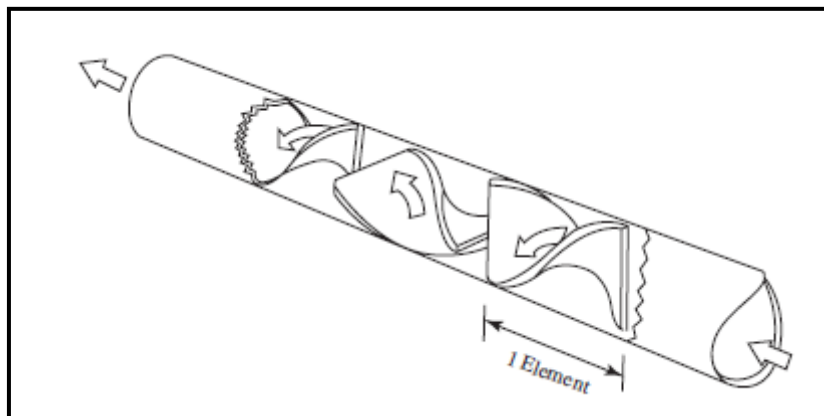


Figure V.7 : Le mélangeur statique de Kenics

La perte de charge occasionnée par un tel mélangeur vaut approximativement :

$$h_{\text{conduit+ mélangeur}} = h_{\text{conduit}} + 3,24 \cdot 10^{-3} (1,5 + 0,21\sqrt{Re}).$$

$$Re = \frac{\rho v d_h}{\mu} \quad (\text{avec } Re = \text{nombre de Reynolds}).$$

$$d_h = \frac{4 \times \text{surface}}{\text{périmètre}} = D \quad (\text{pour les conduits cylindriques}).$$

Q : débit en m³/s.

D : diamètre du conduit en m.

L : longueurs des éléments mélangeurs en m.

L = nombre des éléments × la longueur équivalente × diamètre de la conduite.

d_h : diamètre hydraulique en m.

μ : viscosité en kg.m⁻¹.s⁻¹.

v : vitesse moyenne en m/s.

ρ : masse volumique en kg/m³. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

h_{conduit} : les formules de pertes de charge qui s'appliquent au flux laminaire dans les canalisations rectilignes sont les suivantes :

$$\text{Canalisation très lisses : } h = 0,54 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,75} / D^{1,25}.$$

$$\text{Canalisations lisses : } h = 0,78 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,95} / D^{1,25}.$$

$$\text{Canalisations rugueuses : } h = 1,15 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,95} / D^{1,25}.$$

$$\text{Canalisations très rugueuses : } h = 1,68 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^2 / D^{1,25}. \quad (\text{W.J. MASSCHELEIN, 1996})$$

➤ Pour un diamètre de conduit donné, le mélange sera d'autant meilleur que les éléments du mélangeur sont longs. Cependant cet avantage est contrebalancé par une perte de charge accrue.

A.N :

$$Q = 0,0365 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$D = 0,200 \text{ m} ;$$

Température varie entre 5°C et 25°C .

On prend la viscosité max c.à.d. à 5°C $\mu_5 = 1.519 \times 10^{-3}$ pa.s

Pour 4 éléments de longueur équivalente à $(1,5 \times D)$ chacun, ceci revient à :

$$L = 4 \times 1,5 \times 0,200 = 1,2 \text{ m.}$$

Pour une canalisation lisse : $h_{\text{conduit}} = 0,78 \cdot 10^{-3} \cdot 1,2 \cdot v^{1,95} / (0,2)^{1,25}$.

Car pour une section $(\pi R^2) = 3,14 \times (0,1^2) = 0,0314 \text{ m}^2$.

La vitesse $v = Q/t_s \longrightarrow v = 0,0365 / 0,0314 = 1,16 \text{ m/s}$.

d'où : $h_{\text{conduit}} = 0,78 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9 \cdot (1,16)^{1,95} / (0,2)^{1,25} = 0,007 \text{ m}$.

$$\text{Re} = \frac{\rho v d_h}{\mu} = \frac{10^3 \times 1,16 \times 0,2}{1,519 \times 10^{-3}} \quad (d_h = 0,200 \text{ m})$$

$= 2,014 \times 10^5 > 5000 \longrightarrow$ le mélange apparaît très turbulent. (Mackenzie L.Davis, 2010)

$$h_{\text{tot}} = 0,007 + 3,24 \cdot 10^{-3} (1,5 + 0,21 \sqrt{2,014 \times 10^5}) = 0,317 \text{ m.}$$

$$\text{Volume} = 0,0314 \times 0,317 = 9,95 \text{ l.}$$

Le temps de séjour est : $t_s = \frac{9,95}{36,5} = 0,27 \text{ s} < 1 \text{ min} \longrightarrow$ cette valeur n'est pas acceptable.

$$\text{Le gradient de vitesse est : } G = \left(\frac{\rho g h}{\mu t} \right)^{1/2} = \sqrt{\left(\frac{10^3 \times 9,81 \times 0,317}{1,519 \times 10^{-3} \times 0,27} \right)} = 3199,41 \text{ s}^{-1} > 1500 \text{ s}^{-1}$$

C. Chambre de mélange avec agitateur mécanique

Dans ce cas on opte pour un bassin de coagulation-floculation qui est très utilisé dans les stations de traitement monobloc.

Pour le dimensionnement on prend :

- Temps de mélange $t_s = 1,82 \text{ min}$;
- Gradient de vitesse souhaité $G = 500 \text{ et } 1000 \text{ s}^{-1}$;
- Le système d'agitation est radial (disque propulseur) \longrightarrow figure V.7 ;
- Débit d'eau brute $Q = 36,5 \text{ l/s}$;
- Température varie entre 5°C et 25°C ;

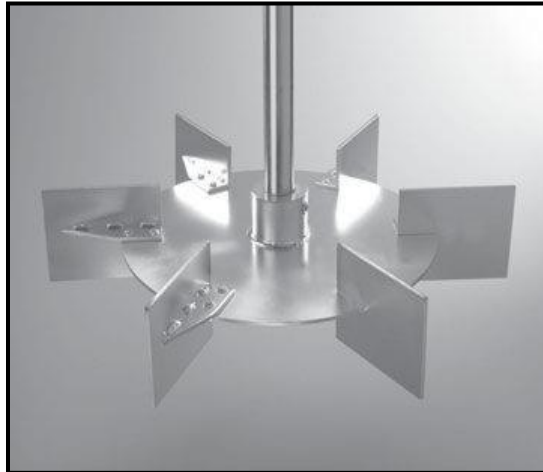


Figure V.8 : Système d'agitation radial

1. Volume du bassin

$$V=Q.ts ; V= (36,5l/s) \times (1,82 \times 60 s)=3985,8 l$$

$$V \approx 4 m^3$$

On prend les dimensions suivantes : 2 x 0,67 x 3 m.

2. La puissance investie : elle s'exprime de la manière suivante :

$$P= C \rho d_2^5 w^3 \quad \text{avec : } w= 2\pi n ;$$

Où C est le coefficient de rendement, d_2 le diamètre de l'ensemble du mélangeur, n le nombre de tours par seconde et ρ la masse volumique de l'eau. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

On prend $C=0,01$, $d_2=0,5$ m et $\rho=10^3$ kg.m.s⁻¹ et en se basant sur les résultats de Jar-test on prend

$$n= 200 \text{ min}^{-1} .$$

A.N:

$$w= 6,28 \times (200/60) = 20,93 \longrightarrow P= 0,01 \times 10^3 \times 0,5^5 \times 20,93^3 = 2865,21 \text{ watt.}$$

3. Le gradient de vitesse

$$P=G^2 \times V \times \mu \longrightarrow G= \sqrt{\frac{P}{V \cdot \mu}} , \text{ où } v \text{ est le volume d'eau dans le bassin.}$$

On prend la viscosité max c.à.d. à 5°C $\mu_5=1.519 \times 10^{-3}$ pa.s. .(Mackenzie L.Davis, 2010)

A.N:

$$G = \sqrt{\frac{2865,21}{4 \times 1.519 \times 10^{-3}}} = 686,7 \text{ s}^{-1} \longrightarrow \text{acceptable.}$$

4. Nombre de Reynolds (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

$$Re = \frac{d_2^2 w}{\nu} \quad \text{où } \nu \text{ est la viscosité cinématique de l'eau (m}^2/\text{s), } \nu = 1,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s.}$$

On trouve $Re = 3,96 \cdot 10^6$

Le mélange apparaît très turbulent.

5. Conclusion

On optera pour le bassin de coagulation-floculation, ce dernier paraît très intéressant vu qu'il présente les avantages suivants :

- ✓ Un temps de contact suffisant ;
- ✓ Un gradient de vitesse convenable ;
- ✓ plus économique.

V.4.1.3 Détermination du débit de la pompe doseuse

La solution de sulfate d'alumine sera injectée dans le bassin de coagulation grâce à une pompe doseuse qui fonctionne à un débit proportionnel au débit de l'eau brute :

$$Q_t \cdot C_{\text{coag}} = q_p \cdot C_s \Rightarrow q_p = \frac{Q_t \cdot C_{\text{coag}}}{C_s}$$

Q_T : Débit total d'entrée ;

C_s : Concentration de coagulant (10 g/l) ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

C_{coag} : Dose optimal de coagulant. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

AN :

$$q_p = \frac{Q_T \cdot C_{\text{coag}}}{C_s} = \frac{36,5 \cdot 0,012}{10} = 0,0438 \text{ l/s} \approx 158 \text{ l/h.}$$

Remarque : On opte pour deux pompes doseuses (1 en service/ 1 en secours).

V.4.1.4 Détermination du volume du bac de coagulant

- la hauteur du bac : $h = 1$ à 2 m .
- t_s : temps de séjour de l'eau dans le bac de coagulant est en général de l'ordre de 24 h .
- le volume du bac $V = q_p \cdot t_s$.

- la surface $S = \frac{V}{h_{max}}$.

AN :

- on prend une hauteur $h=1,5$ m.
- on calcule le volume $V = q_p \cdot t_s = 158 \cdot 24 = 3,79 \text{ m}^3$.

$$V = 3,79 \text{ m}^3.$$

- La surface : $S = \frac{V}{h_{max}} = 3,79/1,5 = 2,53 \text{ m}^2$.

Pour une surface carrée on a un bassin de : $1,6 \times 1,6 \times 1,5$ m.

V.4.1.5 Correction et ajustement du PH de floculation

L'ajustement se fait par l'emploi de chaux sous forme de lait de chaux dans le bassin de coagulation-floculation, ceci afin d'éviter la présence d'aluminium ou de fer dissous dans les eaux traitées.

V.4.2 Floculation

Pour le dimensionnement on prend :

- Temps de floculation 15 min ;
- Gradient de vitesse $G=80\text{s}^{-1}$ tel que $G < 100 \text{ s}^{-1}$
- Système d'agitation axial \longrightarrow figure V.8
- Température varie entre 5°c et 25°c .



Figure V.9 : Système d'agitation axial.

V.4.2.1 Détermination du nombre d'agitateurs X :

Le nombre d'agitateur est déterminé par l'équation empirique suivante :

$$X = \frac{L}{H \cdot \beta} \quad (\text{SCHULMAN.J, 2010})$$

β : coefficient arbitraire pour les flocculateurs à agitation mécanique $1 < \beta < 1,5$

Si $\beta = 1$ donc on a $X = 1.83$

Donc on prend $X = 2$.

V.4.2.2 Calcul du volume du bassin

$$V = Q \cdot t_s, \quad V = (36, 5 \text{ l/s}) (15 \times 60 \text{ s}) = 32850 \text{ l}$$

$$V \approx 33 \text{ m}^3$$

La profondeur du bassin compris entre 3 et 4.5m (Mackenzie L.Davis, 2010)

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

V.4.2.3 Calcul de la surface

$$S = \frac{V}{H} = \frac{33}{3} = 11 \text{ m}^2$$

On prend une largeur $l = 2 \text{ m}$ et une longueur $L = 5,5 \text{ m}$.

Pour deux agitateurs on divise la surface sur deux ;

$$S/2 = 5,5 \text{ m}^2 \longrightarrow (2,75 \times 2 \text{ m}).$$

V.4.2.4 Calcul du diamètre du système d'agitation

Le diamètre équivalent est donc : $T = \left(\frac{4 \times 5,5}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}$;

$$T = 2,65 \text{ m}$$

a- Le système d'agitation est placé à $1/3$ de H

$$B = \frac{H}{3} = 1 \text{ m}$$

b- La puissance transmise

$$P = G^2 \cdot \mu \cdot V = (80)^2 \times 1.519 \times 10^{-3} \cdot 16,5 = 160,41 \text{ watt}$$

$$2 \cdot P = 320,82 \text{ watt.}$$

c- La puissance fournie par le moteur

La puissance fournie par le moteur sachant que le rendement est 0.8.

$$P_m = P / \text{rendement}$$

$$P_m = 320,82 / 0.8 = 401 \text{ Watt}$$

d- Diamètre d'un système d'agitation D. (op.cit)

On prend les Caractéristiques de l'impulseur suivantes comme un exemple de calcul :

Tableau V.4 : Caractéristiques de l'impulseur données par le fabricant.

Type	Diamètre T(m)			Coefficient de rendement (Np)
	0.3	0.4	0.6	
radial	0.3	0.4	0.6	5.7
axial	0.8	1.4	2.0	0.31

On choisit différents diamètres du système d'agitation et on vérifie les rapports géométriques le tableau suivant illustre la méthode de calcul du diamètre du système d'agitation :

Tableau V.5 : méthode de calcul du diamètre du système d'agitation.

Rapport géométrique	valeur typique	Diamètre du disque propulseur (D)		
		0.8m	1.4m	2.0m
D/T	0.17 – 0.4	0,3	0,53	0.75
H/D	2 - 4	3,75	2,14	1,5
H/T	0.34 - 1.6	1,13	1,13	1,13
B/D	0.7 - 1.6	1,25	0.71	0.5

On remarque que pour D=1.4m et D=0.8m toutes les conditions sont vérifiées.

On choisit D=1,4 m.

e- Calcul de la vitesse de rotation n

$$n = \left(\frac{P}{Np \cdot D^5 \rho} \right)^{1/3}$$

D'où $n=0,46 \text{ s}^{-1}$ ou 28 tr/min.

V.4.2.5 Vérification de la vitesse périphérique (V)

La vitesse périphérique doit être inférieure à 2,7 m/s afin d'éviter la cassure des floes. (op.cit)

$$V = n \cdot \pi \cdot D = 0,46 \times 3,14 \times 1,4 = 2,02 \text{ m/s} < 2,7 \text{ m/s.}$$

V.4.2.5 Utilisation d'adjuvant

L'adjuvant concerné serait un polyélectrolite qui sera utilisé dans le cas d'une eau très chargée (en général en période de crue),

L'injection serait décidée par le préposé par l'intervention manuelle.

V.4.3 Chloration avant la décantation

La chloration avant la décantation utilisée pour l'oxydation du fer et du manganèse, élimination du goût et de l'odeur, et l'oxydation du sulfate d'hydrogène, aussi pour empêcher le développement d'algues dans les décanteurs.

On utilise pour cette chloration l'Hypochlorite de Sodium (NaOCl) à une dose de (0,2 à 2) mg/l.

L'injection du chlore s'effectue directement par l'intermédiaire d'une pompe doseuse dans le bassin de coagulation-floculation dans le bassin d'accumulation des eaux floculées.

Deux paramètres doivent être déterminés à savoir le débit de la pompe doseuse et le volume du bac de stockage des produits chimiques.

V.4.3.1 Calcul du débit de la Pompe doseuse

$$Q_{floc} \cdot C_{NaOCl} = q_p \cdot C_s \Rightarrow q_p = \frac{Q_{floc} \cdot C_{NaOCl}}{C_s}$$

Avec :

Q_{floc} : débit de l'eau floculée (131,4 m³/h) ; sachant qu'on a deux bassins de coagulation-floculation

C_{NaOCl} : Dose optimale de l'Hypochlorite de Sodium (0,2 à 2 g/m³) ;

C_s : Concentration de chlore (36°F) soit 1°F = 3.17 g/l de Cl₂ ;

q_p : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = (131,4 \cdot 1) / (114,12 \cdot 10^3) = 1,15 \text{ l/h.}$$

V.4.3.2 Le volume de l'Hypochlorite de Sodium utilisé :

Le temps de séjour $t_s = 24 \text{ h}$;

$$V_c = q_p \cdot t_s = 1,15 \cdot 24 \cdot 2 = 55,2 \text{ l.}$$

$$\longrightarrow V_c = 55,2 \text{ l}$$

NB :

Le dimensionnement du bac de stockage de l'Hypochlorite de Sodium se fait à la fin de ce chapitre ; après la détermination du volume du chlore dans la phase de désinfection.

Remarques :

- On ajoute 0,2 m à la profondeur du bassin pour les trop-pleins.
- le bassin d'accumulation des eaux floculées est de 0,83*2*3 m.
- Le transfert de l'eau du flocculateur vers les deux décanteurs se fera par deux conduites qui ont été dimensionnés pour avoir une vitesse d'écoulement de 0.37 m/s au débit 18,25 l/s afin d'éviter de briser les floccs formés. On a trouvé un diamètre de 250 mm.

sachant que les vitesses d'acheminement de l'eau floculée vers les bassins de décantation se situent préférentiellement entre 0,15 et 0,45 m/s pour éviter la déposition et le bris des floccs, ceci doit être fait en minimisant la turbulence aux coudes et autres changements de direction.

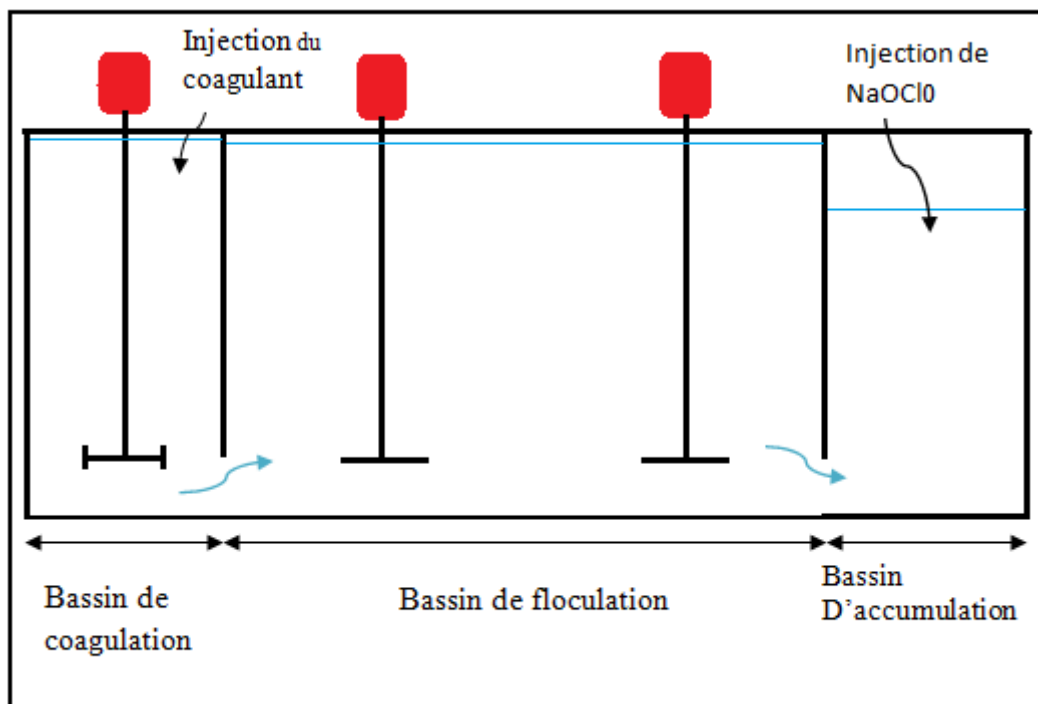


Figure V.10 : Bassin de coagulation-floculation

Les Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation sont les suivants :

Bassin de coagulation :

- Temps de séjour : 1,82 min ;
- Le volume du bassin : $V = 4,29 \text{ m}^3$;
- La hauteur du bassin $h = 3,2 \text{ m}$;
- La surface $S = 1,34 \text{ m}^2$;
- La largeur $l = 0,67 \text{ m}$;
- La longueur $L = 2 \text{ m}$.

- **Bassin de floculation :**
- Temps de séjour : 15 min ;
- Volume du bassin $V = 35,2 \text{ m}^3$;
- La surface du bassin $S = 11 \text{ m}^2$;
- La profondeur du bassin $H = 3,2 \text{ m}$;
- La largeur du bassin $l = 2 \text{ m}$;
- La longueur du bassin $L = 5,5 \text{ m}$;
- Nombre d'agitateur : 2 ;
- Diamètre du disque propulseur $D=1,4 \text{ m}$;

Bassin d'accumulation des eaux floculées

- Volume du bassin $V= 5,31 \text{ m}^3$;
- Temps de séjour $t_s= 2,28 \text{ min}$;
- La surface du bassin : $s= 1,66 \text{ m}^2$;
- La profondeur du bassin $H=3,2 \text{ m}$;
- Longueur du bassin : $L=2 \text{ m}$;
- Largeur du bassin $l= 0,83 \text{ m}$.

V.4.4 La Décantation

Le décanteur choisi sera du type lamellaire à contre courant (deux unités identiques placées en parallèle dans chaque ligne de traitement) ce qui permettrait dans ce cas la meilleure efficacité de décantation aussi bien pour les particules en cours de sédimentation qui s'éloignent du centre vers la périphérie que pour les boues Sédimentées qui font le chemin inverse.

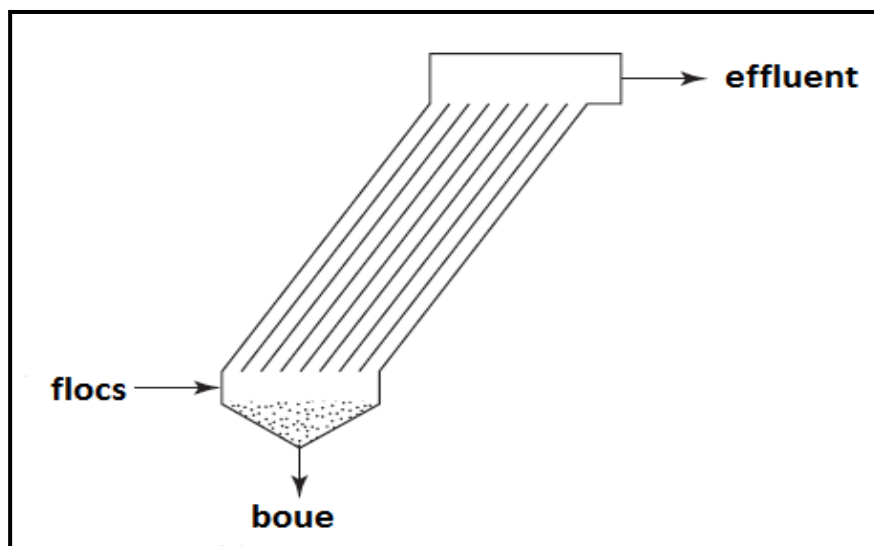


Figure V.11 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant

V.4.4.1 La surface totale projetée

Soit Q le débit d'alimentation de l'unité de décantation. C'est le débit à traiter. La surface de décantation S correspond à la somme de la surface des lamelles du décanteur.

Enfin, la surface totale projetée (STP) est la projection au sol de la surface de décantation.

Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes :

$$STP = \frac{Q}{U_H} \quad (1)$$

$$STP = N_T \cdot l_p \cdot L_p \cdot \cos \alpha \quad (2)$$

Avec :

l_p : largeur des lamelles.

L_p : longueur des lamelles.

N_T : nombre total de lamelle sur l'étape de décantation lamellaire.

α : inclinaison des plaques

Les équations (1) et (2) permettent de trouver N_T , le nombre total de lamelle sur le dispositif de décantation.

Dans ce type de décanteur, la vitesse de Hazen (U_H) est comprise entre 0,5 et 1,5 m/h. (ANTOINE LAPORTE, 2004)

Nous prendrons comme valeur de vitesse de Hazen $U_H=1,46$ m/h (soit $4,05 \cdot 10^{-4}$ m/s).

Cette vitesse permet de se placer en régime laminaire, condition indispensable à la décantation.

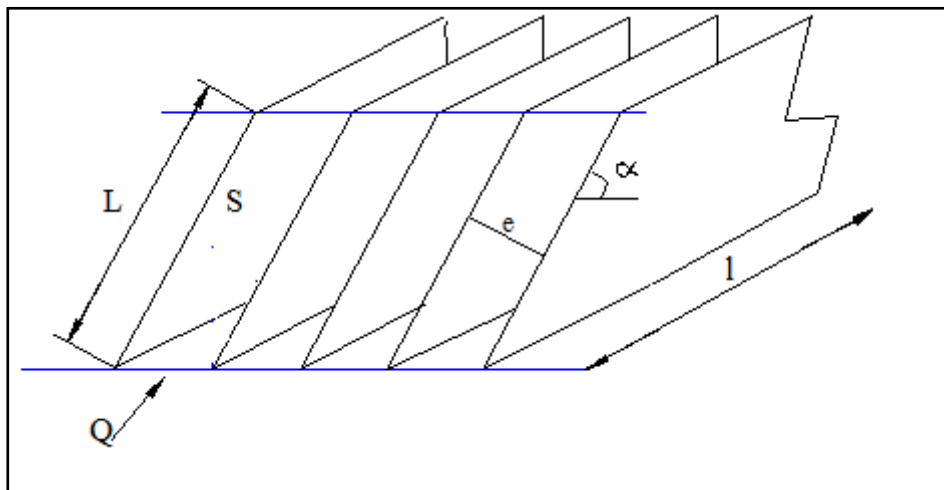


Figure V.12 : Schéma des lamelles.

Si on prend :

- La vitesse de Hazen $U_H= 0,405$ mm/s ;
- Largeur d'une lamelle $l= 3$ m ;
- Longueur d'une lamelle $L= 1.5$ m ;
- Ecartement $e=0,06$ m ;
- Inclinaison des plaques $\alpha=70^\circ$;
- Débit à traiter $Q= 18,25$ l/s.

On va trouver les résultats suivants :

- La surface totale projetée $STP=45$ m² ;
- Le nombre total de lamelle $N_T=30$;
- Le débit entre les lamelles $Q_i=0.608$ l/s.

V. 4.4.2 Détermination de la surface de décanteur

- La largeur du décanteur correspond à la largeur d'une lamelle ;
- La longueur est déterminée en fonction de : (figure V.12) ;
- La zone d'introduction d'eau brute (a) ;
- La longueur projetée de la dernière plaque (b) ;
- L'écartement des lamelles (c) d'où $c = c_1 + c_2 + c_3$;
- La zone de tranquillisation d'eau décantée (d).

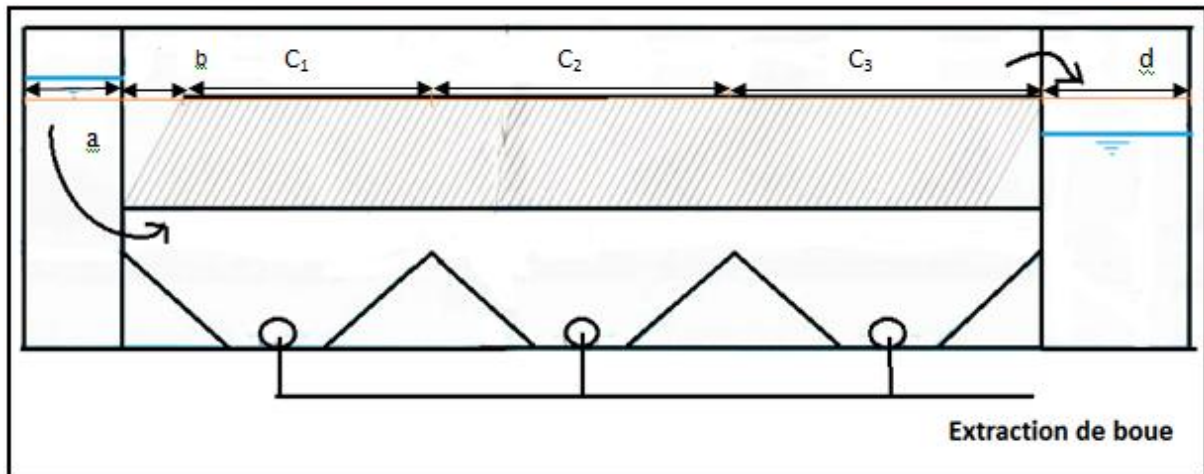


Figure V.13: Les dimensions d'un décanteur lamellaire.

a : pour dissiper l'énergie, on retiendra une valeur de l'ordre de 0,4 m ;

b : $1.5 \cdot \cos 70^\circ = 0.51$ m ; on prend $b=0.51$ m ;

$c = c_1 + c_2 + c_3$, on prend $c_1 = c_2 = c_3$

c: nombre de plaque * écartement = $30 \cdot 0,06 = 1.8$ m ;

Donc : $c_1 = c_2 = c_3 = 0,6$ m ;

On prend $d=0,6$ m.

$$L = 0,5 + 0,5 + 1,8 + 0,7 = 3,5 \text{ m}$$

Soit une surface ($L \cdot l$) de $10,5 \text{ m}^2$.

V.4.4.3 Calcul de la hauteur du décanteur

Les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire sont présentées dans la figure V.13 :

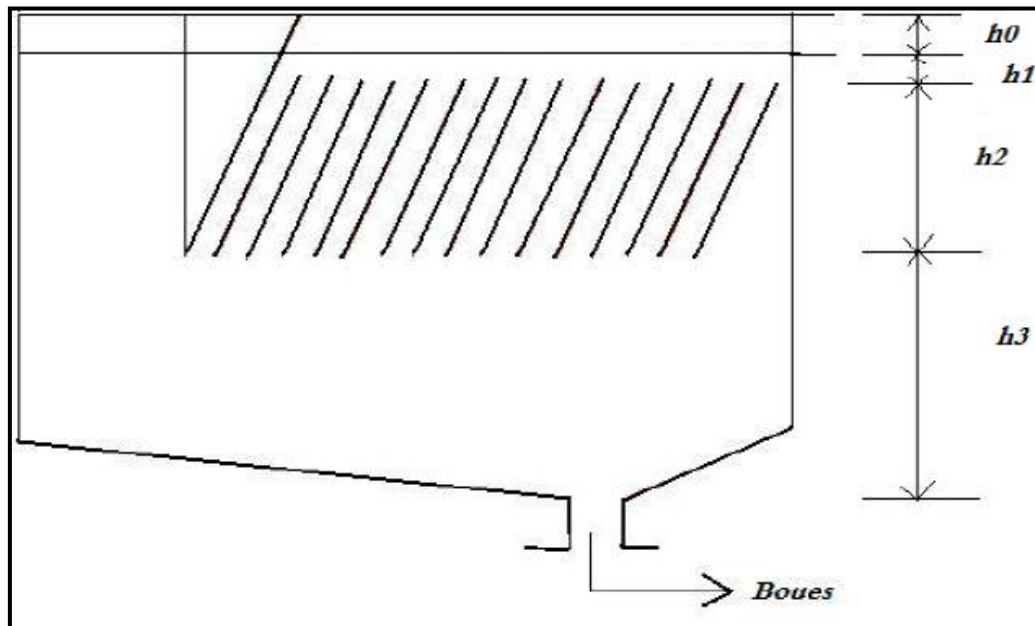


Figure V.14: Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.

Source : SCHULMAN.J, « Cours du traitement des eaux ».

h₀ : Hauteur d'eau au dessus des plaques

Sa valeur correspond à la distance entre le haut des plaques et la goulotte d'évacuation des eaux. La distance préconisée souhaitable en l'absence de calcul précis est de **0,4 m** pour éviter des phénomènes d'aspiration au niveau de la goulotte.

h₁ : Zone eau clarifiée

Elle se situe dans le haut des plaques. Cette hauteur peut varier entre 0,20 et 0,50 m. Une hauteur de 0,20 m peut être retenue si la distance h₀ est correctement dimensionnée.

h₂ : Zone de décantation

Cette zone correspond à la hauteur occupée par les plaques

h₃ : Zone de turbulence, épaissement de boues et stockage

Elle est généralement comprise entre 1-2 m.

Donc :

$$h_0=0,4 \text{ m} ; h_1= 0,2 \text{ m};$$

$$h_2 = L \cdot \sin 70 = 1,5 \cdot \sin 70 = 1,409 \text{ m};$$

$$h_3=0.5 \text{ m}.$$

En fin:

$$H= 0,4+0,2+1,4+0.5 \text{ m}= 2.5 \text{ m}.$$

D'où les dimensions finales du décanteur sont : **3,5 * 3*2.5 m.**

V.4.4.4 Calcul de temps de séjour

Le volume du bassin : $V=L*l*H= 3,5*2.5*3= 26.25 \text{ m}^3$

$$V=26.25 \text{ m}^3$$

On a $V= Q*t_s \longrightarrow t_s = \frac{V}{Q} = \frac{26.25}{0,01825} = 24 \text{ min.}$

V.4.4.5 Canalisation perforées

La répartition des eaux brutes le long du décanteur est assurée par trois tuyaux perforés, de diamètre 100 mm chacun.

La sortie des eaux décantées est assurée aussi par quatre conduites de reprise de diamètre 150mm chacun.

V.4.4.6 Circuit des boues

La boue produite dans les décanteurs serait composée essentiellement d'hydroxydes d'aluminium et de substances colloïdales.

Les boues décantées sont piégées dans les fosses de forme pyramidale.

L'extraction des boues au bas du décanteur est réalisée à l'aide d'un réseau maillé afin de les prélever de manière parfaitement uniforme.

Un système d'évacuation par pompes spéciales des boues à commande séquentielle qui extrait les boues, après chaque extraction cette conduite est rincée, automatiquement, par un mélange (air +eau).

Remarque :

- Des trop-pleins sont prévus pour évacuer l'eau excédentaire dans les ouvrages suivant :
 - floculateurs.
 - décanteurs.

Les trop-pleins seront reliés à la conduite d'eau pluviale, ou vers le milieu naturel.

V.4.5 Filtration

En raison de la variabilité de la turbidité de l'eau brute et de la présence d'eau légèrement colorée la mise en place de filtres de sable et d'autres de charbon actif avec façade en DN 200 équipée pour effectuer des cycles de contrelavage est envisagée. Ce type de filtre fermé permettra d'assurer une filtration rapide tout en conservant une emprise au sol réduite.

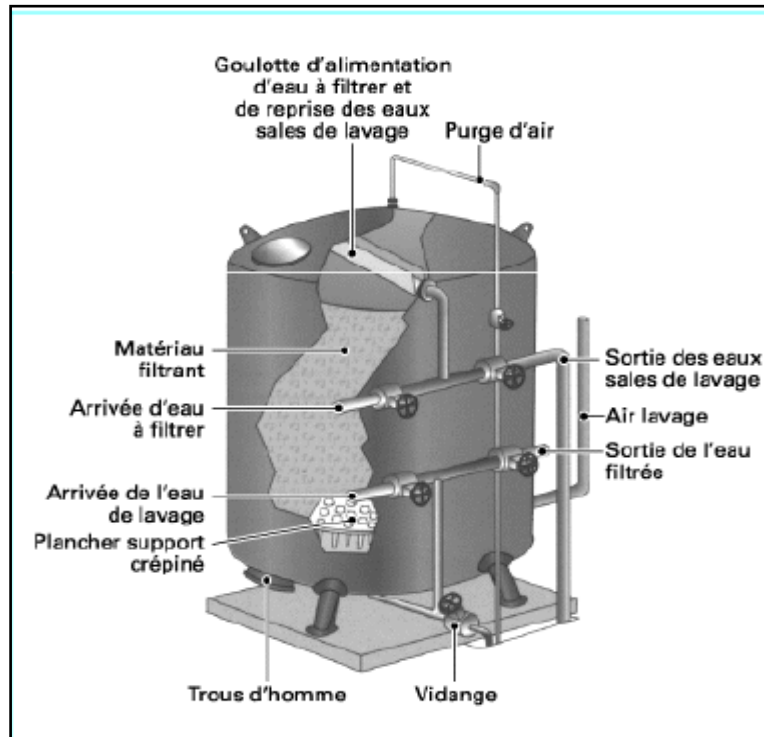


Figure V.15: schéma d'un filtre sous pression.

V.4.5.1 Filtre sous pression

○ Description générale

Ces filtres sont fabriqués en acier protégé, sont équipés de vannes manuelles et dotés de trous pour faciliter la maintenance et la rénovation.

Ces filtres sont équipés d'un plancher étanche formé par une plaque métallique, supportées par des raidisseurs, muni de douilles en PVC pour recevoir des crépines buselures à longue queue.

Les crépines de filtres sous pression ont une double fonction :

- Drainage de l'eau filtrée.
- Répartition de l'eau de lavage et de l'air sur pressé.

Elles permettent d'optimiser l'efficacité de lavage tout en réduisant les quantités d'eau utilisées et les temps de lavage.

Ces crépines présentent une résistance mécanique à l'encrassement et suppriment le risque d'entraînement de la masse filtrante dans le réseau d'eau filtrée.

V.4.5.2 filtration sur sable (Hubert Cabana, 2009)**A-Masse filtrante**

Le sable de silice ($\rho_{\text{relative}} \sim 2.55-2.65$) a été le premier matériau utilisé et reste encore le matériau de base de la majorité des filtres.

B- Paramètres clefs de la sélection d'un médiateur filtrant**1. La taille effective :**

La taille effective, exprimée en mm et notée D_{10} , correspond à l'ouverture de maille laissant passer 10 % en poids de l'échantillon soumis à l'analyse.

2. Le coefficient d'uniformité :

C'est un nombre sans dimension, est égal au quotient de la diversité 60 % par la taille effective. Ce coefficient donne une indication sur l'homogénéité granulométrique de la masse filtrante. Le coefficient d'uniformité $CU = D_{60}/D_{10}$.

C- Choix de la granulométrie d'une couche filtrante unique

En supposant que la hauteur de la couche est adaptée (essais de colonne) et que $d_{60}/d_{10} \sim 1.2 - 1.8$.

Tableau V.6 : La taille effective en fonction du type de filtration

D_{10} (mm)	Type de filtration
0.3 – 0.5	Utilisé pour filtration très rapide sous pression ($600 - 1\,200 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ j}^{-1}$). Colmatage rapide. Lavage du média à l'eau.
0.6 – 0.8	Filtration sans décantation préalable ou coagulation sur filtre (si eau peu chargée); filtration d'eau décantée à faible vitesse ($150 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ j}^{-1}$) si on peut accepter une plus grande perte de charge; Peut être utilisée dans un filtre hétérogène (bi- ou multi-couches).
0.9 – 1.35	Granulométrie couramment utilisée en Europe dans des systèmes à couche homogène.
1.35 – 2.5	Dégrossissage des eaux industrielles ou traitement tertiaire des eaux usées. Utilisation comme couche support de matériaux de 0.4–0.8 mm.
3 – 25	Utilisé comme couche de support.

Source : Hubert Cabana.GCI 720 - Conception : usine de traitement des eaux potables. Chapitre 5 ; La filtration sur sable. Automne 2009

Dans notre cas on a une filtration rapide sous pression donc on doit avoir un $d_{10} \sim 0.3 - 0.5$ mm.

D- Caractéristiques du gravier

Le gravier est placé entre le support des filtres et le lit de sable. Son rôle est de retenir le sable du milieu filtrant et d'améliorer la répartition de l'eau de lavage dans le filtre. La hauteur du support de gravier est prise égale à 0,2m.

E-Vitesse de filtration

Selon le cas d'application, la vitesse de filtration peut atteindre 25 m/h dans ce type de filtres. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

F- Lavage de filtres

Les filtres lents et rapides doivent subir un lavage pour une régénération de leur pouvoir filtrant;

Rétrolavage lorsque :

1. Perte de charge supérieure à la valeur de design;
2. Diminution de la qualité de l'eau (turbidité);
3. Temps d'opération dépassé.

Dans notre cas Le lavage des filtres serait à contre courant et utilisant l'eau et l'air.

La sortie de chaque filtre est munie d'équipements de contrôle pour détecter le colmatage, les pertes de charges et permettent une régulation adéquate.

Il est bien entendu indispensable d'avoir à l'esprit que la turbidité d'eau filtrée ne doit jamais excéder 0,5 NTU et que ce critère déclenchera une procédure de lavage même si la perte de charge maximum autorisée n'est pas atteinte.

Il est également opportun d'assurer l'évacuation vers l'égout des premières eaux de filtration correspondant à environ un volume du filtre.

G- Modalités de lavage

Classiquement le lavage d'un filtre à sable se décompose de manière suivante :

a) Phase détassage : Air pendant 1 à 2 minutes à débit 40-60 $\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$ (objectif : détassage du matériau filtrant qui s'est progressivement compacté au cours de la filtration)

b) Lavage air + eau : Air dans les mêmes conditions que pour le détassage (40 à 60 $\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$) + eau à faible débit (8 à 10 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$) pendant 10 à 15 minutes (objectif : détacher les matières retenues entre les grains ou accrochées à ces grains).

c) Rinçage à l'eau seule: A un débit plus élevé (20 à 30 m³/m²/h) pendant environ 5 à 10 minutes (objectif : entraîner hors de la masse filtrante toutes les matières en suspension décrochées).

Les eaux filtrées sont stérilisées selon les besoins avec l'hypochlorite de sodium et renvoyées vers l'utilisateur.

La durée de lavage est proportionnelle à son niveau d'encrassement. Le lavage des filtres est à commande manuelle.

V.4.5.3 Filtration sur charbon actif en grains CAG

Le charbon actif en grains présente l'avantage d'effectuer deux actions distinctes :

1. adsorption et rétention des micropolluants.
2. consommation du carbone organique dissous.

Le charbon actif en grains consomme en moyenne 100g de carbone organique par m³ et par jour.

- Les règles de dimensionnement des filtres à CAG sont les suivantes :
 - ✓ vitesse de filtration comprise entre 8 et 15m/h.
 - ✓ hauteur du filtre comprise entre 1 et 2m.
 - ✓ granulométrie du charbon actif située entre 0,5 et 0,8mm. on prend 0,6 mm. (op.cit)

A-Modalités de lavage

Les caractéristiques propres au charbon actif nécessitent des conditions de décolmatage qui diffèrent de celles utilisées pour les filtres à sable.

Cela suppose un suivi rigoureux du personnel de l'usine sur l'évaluation des pertes en charbon qui faut-il le rappeler, est un matériau coûteux.

Classiquement le lavage d'un filtre à charbon actif se décompose de manière suivante :

- a) abaissement du plan d'eau à 5 à 10 cm au dessus du niveau du CAG
- b) détassage à l'air seul : à un débit de 40 à 60 Nm³/m²/h pendant une minute.
Le CAG est un matériau fiable, l'opération de détassage ne doit jamais être prolongée car elle aurait pour effet de former des "fines".
- c) dégazage : arrêt du surpresseur et purge des faux-fonds pendant environ 3 minutes.
- d) lavage à l'eau seule : une expansion d'environ 30 % du matériau est nécessaire pour réaliser un lavage efficace.
 - Le débit d'eau de lavage sera donc adapté en fonction du type de CAG pour assurer cette condition. (Attention à la température de l'eau qui peut avoir une incidence importante dans le cas de matériau filtrant de faible densité).
 - Le volume d'eau nécessaire représente environ 5 à 6 volumes de matériau.

Remarque :

Les capacités adsorbantes du CAG ne sont pas récupérées par le simple lavage, ce qui implique sa régénération chez le fournisseur à une périodicité qui dépend de la charge polluante admise sur le filtre.

B- Régulation des filtres

Pour une usine possédant plusieurs filtres, il est nécessaire d'assurer l'équirépartition des débits par l'intermédiaire de régulateurs.

Parmi les principaux régulateurs de filtres, on rencontre :

- le régulateur bine ;
- le régulateur varibar ;
- le régulateur à siphon (Syphidra - Neyrpic – Degrémont) ;
- le débitmètre associé à une vanne modulante.

Dans notre cas on opte pour débitmètre associé à une vanne modulante.

V.4.5.4 Dimensionnement

A- Données initiales

Débit à traiter = 65,7 m³/h pour chaque décanteur.

Vitesse de passage sur filtre ≈ 14 m/h.

B - Calcul de la surface totale de filtration nécessaire

$$Q = V \cdot S \longrightarrow S = Q/v$$

Avec:

v : vitesse de filtration (14 m/h) ;

Q : débit horaire entrant (m³/h) ;

S : surface totale de filtration (m²).

AN :

$$S = 65,7/14 = 4,69 \text{ m}^2$$

Dans notre travail on souhaite mettre en place trois filtres pour chaque décanteur, deux à sable et un à charbon actif en grain (CAG).

C- Calcul du diamètre de chaque filtre de sable

$$\text{Débit unitaire à traiter} = 65,7/2 = 32,85 \text{ m}^3/\text{h}/\text{filtre}$$

$$S = Q/v = 32,85/14 = 2,35 \text{ m}^2$$

$$R = (S/\pi)^{1/2} = (2,35/\pi)^{1/2} = 0,87 \text{ m}$$

$$D = R \cdot 2 = 0,87 \cdot 2 = 1,74 \text{ m} \quad \mathbf{D=1,74 \text{ m}}$$

D- Calcul du diamètre du filtre à charbon actif

Le filtre à charbon actif va traiter le débit 65,7 m³ / h

$$\text{Le rayon: } R = (s/\pi)^{1/2} = (4,69/\pi)^{1/2} = 1,22 \text{ m}$$

$$D = R \cdot 2 = 1,22 \cdot 2 = 2,44 \text{ m.} \quad \mathbf{D=2,44 \text{ m.}}$$

E -Calcul de la hauteur du filtre

La hauteur du filtre rapide doit être calculée de sorte qu'elle comporte les hauteurs partielles suivantes :

h_c : hauteur d'eau sur le lit filtrant de 0,5 m ;

h_{sb} : épaisseur de la couche du médiateur filtrant de 0,6 à 1 m ; prenant 1 m ;

h_f : hauteur au-dessous du plancher de fond 0,5 m. (MOKADEM.M, 1998)

$$H = h_c + h_{sb} + h_f \quad \mathbf{H = 2 m.}$$

- ❖ Le plancher est crépine de buselures de 50 unités par m^2 avec un débit de $0,28 m^3/h$, cela assure également l'équipartition de l'air dans le filtre lors des lavages et permet l'élimination de la couche de support de gravier.

F- Lavage des filtres

Le lavage qui se fait par suite de colmatage du filtre se fait par l'eau et air :

1. filtres à sable

- ✓ Phase détassage : Air pendant 1 à 2 minutes à débit $40 Nm^3/m^2/h$.
- ✓ Lavage air + eau : Air dans les mêmes conditions que pour le détassage ($40 Nm^3/m^2/h$) + eau à faible débit ($8 m^3/m^2/h$) pendant 10 à 15 minutes.
- ✓ Rinçage à l'eau seule: A un débit plus élevé ($20 m^3/m^2/h$) pendant environ 5 à 10 minutes

2. filtres à charbon actif

- ✓ abaissement du plan d'eau à 5 à 10 cm au dessus du niveau du CAG
 - ✓ détassage à l'air seul : à un débit de $40 Nm^3/m^2/h$ pendant une minute.
 - ✓ dégazage : arrêt du surpresseur et purge des faux-fonds pendant environ 3 minutes.
 - ✓ lavage à l'eau seule : une expansion d'environ 30 % du matériau est nécessaire pour réaliser un lavage efficace.
- ❖ A l'ensemble on va placer 8 filtres à sable et 4 à CAG, ces filtres sont répartis en 4 lignes identiques, mais pour effectuer l'opération de contrelavage on va isoler 3 lignes et cela pour ne pas perturber le fonctionnement de la station de traitement, le calcul des volumes utilisés dans cycle de lavage choisi se fait comme suit :

Filtres à sable

- Phase détassage :
 - Débit d'air : $40 Nm^3/m^2/h$;
 - Durée : 2 min ;
 - Débit d'air utilisé : $9,38 Nm^3/min/lavage$;
 - Volume d'air : $18,76 Nm^3/lavage$.
- Lavage eau+ air :

- Débit d'air : $40 \text{ Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 10 min ;
- Débit d'air utilisé : $9,38 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'air : $93,8 \text{ Nm}^3/\text{lavage}$.
- Débit d'eau : $8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 10 min ;
- Débit d'air utilisé : $1,88 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'air : $18,8 \text{ m}^3/\text{lavage}$.
- Rinçage à l'eau seule:
- Débit d'eau de rinçage : $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 5 min ;
- Débit d'eau de rinçage utilisé : $4,69 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'eau de rinçage : $23,45 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

Filtres à CAG

- Détassage à l'air seul :
- Débit d'air utilisé : $3,13 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$ pendant 1 min ;
- Volume d'air utilisé : $V=3,13 \text{ Nm}^3/\text{lavage}$.
- Lavage à l'eau seule :
- Débit d'eau utilisé : $1,56 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$ pendant 5 min ;
- Volume d'air utilisé : $V=7,82 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

G- Calcul du volume du rétrolavage des filtres

Le volume du rétrolavage peut être calculé comme suit :

$$V_{\text{rét}} = V_{\text{soufflage par eau}} + V_{\text{rinçage par eau}}$$

$$V_{\text{rét}} = 18,8 + 23,45 + 7,82 = 50,07 \text{ m}^3$$

$$\longrightarrow V_{\text{rét}} = 50 \text{ m}^3$$

- ❖ L'alimentation du réservoir d'eau de contre lavage se fait à partir des quatre décanteurs.
La pression d'eau à filtrer serait assurée par une pompe placée à l'entrée du premier filtre.
Cette pression est de 3 bars au maximum, cela pour assurer une filtration rapide.

L'air surpressé serait obtenu à partir d'un surpresseur qui doit être équipé :

- Vannes
- Clapet
- Soupape anti pulsation

- Débit $106,31 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$.
- Pression 0.5 bar

L'air sera distribué par une conduite placée dans le système de collectes sous le média filtrant, et réparti uniformément sur toute la surface du filtre.

L'évacuation des eaux de lavage, au-dessus de la surface du lit filtrant, serait assurée par un latéral et raccordée à la tuyauterie d'évacuation à l'égout.

Ces précautions permettront un lavage efficace et par le même empêcher la fuite du média filtrant.

V.4.6 Désinfection

C'est l'étape finale du traitement de l'eau : quasi systématique, elle permet de garantir la qualité microbiologique de l'eau.

La désinfection consiste à ajouter le chlore pour détruire les microorganismes de type pathogènes et assurer une quantité résiduelle du chlore libre de 0.1 mg/l.

La demande en chlore est déterminée par un essai de désinfection au laboratoire.

On va utiliser le même oxydant que celui utilisé à la sortie du bassin de coagulation-floculation de la station (Hypochlorite de Sodium ou équivalent).

L'injection du chlore ce fait à la sortie du filtre en CAG; au niveau de la conduite reliant le filtre et le réservoir d'eau traité.

V.4.6.1 Calcul du débit de la pompe doseuse

Le débit de la pompe doseuse q_p' est déterminé par la relation suivant

$$Q_{\text{fil}} \cdot C_{\text{chlore}} = q_p' \cdot C_s \Rightarrow q_p' = \frac{Q_{\text{fil}} \cdot C_{\text{chlore}}}{C_s}$$

Avec :

Q_{fil} : débit de l'eau filtré de chaque sachant qu'on a 4 lignes de 65,7 m³/h chacune;

C_{chlore} : Dose optimal du NaOcl (0,2 à 2 g/m³) ;

C_s : Concentration de chlore (36°F) soit 1°F= 3.17 g/l de Cl₂ ;

q_p' : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = (65,7 * 1,5) / (114,12 * 10^3) = 0,86 \text{ l/h.}$$

V.4.6.2 Le volume de l'eau de javel utilisé dans la désinfection

Le temps de séjour $t_s = 24 \text{ h}$;

$$V_c' = q_p * t_s = 0,86 * 4 * 24 = 82,56 \text{ l.}$$

$$\longrightarrow V_c' = 82,56 \text{ l.}$$

N.B :

Le temps de contact de l'Hypochlorite de Sodium avec l'eau ce fait au niveau du réservoir d'eau traité.

V.4.6.3 Le calcul du bac de stockage de l'Hypochlorite de Sodium

Le volume total du bac de stockage est égal à la somme du volume utilisé dans la chloration avant la décantation et celui utilisé dans la phase de désinfection.

- Le volume du bac

$$V_T = V_c + V_c' = 55,2 + 82,56 = 137,76 \text{ l.} \longrightarrow V_T = 138 \text{ l.}$$

On prend les dimensions suivantes : **0,5*0,3*1 m.**

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a dimensionné tous les ouvrages de notre station de traitement en se basant sur les critères de dimensionnement de chaque ouvrage.

Notre station de traitement se compose de deux ligne de traitement identique, chaque ligne contient un coagulateur-floculateur avec trois agitateurs de volume respectivement $4,29 \text{ m}^3$ et $35,2 \text{ m}^3$, aussi deux décanteurs lamellaires chacun se compose de 30 lamelles et une surface de $10,5 \text{ m}^2$, et en fin six filtres installés en parallèles avec une surface totale de $4,69 \text{ m}^2$. Après avoir dimensionné les ouvrages de la station de traitement, on va passe au calcul hydraulique à fin de déterminer la cote du plan d'eau dans chaque ouvrage.

Le schéma de la filière de traitement des eaux retenues peut être résumé de la façon suivante :

- ✓ Arrivée d'eau brute dans la station de traitement.
- ✓ Deux bassins de coagulation-floculation.
- ✓ Quatre bassins de décantation.
- ✓ Douze filtres sous pression.
- ✓ Stockage d'eau de javel.
- ✓ Réserves des eaux de lavage des filtres.

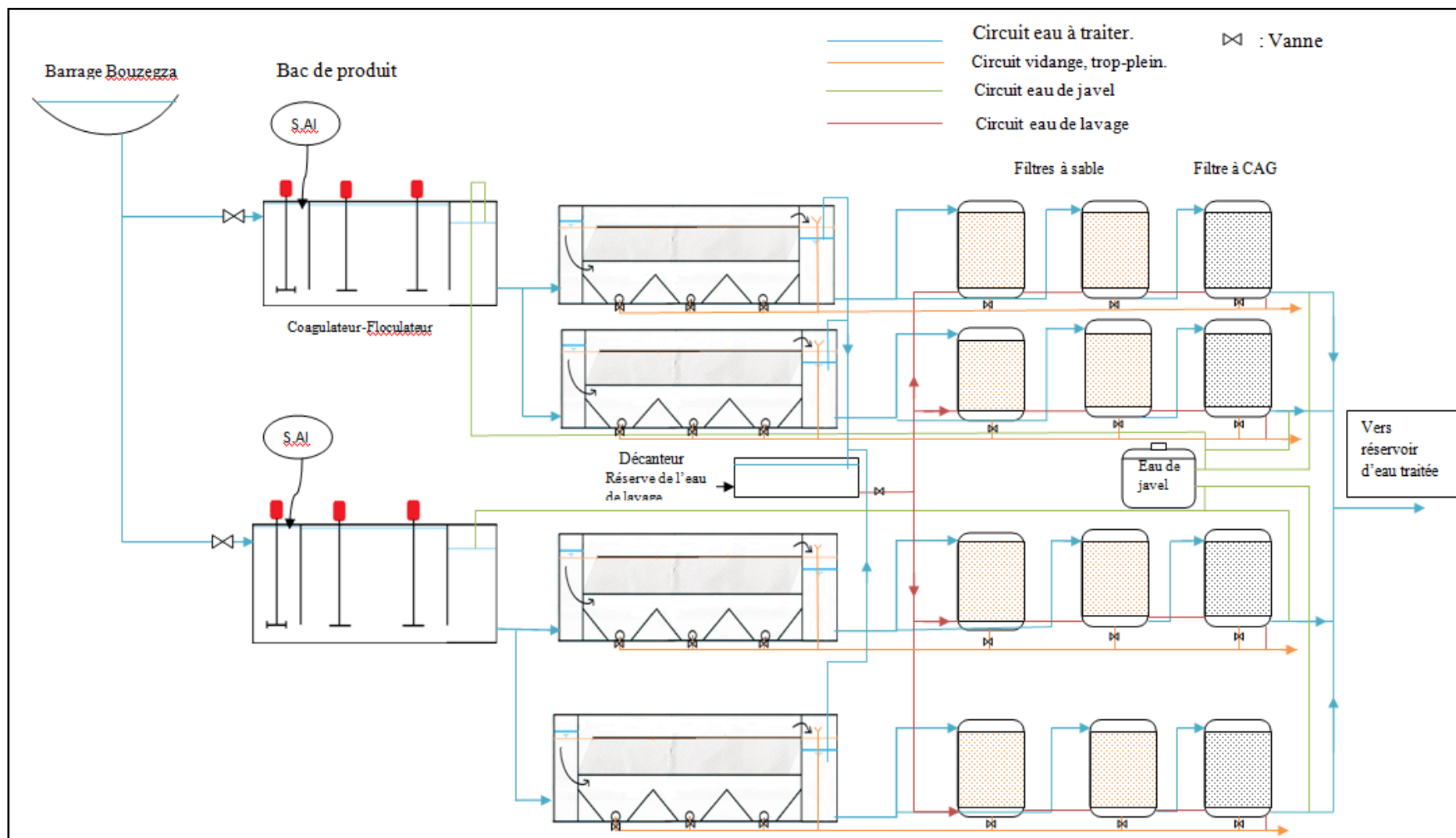


Figure V.16 : Schéma général de la filière de traitement

VI.1 Introduction

Le calcul hydraulique permet le tracé de la ligne d'eau en calculant les cotes du plan d'eau dans différents ouvrages en tenant compte les pertes de charges engendrées entre deux ouvrages successifs. Les pertes de charges sont causées par les orifices, les vannes, les déversoirs et par les conduites.

VI.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite d'amenée de l'eau brute

Les ouvrages d'adduction servent à amener l'eau brute depuis des sites plus ou moins éloignés où elle est généralement plus abondante et moins polluée, vers les zones d'utilisation. Dans notre cas ce transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques car la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, dans notre cas on a **une adduction gravitaire**.

VI.2.1 Choix du type de matériaux

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). (Mahmoud Moussa, 2002)

- Dans notre cas on opte pour les conduites en P.E.H.D, suite à des nombreux avantages qu'elles procurent.

Tuyaux en P.E.H.D

Les avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- ✓ Disponibilité sur le marché.
- ✓ Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les inconvénients :

- ✓ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

VI.2.2 Calcul de diamètre de la conduite d'amenée

Le choix de la vitesse d'amenée de l'eau repose sur une vitesse élevée qui augmente la perte de charge dans la conduite et une vitesse faible qui favorise la sédimentation, Cette vitesse ne doit pas dépasser **1,5 m/s**, bien qu'il soit préférable qu'elle soit comprise entre **0,7 et 1,2 m/s**. (Hubert Cabana ,2009)

On suppose une vitesse d'écoulement de 1.03 m/s et on calcul le diamètre de la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$\text{Ceci revient à : } D = \sqrt{\frac{4 * 0.073}{\pi * 1.03}} = 300 \text{ mm.}$$

$$\mathbf{D=300 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \mathbf{v=1,03 \text{ m/s.}}$$

Le calcul de la perte de charge se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

K' : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau VI.1

Tableau VI.1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Pour notre étude, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$.

$Q = 73$ l/s.

La longueur géométrique est de : 1167,22 m \longrightarrow la longueur équivalente est de : 1342,3 m

$$\text{Donc : } \Delta H = \frac{0,001052 \times 1342,3 \times 0,073^2}{0,3^{4,772}} = 2,35 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 2,35 \text{ m.}$$

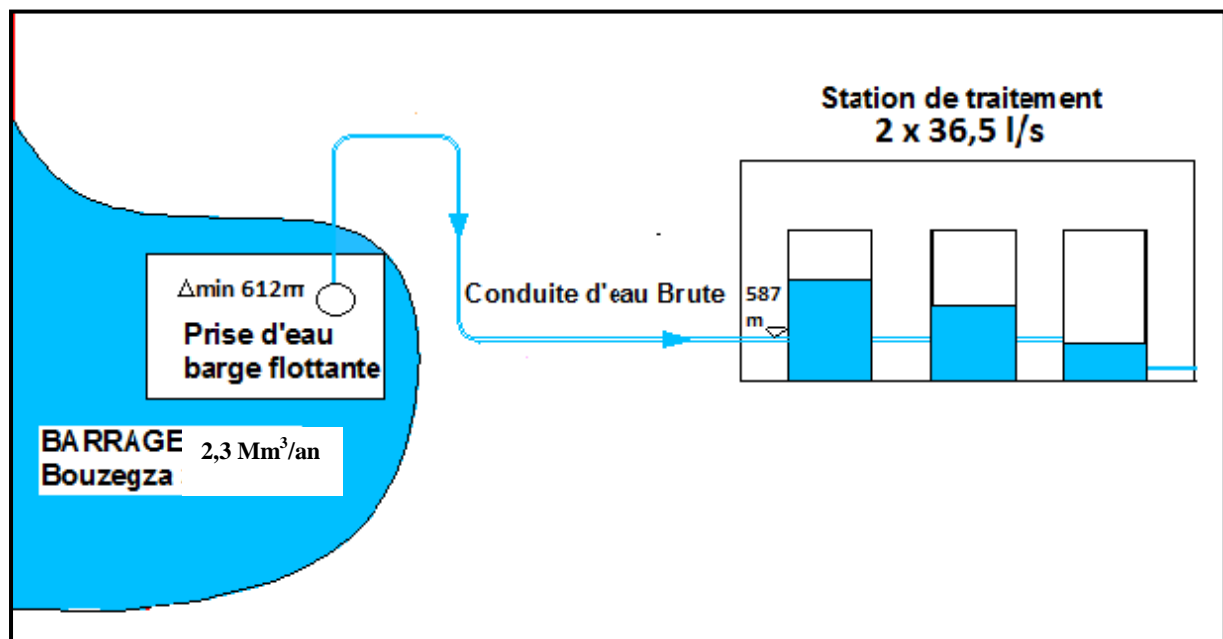


Figure VI.1 : Adduction d'eau brute

VI.3 Calcul de la perte de charge au niveau du bassin de coagulation-floculation

La circulation du débit entre les ouvrages de coagulateur-floculateur –bassin d'accumulation des eaux floculées se fait à travers des orifices placés à l'intérieur des ouvrages (donc on a un écoulement noyé).

VI.3.1 Coagulateur-floculateur

La formule du débit à travers un orifice rectangulaire avec un écoulement noyé est :

$$Q = \mu.S\sqrt{2gZ}. \quad (\text{R.E. FEATHERSTONE, 1995})$$

Avec :

- Z : la différence entre la ligne d'eau amont et aval (en m) ;
- S : la surface h*b (en m²) ;
- μ : coefficient de débit ($\mu = 0.62$).

AN:

b = 2 m, on prendra h = 0.2 m, tel que h est la hauteur de l'orifice, et b la largeur.

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0,0365^2 / 0.62^2 * (2*0.2)^2 * 2 * 9.81 = 0.001 \text{ m.}$$

$$\rightarrow Z=0,001 \text{ m.}$$

VI.3.2 Floculateur-bassin d'accumulation des eaux floculées

La formule du débit à travers un orifice rectangulaire avec un écoulement noyé est :

$$Q = \mu.S\sqrt{2gZ}.$$

AN:

b = 2 m, on prendra h = 0.15 m

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0,0365^2 / 0.62^2 * (2*0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.002 \text{ m.}$$

$$\rightarrow Z=0,002 \text{ m.}$$

VI.4 Calcul de la perte de charge au niveau des ouvrages de connexion et décanteur

VI.4.1 La conduite reliant le coagulateur- floculateur avec le décanteur

-La conduite d'eau brute est de type : PEHD avec un diamètre de 250 mm ;

-La longueur de la conduite est : 2 m ;

-Le débit véhiculé par la conduite est : 18,25 l/s.

Donc :

$$\Delta H = \frac{K.L.Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

$$K = 0,001052$$

$$\beta = 2$$

$$m = 4,772.$$

Ceci revient à :

$$\Delta H = 0.001052 * 0,01825^2 * 2 / 0.25^{4,772} = 0.0005 \text{ m.}$$

On ajoute 5 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente :

- 1- La perte de charge à l'entrée et à la sortie des ouvrages ;
- 2- Une certaine valeur de sécurité.

Donc :

$$\Delta H = 0,00053 \text{ m.}$$

VI.4.2 Décanteur

L'écoulement serait gravitaire à l'entrée, au passage et à la sortie de flocculateur et du décanteur.

Les pertes de charges sont causées par les conduites perforées.

1- Tuyaux de réparation d'eau brute

- Type de canalisation : PVC avec un diamètre de 100 mm ;
- La longueur totale est : 10,5 m ;
- Le débit véhiculé par la conduite est : 18,25 l/s.
- les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Delta H = 0.001052 * 0,01825^2 * 10,5 * 1,1 / 0.1^{4,772} = 0,24 \text{ m.}$$

2- Tuyaux de reprise d'eau décantée

- Type de canalisation : PVC avec un diamètre de 150 mm ;
- La longueur totale est : 12 m ;
- Le débit véhiculé par la conduite est : 18,25 l/s.
- les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Delta H = 0.001052 * 0,01825^2 * 12 * 1,1 / 0.15^{4,772} = 0,04 \text{ m.}$$

VI.5 Calcul de la perte de charge au niveau des filtres

VI.5.1 filtres à sable

Les pertes de charges au niveau des filtres peuvent être déterminées par la loi de **Carmen-Kozeny** :

$$h_L = \frac{f}{\phi} \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon^3} \frac{L}{d} \frac{V_a^2}{g} ;$$

$$f = 150 \frac{1-\varepsilon}{R} + 1,75 ;$$

$$R = \frac{\phi d V_{a\rho}}{\mu}.$$

d : diamètre des grains, m;

f : coefficient de frottement ;

h_L : perte de charge, m ;

g : accélération de la pesanteur, $9,81 \text{ m/s}^2$.

V_a : vitesse de filtration, m/s ;

L : hauteur de la masse filtrante, m ;

ε : porosité ;

R : nombre de Reynolds ;

μ : viscosité dynamique, Pa.s ;

ρ : masse volumique de l'eau, kg/m^3 ;

ϕ : coefficient dépend de la forme du granulat (1.0 pour la forme sphérique, 0.82 pour la forme arrondie, 0.75 pour la forme moyenne et 0,73 pour les matériaux anguleux).

(Mackenzie L.Davis, 2010)

A.N:

On prend :

$d = 0,5 \text{ mm}$; $\phi = 0,82$

ε est variable de 0,5 à 0,6 pour le sable de filtration, on prend $\varepsilon = 0,5$.

$$R = \frac{0,82 * 0,5 * 10^{-3} * 3,88 * 10^{-3} * 1000}{1,13 * 10^{-3}} = 1,41.$$

$$f = 150 \frac{1-0,5}{1,41} + 1,75 = 54,94.$$

Donc :

$$h_L = \frac{54,94}{0,82} \frac{1-0,5}{0,5^3} \frac{1}{0,5 * 10^{-3}} \frac{(3,88 * 10^{-3})^2}{9,81} = 0,212 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 0,212 \text{ m.}$$

VI.5.2 filtres à CAG

Pour les filtres à CAG : $d = 0,8-1 \text{ mm}$ on prend $d = 0,9$, $\varepsilon = 0,5$;

A.N :

$$R = \frac{0,75 * 0,9 * 10^{-3} * 3,88 * 10^{-3} * 1000}{1,13 * 10^{-3}} = 2,32.$$

$$f = 150 \frac{1-0,5}{2,32} + 1,75 = 34,08.$$

Donc:

$$h_L = \frac{34,08}{0,75} \frac{1-0,5}{0,5^3} \frac{1}{0,9 \cdot 10^{-3}} \frac{(3,88 \cdot 10^{-3})^2}{9,81} = 0,08 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 0,08 \text{ m.}$$

Remarque:

L'écoulement est sous pression à l'entrée de chaque filtre, cette pression est assurée par un système de pompage. La pression peut atteindre 4 bars selon le cas.

VI.6 Réservoir d'eau traitée

VI.6.1 volume du réservoir

Le volume du réservoir est le volume d'eau traitée.

Avec :

$$V_{\text{trai}} = Q_{\text{trai}} \cdot t_s$$

Tel que :

t_s : est le temps de séjour qui est égal à 3h.

AN :

$$V_{\text{trai}} = 0,073 \cdot 3 \cdot 3600 = 788,4 \text{ m}^3.$$

On opte pour un réservoir 800 m^3

Le temps de séjour devient : $t_s = 3,04 \text{ h}$.

VI.6.2 Diamètre du réservoir

On suppose de la hauteur du réservoir est de l'ordre de **5m**, donc on aura un diamètre pour le réservoir égale à :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 800}{\pi \cdot 5}} = 14,27 \text{ m.}$$

→ D=14,5 m.

VI.7 Calcul de la pression d'arrivé à la station de traitement

Le niveau de l'eau dans le barrage de Bouzegza est variable selon plusieurs facteurs, à cet effet le niveau de la prise d'eau flottante est variable aussi.

On va effectuer le calcul de la charge supposant le cas défavorable, lorsque l'eau brute issue par la prise inférieure c'est-à-dire à 612 m NGA généralement c'est le cas d'été.

-La cote d'arrivé à la station de traitement est : 586,86 m.

Donc :

$$H = 613 - (C_{ST} + \Delta H_{\text{barrage-station}})$$

$$H = 613 - (586,86 + 2,35) = 23,79 \text{ m.c.e}$$

→ Donc l'eau arrive à la station avec une pression de 23,79 m.c.e.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Caractéristique hydraulique des ouvrages de traitement

Ouvrage	Surface (m ²)	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Cote Plus hautes eaux (m)	Cote radier (m)	Hauteur totale d'ouvrage
bassins de coagulation	1,34	2	0,67	3	590	587	3,2
bassins de floculation	11,5	5,5	2	3	589,999	587	3,2
bassins d'accumulation des eaux floculées	1,66	2	0,83	3	589,997	587	3,2
décanteurs	10,5	3,5	3	2,5	589,716	587,5	2,5
filtres	4,69	-	-	-	-	587,5	2

Remarque : La ligne d'eau est représentée dans la planche du profil en long de la station de traitement

VI.8 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu déterminer la cote du plan d'eau dans les différents ouvrages de la station de traitement, pour la conduite d'eau brute nous avons opté pour une adduction gravitaire qui répond aux critères souhaitée. La vitesse est de 1,03 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

L'eau arrive au niveau du bassin de coagulation-floculation avec une pression de 23,79 m.c.e, donc on va placer un régulateur de pression à l'entrée de la station de traitement pour ne pas endommager les accessoires en amont de la station de traitement monobloc.

Après avoir calculé la ligne d'eau dans les ouvrages, on va présenter l'aspect technique de notre station de traitement d'eau potable.

VII.1 Introduction

L'instrumentation et les contrôles doivent refléter la taille de l'usine de production d'eau potable, sa complexité, le nombre d'employés et leur compétence. Pour ce faire, on doit prévoir des équipements qui permettront aux opérateurs de bien suivre et contrôler l'usine, les équipements de traitement, la production d'eau potable et la gestion des résidus de traitement.

Les informations qui suivent donnent un aperçu minimal des équipements nécessaires au suivi du traitement.

VII.2 Instrumentation

(VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

VII.2.1 Turbidité

La turbidité est la mesure de l'aspect plus ou moins trouble de l'eau; c'est l'inverse de la limpidité

VII.2.1.1 Principe

La turbidité est un indicateur du degré d'opacité d'une eau. Les turbidimètres utilisent tous le principe de néphélométrie. Ce principe utilise la lumière diffusée, et non la lumière transmise comme dans le cas de l'opacimétrie (turbidimètre de Jackson). La turbidité est mesurée à l'aide d'un faisceau lumineux qui est diffusé et détecté à 90°. Cette valeur sera donc exprimée en unités de turbidité néphélométrique (UTN).

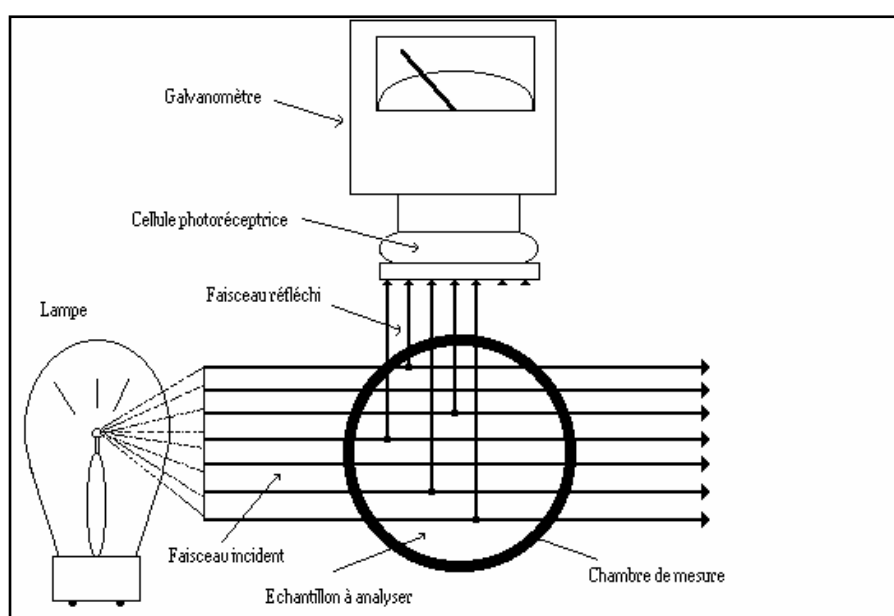


Figure VII.1 : Mesure de la turbidité par néphélométrie.

VII.2.1.2 Utilisation de la mesure de turbidité en continu

- **En eau brute** : avertir d'un changement de la qualité d'eau pour que le personnel d'astreinte adapte au besoin les réglages de la filière de traitement.

- **En eau décantée** : éviter le décrochement du décanteur et un colmatage rapide des filtres.
- **En eau filtrée** : garantir une eau traitée limpide et éviter le colmatage à cœur des filtres.

VII.2.1.3 Impératifs de montage d'un turbidimètre

- ✓ L'appareil sera toujours sous tension même pendant les périodes d'arrêt de l'unité de production,
- ✓ L'appareil sera protégé des conditions atmosphériques,
- ✓ L'appareil devra être placé le plus près possible de la prise d'échantillon de manière à limiter la longueur de la conduite d'amenée d'eau, surtout pour les eaux brutes et décantées,
- ✓ L'alimentation en eau ne devra pas avoir de prise d'air : les bulles d'air dévient le faisceau de lumière et perturbent fortement la mesure.

VII.2.1.4 Alimentation hydraulique de la cellule de mesure

- ✓ La prise d'échantillon devra être placée à un endroit où l'eau est renouvelée.
- ✓ Dans la mesure du possible, il est souhaitable d'éviter l'utilisation d'une pompe de prélèvement.
- ✓ La conduite d'alimentation ne devra pas posséder un nombre important de coudes qui diminueraient la vitesse d'écoulement et dans tous les cas, ils seront à large rayon de courbure.

4 cas sont envisageables (voir schéma VII.2)

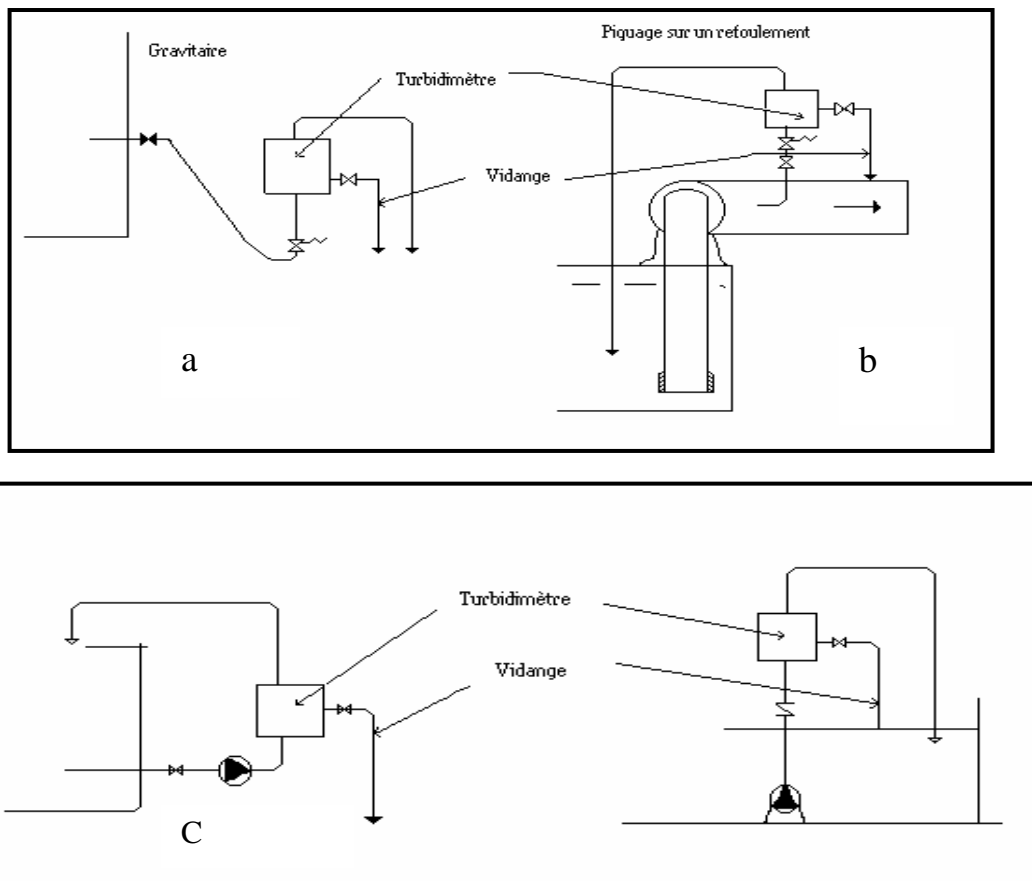


Figure VII.2 : Alimentation hydraulique des turbidimètres :
a – alimentation gravitaire. b- par refoulement. c-prélèvement par pompe.

Dans notre cas on va utiliser un va utiliser le prélèvement par pompage.

VII.2.2 PH

VII.2.2.1 Principe

Le pH peut être mesuré selon deux méthodes. La première est la méthode colorimétrique mais elle n'est pas acceptée pour la mesure réglementaire du pH. La seconde, la méthode potentiométrique, est plus efficace car elle est adaptée à la mesure en continu. L'instrument basé sur cette méthode comprend une électrode de mesure, une électrode de référence et une unité d'amplification.

VII.2.2.2 Utilisation et montage

Les pH-mètres peuvent être utilisés :

- en eau brute : pour enregistrer les variations de qualité d'eau
- en eau flocculée : pour contrôler et réguler le pH de floculation
- en eau décantée : pour contrôler le pH de l'eau décantée et éviter les surdosages en flocculant
- eau filtrée : pour contrôler le pH de l'eau filtrée et éviter les fuites d'aluminium
- en eau traitée : pour contrôler l'amenée à l'équilibre des eaux filtrées et réguler l'injection d'agent neutralisant.

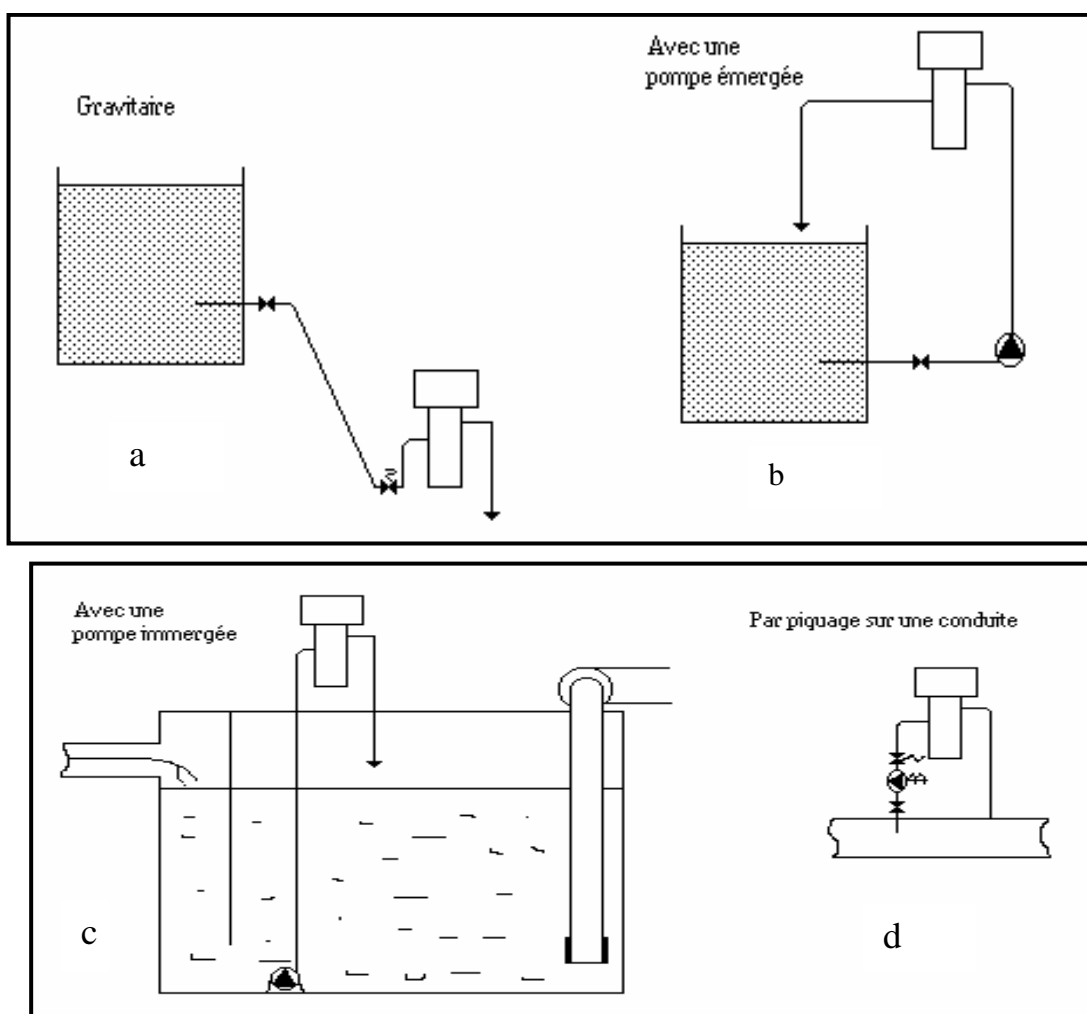


Figure VII.3 : Alimentation d'une chambre de circulation d'un pH-mètre

Dans notre cas on va utiliser le cas C pour dans le bassin de coagulation et le cas d en eau traitée (voir figure ci-dessus).

Remarque : Habituellement, le pH-mètre permet également de mesurer la température.

VII.2.3 Chlore résiduel

VII.2.3.1 Principe

La teneur en chlore peut être mesurée selon deux méthodes : la méthode ampérométrique et la méthode colorimétrique.

Il existe aussi des analyseurs de type membranaire où l'eau à analyser passe à travers une membrane perméable avant d'atteindre les électrodes.

VII.2.3.2 Utilisation de la mesure de chlore résiduel

- En eau décantée ou eau filtrée pour régler et surveiller la préchloration,
- En eau traitée pour maintenir un résiduel suffisant à la désinfection des eaux et pour éviter une concentration trop élevée.

Ces mesures peuvent être utilisées pour réguler automatiquement l'injection de l'oxydant.

VII.2.3.3 Impératifs de montage

- ✓ L'appareil sera toujours sous tension même pendant les périodes d'arrêt de l'unité de production,
- ✓ L'appareil sera protégé des conditions atmosphériques,
- ✓ L'appareil sera alimenté par un bac de mise en charge et isolé par une électrovanne à l'arrêt.

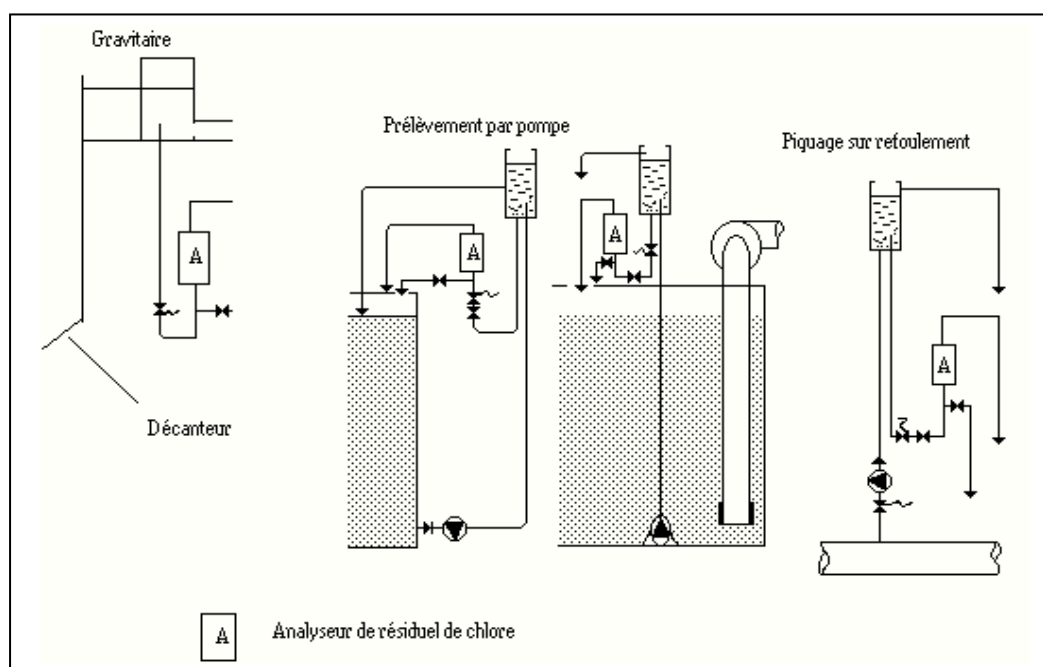


Figure VII.4: Alimentation d'un analyseur de résiduel de chlore

Dans notre cas on va utiliser l'alimentation gravitaire à la sortie de chaque décanteur et le piquage sur refoulement dans la conduite d'eau traitée après la désinfection.

VII.2.5 Laboratoires et instruments

De façon générale, l'équipement de laboratoire sera choisi en fonction de la source d'eau brute, de l'utilisation projetée de l'installation de traitement et de la complexité du procédé de traitement. Il faut également tenir compte de la compétence des opérateurs, des buts visés et des procédures d'utilisation.

De façon particulière le laboratoire de l'installation de la station de traitement du barrage Bouzegza doit comprendre au minimum :

- ✓ Pour toutes les installations de traitement d'eaux de surface : un turbidimètre de laboratoire respectant les normes définies par le Standard Methods les plus récentes;
- ✓ Pour toutes les installations dotées de procédés de floculation et de décantation incluant le dosage de chaux : un pH-mètre, le matériel nécessaire pour effectuer des *jar tests* ainsi que les équipements de titrage de la dureté et de l'alcalinité;

VII.3 Contrôles

VII.3.1 Coagulation-floculation

Les contrôles porteront :

- ✓ sur la vérification du débit des pompes doseuses permettant de définir le taux de traitement appliqué .
- ✓ sur la mesure de pH de floculation.
- ✓ sur l'analyse de la turbidité en eau décantée.
- ✓ sur l'analyse des résiduels d'aluminium ou de fer de l'eau traité.
- ✓ sur l'abattement de la matière organique entre l'eau brute et l'eau traitée. Tout abattement inférieur ou voisin de 50 % doit déclencher une action.

Tableau VII.1 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la floculation

Causes	remèdes
Evolution de la qualité des eaux brutes (MO-turbidité-algues)	Essai labo JAR TEST Modifier le taux de traitement
PH de floculation hors gamme sels d'aluminium $6 < \text{PH} < 7.2-7.5$ Sel de fer : moins sensible $5.5 < \text{PH} < 8$	Correction du PH par ajout de chaux, soude ou acide
Floculation délicate	Mise en œuvre d'un adjuvant de floculation
Taux de traitement inadapté	-Débit de la pompe doseuse. -Problèmes de bouchages liés à une cristallisation de réactif -Siphonage -Zone de réactif : mauvais mélange

VII.3.2 Décantation

L'efficacité de la décantation est souvent mesurée par la turbidité de l'eau décantée. La valeur de la turbidité ne devrait jamais excéder 3 NTU et tendre vers la valeur la plus faible (0,5 à 1 NTU). Il est bien entendu rappeler que la seule mesure de turbidité n'est pas suffisante et que l'abattement de la matière organique est le critère premier pour évaluer l'efficacité de l'ensemble des étapes de clarification.

Les réglages portent surtout sur les purges de boues. Celles-ci doivent permettre l'évacuation des boues tout en minimisant les pertes en eau. Il est préférable de réaliser ces purges sur de courtes séquences.

Tableau VII.2 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la décantation

Causes	Remèdes
Evolution de la qualité de l'eau brute	Essai labo Jar-test-Modification du taux de coagulant
Mauvaise floculation	Voir le tableau ci-dessus.
Réglage de purges inadapté	Modifier fréquence et/ou durées des purges
Ouvrages vidangés trop rarement	Prévoir 1 à plusieurs vidanges/an
Phénomènes purement physiques : -mouvement de convection lié à un gradient de température -turbulences sur le miroir du décanteur (vent)	Si problème chronique → couverture de l'ouvrage
Débit excessif, vitesse de Hazen trop élevée	-Diminuer le débit -Projet d'agrandissement des capacités de Décantation
Ouvrages de collecte d'eau décantée imparfaitement horizontaux	Bien régler les lames déversantes ou les tubes percés
Phénomènes de développement d'algues	Solutions envisageables : -mise en place d'un traitement anti-algues -couverture du décanteur (le plus efficace)

VII.3.3 Filtration

L'efficacité de la filtration se contrôle classiquement par des mesures de turbidité sur l'eau filtrée. L'abattement des matières organiques doit également être mesuré et tout abattement inférieur à 50 % entre l'eau brute et l'eau filtrée doit être considéré comme anormalement faible.

Toute analyse de turbidité égale ou supérieure à 0,5 NTU doit entraîner un décolmatage.

Tableau VII.3 : Causes de mauvais fonctionnement et remèdes de la filtration

Causes	Remèdes
Dégradation de la qualité de l'eau décantée	Cf floculation et décantation
Mauvaise équirépartition du débit sur chaque filtre	-Accroître la perte de charge en entrée du filtre si insuffisante -Fonctionner au débit nominal -Régler, réparer ou remplacer les régulateurs
Vitesse de filtration instable	Régler, réparer ou remplacer les régulateurs
Anomalies au niveau des planchers des filtres (crépines bouchées ou cassées entraînant des passages préférentiels)	Enlever le matériau filtrant et déboucher les crépines
Manque de matériau filtrant	Eliminer les causes des pertes (lavages mal maîtrisés et/ou matériau filtrant mal adapté) et rétablir l'épaisseur de matériau filtrant
Matériau filtrant mal adapté (nature, granulométrie)	Remplacer le matériau filtrant (choix fonction de la qualité de l'eau à traiter et objectifs à atteindre)
Proliférations bactériennes anarchiques	Augmenter la fréquence de lavage et/ou la dose de désinfectant dans l'eau de lavage
Lavage trop tardif	Revoir les consignes de déclenchement du lavage
Conditions de lavage incorrectes	-Vérifier le débit des organes de lavage et remplacer les équipements défectueux -Appliquer les consignes de lavage

VII.4 Conclusion

Malgré l'avancée technologique en instrumentation et contrôle, et malgré l'économie qui peut être engendrée par l'automatisation du contrôle par téléométrie, une visite sur place faite par un opérateur compétent doit être effectuée au moins une fois par jour. Bien qu'il y ait plusieurs avantages à suivre à distance le fonctionnement d'une usine de production d'eau potable, la visite quotidienne d'un opérateur compétent demeure le moyen le plus sûr de garantir la qualité de l'eau potable distribuée.

VIII.1 Introduction

Ce chapitre regroupe les éléments génériques de conception à considérer afin d'assurer un environnement de travail sécuritaire surtout en ce qui concerne les produits chimiques.

VIII.2 La prévention dans la conception d'une installation de production d'eau potable

Afin de déterminer les mécanismes de prévention qui devront être retenus à chacune des étapes de traitement, il faut déterminer, dans un premier temps, les dangers qu'elles représenteront pour le travailleur dans l'exercice de ses fonctions. Souvent, les risques apparaissent lorsque le travailleur doit intervenir à des fins d'entretien sur les infrastructures et les équipements relatifs à un procédé. (Environnement Québec, 2002)

Le tableau qui suit met en relief les dangers que peuvent représenter les postes de travail pour le travailleur. Dans un deuxième temps, il faut s'assurer que les mécanismes de prévention à la source retenus seront aptes à faire face aux dangers qui découlent des différentes tâches. À cet effet, un deuxième tableau résume les options à prendre en considération dans la conception.

Un poste de travail en particulier peut comporter des risques n'apparaissant pas dans les tableaux.

Abréviations utilisées dans les tableaux :

- NA : non-applicable;
- X : inhérent au poste de travail;

Tableau VIII.1 : Risques encourus par le personnel dans les différents postes de travail

Énumération des risques par poste de travail (tableau 1 de 2)	bassins de mélange / de floculation	décanteur	filtre sous pression	réservoir distribution d'eau potable
Chute d'équipements ou d'accessoires d'un palier à l'autre, particulièrement au moment de leur levage	X	X	X	X
Électrisation lors d'emploi d'outillage électrique ou de travaux sur les composantes électriques du procédé	X	X	X	X
Incendie de composantes électriques (filage, transformateur, démarreur, moteur, etc.)	X	NA	X	X
Exposition aux bruits provenant de la mécanique de procédé	NA	NA	NA	X
Éclairage insuffisant lors d'intervention dans l'espace clos que constituent les bassins	X	X	NA	X
Contamination de l'air ambiant par des produits chimiques utilisés pour nettoyer ou désinfecter	X	X	X	X
Dégagement instantané de pression lors du travail sur une conduite pressurisée ou sur ses accessoires (vanne, clapet, régulateur de pression, pompe, etc.)	X	X	X	X
Chute dans les puits mouillés ou dans un bassin	X	X	NA	X
Glissade sur une surface mouillée ou rendue glissante par l'apport d'eau, de sédiments ou de boue	X	X	X	X
Blessure à un ou des membres lors d'une remise en marche inopinée des pompes ou des appareils mécaniques lors de leur entretien	X	X	X	X
Infection contractée au contact d'eaux, sédiments et équipements contaminés	X	X	NA	NA

Tableau VIII.2 : Prévention à la source à implanter dès l'étape de conception

Prévention à la source par poste de travail	bassins de mélange / de floculation	décanteur	filtre sous pression	réservoir distribution d'eau potable
Indiquer clairement la charge maximale autorisée sur les dispositifs de levage employés pour soulever les équipements	X	X	NA	X
Identifier comme espaces clos les puits, goulottes et bassins	X	X	X	X
Installer des disjoncteurs différentiels pour personnes (GFI) sur les prises monophasées de 120/240 volts situées à proximité des puits mouillés, goulottes et bassins	X	X	X	X
Prévoir les infrastructures limitant l'accès aux postes de traitement qui se trouvent à l'écart des installations principales ou en milieu isolé	X	X	X	X

VIII.3 Localisation de l'installation de traitement

Les éléments suivants ont été pris en considération dans le choix de la localisation de l'installation de traitement :

- ✓ L'installation de traitement doit être facilement accessible en toutes saisons;
- ✓ Tous les équipements doivent être situés dans un endroit à l'abri de toute pollution où ils ne risquent pas d'être endommagés par les inondations;
- ✓ Les autorités concernées devraient être consultées relativement à tout ouvrage qui pourrait entraver l'écoulement naturel d'un cours d'eau, tel un barrage, ou un projet impliquant le remplissage de berges;
- ✓ Les facilités d'élimination des eaux de lavage et des boues doivent privilégier le rejet à l'égout.

VIII.4 Aménagement de l'installation de traitement

L'aménagement de notre installation de traitement doit tenir compte des éléments suivants:

- ✓ L'aspect fonctionnel de l'installation de traitement;
- ✓ L'espace de laboratoire requis (incluant un comptoir avec lavabo, des prises d'analyse pour l'eau brute, l'eau traitée, l'eau désinfectée ainsi que des eaux des différentes étapes de traitement et l'espace nécessaire pour les équipements

- d'analyse);
- ✓ L'espace pour le bureau du ou des opérateurs;
- ✓ Les utilités sanitaires telles que toilettes et lavabo;
- ✓ La possibilité d'agrandissement futur de l'installation de traitement;
- ✓ La possibilité d'améliorer la filière de traitement dans l'éventualité d'un raffermissement des normes;
- ✓ L'espace pour le traitement et l'élimination des boues;
- ✓ Les facilités d'accès;
- ✓ La protection du site (clôture et barrière cadenassée) contre les intrus, les vols, les sabotages et le vandalisme;
- ✓ La nature du sol et de la topographie;
- ✓ Le drainage du site et du remblayage requis pour prévenir toute entrée d'eau de surface et prévoir l'élimination de ces eaux;
- ✓ La facilité de livraison des produits chimiques dans les endroits réservés à cette fin.
- ✓ La sécurité et l'hygiène du personnel.

VIII.5 Ventilation

Une ventilation devra être prévue dans les pièces où des moteurs exigent des refroidissements. Elle sera également nécessaire pour chasser les gaz, et ce à fonctionnement périodique pour prévenir l'accumulation et éviter ainsi les risques d'explosion.

VIII.6 La prévention associée à l'utilisation spécifique d'un produit chimique

VIII.6.1 Flocculant (sulfate d'aluminium)

On préfère employer l'alun sous sa forme liquide à cause de sa facilité de manutention et de sa simplicité de dosage. Néanmoins, il est aussi disponible sous forme granulaire pour les petites installations.

- ✚ L'alun est le nom communément employé pour désigner du sulfate d'aluminium commercial sous forme sèche, ou en solution

L'alun liquide peut induire des irritations ou des brûlures graves aux yeux. Un déversement d'alun sur un plancher est susceptible de le rendre glissant. En outre, l'alun a tendance à précipiter lorsque sa température baisse. En guise de prévention, il y a donc lieu de :

- ✓ Éviter la dispersion d'émissions brumeuses à l'intérieur de la salle d'entreposage en dirigeant la conduite de mise à l'atmosphère du réservoir à l'extérieur et en munissant ce dernier d'une trappe d'accès étanche;
- ✓ Garder dans un endroit tempéré (entre 15 et 35 °C) et à l'abri des bases pour éviter l'évaporation excessive du produit ou sa précipitation;
- ✓ Utiliser pour l'entreposage et la tuyauterie des matériaux résistants aux acides;
- ✓ Installer un système de ventilation dans les endroits où les conditions brumeuses peuvent contaminer l'air ambiant;
- ✓ Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence alimentées en eau tempérée par l'utilisation d'un mitigeur thermostatique;

VIII.6.2 Les polymères

Les polymères sont manufacturés sous forme sèche et sous forme de solution. Néanmoins, la plupart des installations les achètent à l'état sec, puis les diluent sur place à cause du coût prohibitif de la forme liquide, constituée essentiellement d'eau.

Dans le cas de notre installation, on aura recours à la fabrication de cuvées où la quantité exacte de produit sera ajoutée manuellement au système de mise en solution et de maturation.

Les polymères sont des produits organiques de toxicité faible, sinon nulle, selon le type utilisé. Néanmoins, il y a lieu de se prémunir d'un contact avec la poussière, principalement en ce qui concerne les yeux, les poumons et l'estomac, afin d'éviter les irritations.

Le polymère à l'état sec ou dilué peut rendre les surfaces et les accessoires excessivement glissants, ce qui accroît considérablement les risques de glissade et de chute. Il faut éviter tout contact entre les polymères et les acides forts ainsi que les oxydants puissants, surtout lorsqu'il y a incompatibilité. Ces produits doivent donc être entreposés et manipulés séparément.

VIII.6.3 La chaux éteinte

La chaux éteinte est disponible en vrac et en sacs de 25 kg. Dans le premier cas, on aura recours à un silo pour procéder à la manutention suite à la livraison par camion semi-remorque. En ce qui concerne les sacs, ils sont normalement livrés sur des palettes ou à l'unité et entreposés dans un espace réservé à cette fin.

L'écoulement au point de dosage peut se faire par gravité, éjection ou par pompage.

Une solution concentrée en chaux a la fâcheuse propriété de s'incruster dans les conduites qui la véhiculent et d'ainsi les bloquer rapidement.

La chaux éteinte ou hydroxyde de calcium est une poudre blanche corrosive qui réagit violemment avec les acides forts et, dans une moindre mesure, avec les autres acides. Elle peut aussi réagir avec diverses substances pour former des composés chimiques à base de calcium. Une exposition aiguë provoque la corrosion de la peau et des muqueuses ainsi que l'enlèvement des huiles naturelles de la peau.

VIII.6.4 L'hypochlorite de sodium

L'eau de Javel est disponible sur le marché à des concentrations en chlore variant de 5 à 15%. Néanmoins, la solution à 12% s'avère la plus populaire. Les formats les plus répandus sont les contenants de 3,6 à 4,5 litres, de 20 à 22,5 litres et de 100 à 220 litres.

La solution d'hypochlorite de sodium est à la fois corrosive et oxydante et ne doit pas être exposée à la lumière ou à la chaleur excessive.

La prévention à la source lors de la conception

- ✓ L'eau de Javel doit être entreposée dans une salle sombre où la température ne dépasse pas un minimum et maximum de -10°C et 30°C respectivement. Elle doit être tenue à l'écart des acides, de l'ammoniac et de diverses substances organiques;
- ✓ L'équipement assurant la ventilation d'air devra être fabriqué de matériau résistants à la corrosion.
- ✓ Les cuves d'entreposage seront munies d'un trop-plein et d'une alarme qui protégeront le personnel advenant un débordement;
- ✓ Lors de l'installation de conduites, une attention toute particulière doit être portée afin d'assurer l'étanchéité des raccords. Les solutions d'hypochlorite ont tendance à suinter à travers les raccords;
- ✓ Il faut éviter les contacts entre l'eau de Javel et les métaux, car l'oxygène qui se dégage augmente les risques d'incendie;
- ✓ De préférence, les équipements électriques (interrupteur, moteur, détecteur, etc.) doivent être placés à l'extérieur des salles d'entreposage afin d'éviter leur corrosion, un phénomène qui accroît les risques de courts-circuitages;
- ✓ Installer près du réservoir et des pompes doseuses une fontaine oculaire et une douche d'urgence.

VIII.6.5 Localisation des doseuses

Les doseurs doivent être installés près des points d'application afin de réduire la longueur de la conduite d'alimentation de solution de produits chimiques et dans des endroits d'accès facile pour faciliter la maintenance et la surveillance du fonctionnement du système. Des mesures de précaution doivent être prévues afin que les solutions répandues par accident ne puissent infiltrer ou contaminer les unités de traitement ou les réservoirs.

VIII.7 Conclusion

Tous les éléments cités dans ce chapitre ont été pris en considération dans notre conception, pour limiter les risques d'accidents, ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale

Une eau de surface possède généralement beaucoup d'imperfections qui justifient un certain nombre de traitements avant distribution.

Dans notre étude on a proposé une filière classique de traitement des eaux de surface du barrage de Bouzegza, cette filière comprenant :

- Une floculation décantation avec adjonction de sulfate d'alumine ;
- Une filtration des eaux décantées ;
- Une chloration avec ajout de chlore après filtration.

On a opté pour la station de traitement d'eau potable de construction métallique, solide et compacte en plus de la possibilité de son caractère modulaire présente les avantages suivants :

- Génie civil très réduits.
- Temps de réalisation relativement court.
- Mobilité : possibilité de déplacer la station vers une autre destination.
- Possibilité d'augmenter la production en fonction du besoin par l'ajout d'un module.

Cette station de traitement permettra de créer une station capable de compenser les besoins futurs à 10 ans et plus avec un taux de satisfaction de 84,46% à l'horizon 2030, donc il faut penser à des autres ressources en eau pour satisfaire les besoins à long terme.

La base de dimensionnement est d'une production d'eau potable correspondant à traiter 73 l/s selon les normes de l'OMS. Elle se compose de deux lignes de traitement identiques, chaque ligne contient un coagulateur-floculateur avec trois agitateurs de volume respectivement 4 m³ et 35,2 m³, aussi deux décanteurs lamellaires chacun se compose de 30 lamelles et une surface de 10,5 m², six filtres installés en parallèles avec une surface totale de filtration 4,69 m²/filtre, et en fin un réservoir de stockage d'eau traitée.

Les traitants à développer son esprit et opter pour les stations de traitement d'eau potable de construction métallique, de plus vu que ce type de station est maîtrisée en Algérie, nous recommandons l'utilisation de ces stations monobloc.

Références Bibliographiques

- ✚ ANTOINE LAPORTE et MICHEL PERIAD, « L'élaboration d'une procédure sécuritaire de travail en espace clos applicable aux stations de traitement des eaux potable et usées », SAINT-HYACINTHE -APSAM -LE 21 AVRIL 2004.
- ✚ Arnaud LAINE. Diagnostique de stations de traitement d'eau potable : réhabilitation de filières existantes et étude de filières à mettre en place. Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg. France. 2006.
- ✚ CORISCO-PEREZ Carlos. SYNTHÈSE TECHNIQUE : POTABILISATION : LES COUTS REELS DE PRODUCTION DE L'EAU POTABLE. Ecole Nationale Du Génie Rural des Eaux et des Forêts ; ENGREF Centre de Montpellier. Février 2006. 12 p.
- ✚ Environnement Québec. Guide de conception des installations de production d'eau potable. Volume 1. Version finale 31/08/2002. 530 p
- ✚ Hubert Cabana.GCI 720 - Conception : usine de traitement des eaux potables. Automne 2009 : Chapitre 2 ; Les prises d'eau.42 p.
- ✚ Hubert Cabana.GCI 720 - Conception : usine de traitement des eaux potables. Automne 2009 : Chapitre 7 ; La désinfection et les procédés oxydatifs.127 p.
- ✚ Jean Rodier et coll. TECHNIQUES ET INGENIERIE : série environnement et sécurité. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8e éd, Dunod. Paris.2005.p :1125-1199.
- ✚ Monjour. Les pathologies d'origine hydrique et la potabilité de l'eau, Faculté de Médecine Pitié-Salpêtrière – Paris. Les Cahiers du MURS 1997; n°33 - 2ème trimestre.
- ✚ Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Design Principles and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies.United States.2010. 1301 P.
- ✚ MOKADEM.M, "Contribution à l'étude de filières de traitement des eaux de barrages en Algérie, optimisation et dimensionnement par traitement numérique" mémoire de Magister, U.H.B.C, Chleff 1998.
- ✚ Monjour. Les pathologies d'origine hydrique et la potabilité de l'eau, Faculté de Médecine Pitié-Salpêtrière – Paris. Les Cahiers du MURS 1997 ; n°33 - 2ème trimestre.

- ✚ Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulaires », Techniques de l'Ingénieur.
- ✚ Raymond Desjardins, « Le traitement des eaux », 2^e édition revue et améliorée. Edition de l'école polytechnique de Montréal.1997.
- ✚ R.E. FEATHERSTONE and C. NALLURI. Civil Engineering Hydraulics: Essential Theory with Worked Examples.Third Edition. 1995.P 62 et 63.
- ✚ Sage Gironde, Nappe profonde. Rendement des réseaux d'eau potable : définition des termes utilisés. Validé par la commission locale de l'eau 28 juin 2004. 23p

- ✚ Sakhraoui Fouad. Etude de l'extension de la station de traitement d'ain zada (w.Bordj Bouarreridj). Mémoire de fin d'étude. Ecole Nationale Supérieure de L'Hydraulique. Algérie.2011.
- ✚ SCHULMAN.J, « Cours du traitement des eaux », 2010.
- ✚ VEOLIA ENVIRONNEMENT, Traitement d'eau potable. Région EST-OUEST, Direction Technique, Département de l'eau. France.2009.
- ✚ W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC sprl liège, 1996.

Références Web-graphiques

- ✚ Bibliothèque d'OMS : Le rapport du Programme commun OMS/UNICEF de surveillance de l'approvisionnement en eau et de l'assainissement, Atteindre l'OMD relatif à l'eau potable et à l'assainissement le défi urbain et rural de la décennie, 2007.48 p. http://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring/mdg_fr.pdf. (Consulté le 28 Mars 2012).
- ✚ FEPS : Fondation de l'Eau Potable Sûre. QU'EST-CE QUE LA CHLORATION?. www.safewater.org. (Consulté le 24 Mai 2012).
- ✚ <http://earth.google.com> (Consulté le 25 Mars 2012)
- ✚ <http://www.adcgeo.net/Dossier/CoursEau.pdf>
- ✚ Mahmoud Moussa. Alimentation en eau potable. Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.<http://www.lmhe-enit.com/assets/Poly-Alimentation-en-Eau%20Potable%20-Moussa%20-> (Consulté le 28 Mars 2012).

ANNEXE II : Principe de Jar Test

Les étapes à suivre dans l'essai de Jar Test

- Prélever de l'eau brute dans un seau ou dans une cuve ayant une capacité de 15 à 20 l ; bien agiter cette eau ; Introduire dans chacun bâteaux de flocculateur 1000 ml d'eau ; placer les bâteaux. Mettre en route le moteur, et faire tourner à la vitesse la plus rapide (200 tr/min).
- Introduire le volume du coagulant qui donne une concentration de 12 mg/l dans chaque bâteau
- Déclencher le chronomètre : temps « 0 »
- Après 1 minute, ralentir la vitesse d'agitation de façon à ce que les hélices tournent à une vitesse voisine de 90 tr/min pendant 20 minutes.
- Ralentir la vitesse puis arrêter le moteur et sortir toutes les hélices d'agitation.
- Mettre notre observation.
- Mesurer le pH, turbidité et la conductivité.